



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Modelo de carga que se aplica en el
modelamiento de las estructuras de obras de arte
en carreteras de bajo volumen

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniería Civil

AUTORES

Mamani Reymundez, Maritza
ORCID: 0000-0002-0048-2092

Sosa Correa, Nivanet del Carmen
ORCID: 0000-0001-9364-9367

ASESOR

Arévalo Lay, Víctor
ORCID: 0000-0002-2518-8201

Lima, Perú

2022

Metadatos Complementarios

Datos del autor(es)

Mamani Reymundez, Maritza

DNI: 77435107

Sosa Correa, Nivanet del Carmen

DNI: 46452175

Datos de asesor

Arévalo Lay, Víctor Eleuterio

DNI: 04434662

Datos del jurado

JURADO 1

Támara Rodríguez Joaquín Samuel

DNI: 31615059

ORCID: 0000-0002-4568-9759

JURADO 2

Huamán Guerrero Néstor Wilfredo

DNI: 10281360

ORCID: 0000-0002-7722-8711

JURADO 3

Pereyra Salardi, Enriqueta

DNI: 06743824

ORCID: 0000-0002-6949-1317

Datos de la investigación

Campo del conocimiento OCDE: 02.01.01

Código del Programa: 732016

DEDICATORIA

Mi principal agradecimiento es a Dios, quien me ha dado la sabiduría y ha permitido que yo llegue hasta este momento de mi crecimiento profesional, a mi querido padre Héctor por ser un excelente papá, por ser mi mayor admiración, a mi mamá Esperanza por ser mi compañera y amiga, por sus consejos y por su cariño, a mi hermano Alexis por ser mi inspiración en esta carrera de Ingeniería Civil, a mi novio Stefano que fue un motivo más de mis alegrías y quien me dio mucha paz en momentos de estrés. A mi princesa Mitzy quien me acompañaba en mis desvelos nocturnos. Sólo puedo decir gracias familia mía por estar conmigo en cada momento especial.

Mamani Reymundez Maritza

Quiero dedicar esta tesis a Dios por permitirme culminar con éxito mi tan anhelada carrera, con gran amor a mi familia, a mi padre Julio por ser mi ejemplo de esfuerzo por el apoyo incondicional, a mi madre María por confiar en mí, por guiarme con sus sabios consejos a lo largo de mi vida universitaria e impulsarme a ser mejor, a mis hermanas Mercedes y Tatiana que son fuente de inspiración para mi formación profesional y a mis sobrinos Ariana y Liam que son mi motivación de seguir creciendo profesionalmente. A mi perrita Bella por ser mi compañera de amanecidas.

Sosa Correa Nivanet del Carmen

AGRADECIMIENTO

Agradecemos en primer lugar a Dios, a nuestros asesores del Programa de Titulación por tesis, por su apoyo en la metodología al Dr. Ing. Joaquín Samuel Támara Rodríguez y a nuestro asesor Ing. Víctor E. Arévalo Lay por la dirección en este proyecto de tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil, por compartir con nosotras sus conocimientos, su flexibilidad, entusiasmo, apoyo incondicional, y el humor en esta carrera de obstáculos, así como la constancia y paciencia que ha tenido, en todo ello tiene mucho que ver el resultado obtenido. Gracias por la comprensión de nuestras ideas a veces confusas, orientándonos a encontrar las respuestas; por su instrucción y acompañamiento a lo largo de toda esta etapa.

Mamani Reymundez Maritza y Sosa Correa
Nivanet del Carmen

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	i
ABSTRACT.....	ii
INTRODUCCIÓN	iii
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos	1
1.1.1 Problema general.....	4
1.1.2 Problemas específicos	4
1.2 Objetivo general y específico	4
1.2.1 Objetivo general	4
1.2.2 Objetivos específicos.....	4
1.3 Delimitación de la investigación.....	4
1.3.1 Delimitación espacial	4
1.3.2 Delimitación temporal.....	5
1.3.3 Delimitación teórica	5
1.4 Justificación e importancia	5
1.4.1 Importancia.....	5
1.4.2 Justificación teórica.....	6
1.4.3 Justificación metodología.....	6
1.4.4 Justificación práctica	6
1.4.5 Justificación social	7
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	8
2.1 Antecedentes del estudio de investigación	8
2.1.1 Marco histórico	8
2.1.2 Investigación Internacional	9
2.1.3 Investigación Nacionales.....	11
2.2 Bases teóricas vinculadas a la variable o variables de estudio	14
2.2.1 Carreteras de bajo volumen.....	14
2.2.2 Norma AASHTO STANDARD.....	15
2.2.3 Norma AASHTO LRFD	17
2.2.4 Cargas vehiculares.....	17
2.2.5 Carga AASHTO STANDARD	18
2.2.6 Carga AASHTO LRFD.....	20

2.2.7 Hidráulica y drenaje	22
2.2.8 Obras de arte.....	22
2.2.8.1 Alcantarillas	22
2.2.8.2 Badenes	30
2.2.8.3 Pontones	33
2.3 Modelamiento de obras de arte	33
2.3.1 Modelamiento estructural de Alcantarillas	33
2.3.2 Modelamiento estructural de Badén.....	40
2.3.3 Modelamiento estructural de Pontón.....	43
CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS	50
3.1 Hipótesis	50
3.1.1 Hipótesis principal.....	50
3.1.2 Hipótesis secundarias	50
3.2 Variables	50
3.2.1 Definición conceptual de las variables.....	50
3.2.2 Operacionalización de las variables	50
CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	51
4.1 Tipo y nivel.....	51
4.1.1 Tipo	51
4.1.2 Nivel.....	51
4.2 Diseño de investigación	51
4.3 Población y muestra.....	51
4.3.1 Población de estudio.....	51
4.3.2 Diseño muestral.....	51
4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	52
4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos.....	52
4.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos	52
4.4.3 Procedimientos para la recolección de datos.....	52
4.5 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información	52
CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	53
5.1 Normativa de países extranjeros	53
5.1.1 Paraguay	53
5.1.2 Etiopía	57
5.1.3 Argentina.....	58

5.1.4 Ecuador.....	58
5.1.5 Uruguay	59
5.1.6 Colombia	62
5.1.7 AASHTO STANDARD.....	64
5.1.8 AASHTO LRFD	64
5.1.9 Países relacionados.....	65
5.1.10 Países latinoamericanos.....	65
5.2 Modelamiento de obras de arte	67
5.2.1 Alcantarillas	67
5.2.1.1 Modelamiento AASHTO STANDAR - Alcantarilla	67
5.2.1.2 Modelamiento AASHTO LRFD – Alcantarilla	78
5.2.2 Baden.....	90
5.2.2.1 Modelamiento AASHTO STANDARD – Baden	90
5.2.2.2 Modelamiento AASHTO LRFD - Baden.....	95
5.2.3 Pontón.....	100
5.2.3.1 Modelamiento AASHTO STANDARD – Pontón	100
5.2.3.2 Modelamiento AASHTO LRFD -Pontón	110
5.3 Presentación de Resultados.....	121
5.3.1 Modelamiento AASHTO STANDARD – alcantarilla.....	121
5.3.2 Modelamiento AASHTO LRFD - alcantarilla	126
5.3.3 Comparación de los modelamientos STANDARD Y LRFD - alcantarilla. .	130
5.3.4 Modelamiento AASHTO STANDARD – Baden	136
5.3.5 Modelamiento AASHTO LRFD – Baden.....	140
5.3.6 Comparación de los modelamientos STANDARD Y LRFD – Baden.	143
5.3.7 Modelamiento AASHTO STANDARD – Pontón	146
5.3.8 Modelamiento AASHTO LRFD – Pontón.....	151
5.3.9 Comparación de los modelamientos STANDARD Y LRFD – Pontón.	156
5.4 Análisis de Resultados	162
5.5 Contrastación de Hipótesis	165
CONCLUSIONES	167
RECOMENDACIONES	169
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	170
ANEXOS.....	174
Anexo 1: Matriz de consistencia.....	174

Anexo 2: Operacionalización de variables	176
Anexo 3: Cuadro comparativo C. AASHTO STANDARD y LRFD – EXPEDIENTE 2	178
Anexo 4: Cuadro comparativo C. AASHTO STANDARD y LRFD – EXPEDIENTE 3	179
Anexo 5: Cuadro comparativo C. AASHTO STANDARD y LRFD – EXPEDIENTE 1	180
Anexo 6: Cuadro comparativo C. AASHTO STANDARD y LRFD – EXPEDIENTE 2	182
Anexo 7: Cuadro comparativo C. AASHTO STANDARD y LRFD – EXPEDIENTE 2	184
Anexo 8: Análisis comparativo C. AASHTO STANDARD y LRFD – EXPEDIENTE 3	185
Anexo 9: APÉNDICE II-B – Puentes con AASHTO LRFD 2014 – 7th edición.....	186

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Pesos y dimensiones de los vehículos en caminos de bajo volumen.....	15
Tabla 2. Tipos y secciones de alcantarillas.....	25
Tabla 3. Factores en el diseño de una alcantarilla	28
Tabla 4. Valores del coeficiente de Manning	30
Tabla 5. Principales cruces de aguas	33
Tabla 6. Cargas sobre conductos debidas al peso del terraplén.....	35
Tabla 7. Factor de seguridad.....	39
Tabla 8. Conductos en zanja - Factores de carga.....	40
Tabla 9. Densidades	45
Tabla 10. Deflexiones permitidas	46
Tabla 11. Pesos y dimensiones del camión tipo HS	55
Tabla 12. Características generales.....	56
Tabla 13. Ventajas y desventajas de alcantarillas.....	57
Tabla 14. Revisión de tipologías estructurales de puentes vehiculares de madera.....	60
Tabla 15. Códigos de puentes en diferentes países latinoamericanos	66
Tabla 16. Resultados de las cargas últimas (NORMA A. STANDARD)	121
Tabla 17. Resultados de los momentos (NORMA A. STANDARD)	122
Tabla 18. Resultados de los momentos finales (NORMA A. STANDARD).....	123
Tabla 19. Resultados de las Cortantes en la estructura (NORMA A. STANDARD)...	124
Tabla 20. Resultados de las Cortantes en las estructuras (NORMA A. STANDARD) 125	
Tabla 21. Resultados de la capacidad del suelo (NORMA A. STANDARD).....	125
Tabla 22. Resultados de las cargas últimas sobre los elementos (NORMA A. LRFD) 126	
Tabla 23. Resultados de los momentos de empotramiento (NORMA A. LRFD)	127
Tabla 24. Resultados de los momentos finales (NORMA A. LRFD)	128
Tabla 25. Resultados de las Cortantes en la estructura (NORMA A. LRFD)	128
Tabla 26. Resultados de Cortantes en la estructura (NORMA A. LRFD).....	129
Tabla 27. Resultados de la capacidad del suelo (NORMA A. LRFD)	130
Tabla 28. Porcentaje de comparación entre las C.U (STANDARD-LRFD)	131
Tabla 29. Porcentaje de comparación entre los M.E (STANDARD-LRFD)	132
Tabla 30. Porcentaje de comparación entre los M.F. (STANDARD-LRFD).....	133
Tabla 31. Cortantes en la estructura en los tres casos (STANDARD-LRFD).....	134
Tabla 32. Revisión por cortante en muros (STANDARD-LRFD)	135

Tabla 33. Capacidad del suelo (STANDARD-LRFD)	135
Tabla 34. Radio de rigidez (NORMA STANDARD).....	136
Tabla 35. Esfuerzo de esquina (NORMA STANDARD).....	137
Tabla 36. Verificación de estabilidad (NORMA STANDARD).....	138
Tabla 37. Subpresión (NORMA STANDARD)	138
Tabla 38. Fuerzas de Subpresión (NORMA STANDARD).....	139
Tabla 39. Radio de rigidez (NORMA LRFD)	140
Tabla 40. Esfuerzo en esquina (NORMA LRFD)	141
Tabla 41. Verificación de la estabilidad (NORMA LRFD).....	141
Tabla 42. Subpresión (NORMA LRFD).....	142
Tabla 43. Fuerzas de Subpresión (NORMA LRFD)	143
Tabla 44. Radio de rigidez (STANDARD - LRFD).....	143
Tabla 45. Esfuerzos en esquina (STANDARD - LRFD).....	144
Tabla 46. Verificación de la estabilidad (STANDARD-LRFD)	144
Tabla 47. Subpresión (STANDARD - LRFD)	145
Tabla 48. Fuerzas de Subpresión (STANDARD-LRFD)	145
Tabla 49. Momento de flexión por carga (NORMA STANDARD)	146
Tabla 50. Ancho de franja (NORMA STANDARD)	147
Tabla 51. Cálculo de acero (NORMA STANDARD)	147
Tabla 52. Esfuerzo de acero (NORMA STANDARD)	147
Tabla 53. Ancho efectivo de franja (NORMA STANDARD)	148
Tabla 54. Momento de flexión (NORMA STANDARD)	148
Tabla 55. Cálculo de acero - Borde (NORMA STANDARD).....	149
Tabla 56. Esfuerzo de acero (NORMA STANDARD)	149
Tabla 57. Análisis por fatiga (NORMA STANDARD)	149
Tabla 58. Combinaciones por carga y factores (NORMA STANDARD)	150
Tabla 59. Rango límite (NORMA STANDARD)	150
Tabla 60. Momentos de flexión por cargas (NORMA LRFD).....	152
Tabla 61. Ancho de franja para la carga viva (NORMA LRFD)	152
Tabla 62. Acero máximo (resistencia I) (NORMA LRFD).....	153
Tabla 63. Acero bajo cargas de servicio (NORMA LRFD)	153
Tabla 64. Ancho efectivo de franja (NORMA LRFD).....	153
Tabla 65. Momento de flexión (NORMA LRFD).....	154
Tabla 66. Cálculo de acero (NORMA LRFD).....	154

Tabla 67. Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (NORMA LRFD)	155
Tabla 68. Análisis por fatiga (NORMA LRFD)	155
Tabla 69. Combinaciones por carga y factores (NORMA LRFD)	155
Tabla 70. Rango límite (NORMA LRFD).....	156
Tabla 71. Momento de flexión por carga (STANDARD – LRFD)	156
Tabla 72. Ancho de franja (STANDARD – LRFD)	157
Tabla 73. Cálculo de acero (resistencia I) (STANDARD – LRFD).....	157
Tabla 74. Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (STANDARD – LRFD).....	158
Tabla 75. Ancho efectivo de franja (STANDARD – LRFD)	158
Tabla 76. Momento de flexión (Franja 1m) (STANDARD – LRFD)	159
Tabla 77. Cálculo de acero (resistencia I) (STANDARD – LRFD).....	159
Tabla 78. Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde) (STANDARD – LRFD) 159	
Tabla 79. Análisis por fatiga (STANDARD – LRFD)	160
Tabla 80. Combinaciones por carga y factores de carga (STANDARD – LRFD).....	160
Tabla 81. Rango límite (STANDARD – LRFD)	161
Tabla 82. Resultados respecto a la carga AASHTO STANDARD	162
Tabla 83. Resultados respecto a la carga AASHTO LRFD	163
Tabla 84. Resultados de la comparación entre STANDARD - LRFD	164

ÍNDICE DE FIGURA

Figura 1:Resumen general de la Red Vial	1
Figura 2:Esquema de las cargas vehiculares según ambas normas	17
Figura 3:Camión Tipo H.....	18
Figura 4:Camión tipo HS 20-44.....	19
Figura 5:Carga por eje de camión HS 20-44	19
Figura 6:Cargas de faja	20
Figura 7:Camión tipo HL-93	21
Figura 8:Diagrama de tipos de drenaje	22
Figura 9:Cruce Natural de Drenaje con una Alcantarilla	23
Figura 10:Ubicación de las alcantarillas respecto a la pendiente del cauce (MTC)	24
Figura 11:Ubicación de la alcantarilla respecto de la pendiente del cauce (MOPC)	25
Figura 12:Alcantarilla tipo tubería metálica corrugada (TMC).....	26
Figura 13:Aspectos de la elección del tipo de material de las alcantarillas.....	27
Figura 14:Condiciones y Consideraciones para el diseño de un badén.....	32
Figura 15:Formas de instalación de los conductos	34
Figura 16:Valores de Cd para conductos en zanjas	36
Figura 17:Valores de Cd para conductos en terraplén.....	36
Figura 18:Valores de Cd para conductos en zanja. Razón de proyección=0.5.....	37
Figura 19:Valores de Cd para conductos en zanjas. Razón de proyección=1.0	37
Figura 20:Valores de Cd para conductos en zanja. Razón de proyección=2.0.....	38
Figura 21:Radio(a) del área de contacto de cargas de rueda	41
Figura 22:Relaciones entre el CBR y el módulo de reacción de la subrasante(K).....	41
Figura 23:Camión o Convoy de carga	54
Figura 24:Carga equivalente	55
Figura 25:Carga distribuida	55
Figura 26:Camión de diseño	56
Figura 27:Tándem de diseño.....	56
Figura 28:Sobrecarga repartida.....	56
Figura 29:Vigas de madera resueltas con rollizos y entablado de madera	60
Figura 30:a) Puente de 6 metros de luz, Brasil (Calil,2002); b) Puente de 10 metros de luz en Australia; c) Puente de 50 años, Australia	61
Figura 31:a) Puente en Brasil (F,2004); b) En Chile (G;2011); c) Tipología.....	61

Figura 32:Tren de cargas de la Dirección Nacional de Vialidad (DNV).....	62
Figura 33:Perfil de un vehículo de 3 ejes	62
Figura 34:Camión C40-95 del Código colombiano CCP-95.....	63
Figura 35:Camión C32-95 del Código colombiano CCP-95.....	64

RESUMEN

En la presente investigación, se desarrolló el modelamiento estructural de las Obras de Arte en carreteras de bajo volumen de tránsito, con dos metodologías; la primera con la norma AASHTO STANDARD y la segunda con la norma AASHTO LRFD mediante el uso de herramientas ofimáticas. Esta investigación es de tipo descriptiva y explicativa, el cual se profundizó en el tema gracias a diversas recopilaciones de investigaciones nacionales e internacionales relacionadas con nuestro tema de obras de arte en carreteras de bajo volumen de tránsito. Se utilizaron dos tipos de vehículos de diseño para los modelamientos estructurales en alcantarillas, badenes y pontones siendo estos HS 20-44 y HL-93 pertenecientes a las normas AASHTO STANDARD Y AASHTO LRFD respectivamente.

Lo que se pretendió en esta investigación es comparar ambos modelos de carga para la realización de los modelamientos estructurales en base a expedientes técnicos seleccionados, para ver el cumplimiento que nos exige la norma AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD para un correcto diseño, cabe señalar que las dos normas cumplen con varios parámetros de diseño, siendo la norma LRFD la más actualizada hasta el momento que la norma STANDARD.

Palabras clave: Norma AASHTO STANDARD, Norma AASHTO LRFD, Obras de arte y modelos de carga.

ABSTRACT

In the present research, the structural modeling of the Works of Art in low traffic volume roads was developed with two methodologies; the first one with the AASHTO STANDARD and the second one with the AASHTO LRFD through the use of office automation tools. This research is of descriptive and explanatory type, which was deepened in the subject thanks to diverse compilations of national and international researches related to our subject of works of art in highways of low volume of traffic. Two types of design vehicles were used for structural modeling in culverts, speed bumps and pontoons, HS 20-44 and HL-93 belonging to the AASHTO STANDARD and AASHTO LRFD, respectively.

What was intended in this research is to compare both load models for the realization of structural modeling based on selected technical files, to see the compliance required by the AASHTO STANDARD and AASHTO LRFD for a correct design, it should be noted that the two standards comply with several design parameters, being the LRFD the most updated so far than the STANDARD.

Key words: AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD standard, Artwork and load models.

INTRODUCCIÓN

Los caminos rurales de bajo volumen de tránsito son esenciales, para pequeñas comunidades. En el Perú se presenta una diversa y variada geografía, el cual es afectado por distintos fenómenos naturales durante el año, los cuales ocasionan problemas en la infraestructura vial de cada región, siendo la parte más afectada el drenaje superficial que tienen por finalidad alejar las aguas propias y adyacentes que fluyen por la superficie de la carretera para así evitar la influencia negativa de los mismos sobre su estabilidad y transitabilidad.

Debemos de tener en cuenta que el transporte de carga cumple un rol importante, el de intercomunicar varias zonas del Perú profundo con las ciudades trasladando la mercadería de la población de la zona. En los caminos rurales de bajo volumen transitan diferentes tipos de vehículos de carga pesada, según el estudio realizado en el cruce de la carretera Mamabamba departamento de Cajamarca, consideran un tipo de vehículo de diseño C2, este estudio fue basado en el estudio de tráfico (IMDA) hecho en la zona.

A pesar que en los expedientes técnicos del Perú consideran un tipo de vehículo HL-93 el cual considera la norma AASHTO LRFD en su diseño. Por tal motivo es importante tener en cuenta el conocimiento del diseño estructural de las obras de arte y el manejo teórico respecto a las normas AASHTO STANDARD y la norma AASHTO LRFD.

El estudio consta de cinco capítulos que se refieren en:

Capítulo I es la situación a investigar el cual se presenta el planteamiento del problema, los objetivos de la investigación, la justificación y alcances de la investigación. Capítulo II contiene el marco teórico donde se presentan los antecedentes de la investigación, y el conjunto de aspectos teóricos el cual permite facilitar una base conceptual, sobre las cargas de los vehículos de diseño HS -20-44 y HL – 93. Capítulo III demuestra que las normas AASHTO STANDARD Y LRF cumplen con las normas actuales. Capítulo IV se aplicó los modelos de carga STANDARD (HS 20- 44) y LRFD (HL-93) a tres proyectos de alcantarillas, badenes y pontones, aprobados por los gobiernos regionales respectivos, para verificar si se cumplen las normas. Capítulo V se comprobó mediante la aplicación de los modelos y se concluyó que se cumplen con las normas vigentes. Se recomienda continuar investigando con STANDARD H15-44 que se ajusta a la realidad del Perú y se puede reducir costos comparando con la HL-93.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos

Desde un enfoque global algunos países tienen un modo de diseño hacia los modelos de carga usados para el modelamiento de las obras de arte, sin embargo, unos sectores de estos no han establecido un estándar adecuado para obras de arte en carreteras de bajo volumen ya que hay una circulación vehicular de tránsito pesado variado. En la evaluación de una estructura es importante el análisis de la capacidad de carga de los elementos, este estudio aporta información para una estimación de la seguridad estructural ayudando así a definir un rango máximo de carga viva que asegure el correcto funcionamiento de la estructura. (Hidalgo Negrete, 2017).

De acuerdo a la última actualización del Resumen General de la Red Vial Departamental o Regional del Sistema Nacional de Carreteras – (SINAC), inventariada se detalla, ver figura N°1:

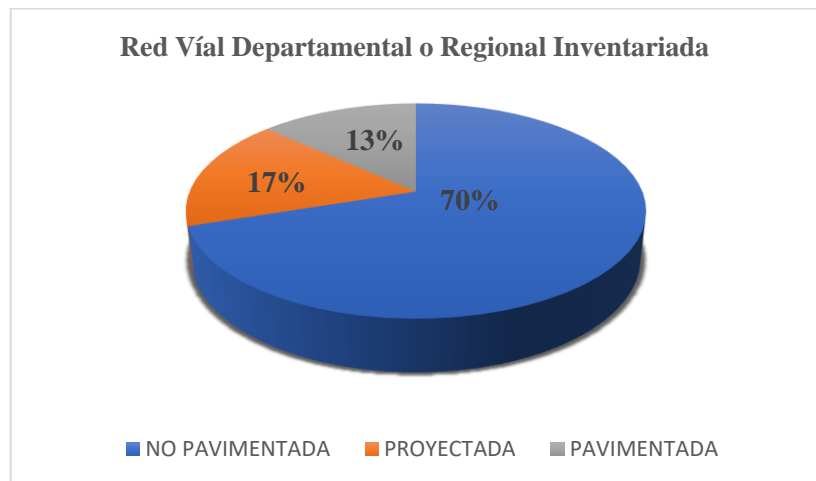


Figura 1: Resumen general de la Red Vial

Fuente: (Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, 2015)

Los caminos de bajo volumen los cuales representan el 70% (20674.62) de la Red Vial total del Perú al ser diseñados requieren considerar dentro de su estructuración los diseños adecuados de las obras de arte, las cuales serán de gran importancia para el respectivo mantenimiento y conservación de la carretera la cual debería cumplir con las normativas respectivas y, sobre todo, cumplir con la principal función de ser útil a la población cercana.

Estas estructuras de obras de arte que se realizan en tramos cortos, frecuentemente no requieren de diseño para vehículos de carga pesada, que normalmente estos se ven en áreas de gran envergadura donde si es necesario este tipo de diseño, pero en nuestro

ámbito nacional (PERÚ) vemos que se diseña siguiendo las normas del MTC que utiliza un vehículo de diseño tipo HL -93, sin embargo, el estudio del tráfico y la geometría es máximo para un vehículo de diseño tipo C-3.

En el presente estudio se realizará la comparación de los modelos de carga usados en el diseño estructural de las obras de arte y ver el comportamiento de los vehículos de diseño mediante el uso de hojas de cálculos para diseñar un badén, alcantarilla o pontón, para lo cual se contará con 2 o 3 expedientes técnicos para aplicarlo a un caso determinado.

El comportamiento de la carretera está estrechamente relacionado a la construcción de obras de arte también conocidas como obras de drenaje. Muchos caminos colapsaron especialmente en lugares donde su diseño de drenaje no fue el correcto, por ende, lo que sucedió como consecuencia fueron problemas con flujo de tránsito y también costos en su reparación.

En la búsqueda de información respecto a obras de arte encontramos en expedientes técnicos el cual nos informa en base a sus antecedentes en campo que examinaron varias obras de arte, como alcantarillas, badenes, etc. El cual señala que en los estudios hidrológicos lo que se espera son las conservaciones de dichas estructuras existentes como de las obras de arte. Lo que ocurre a veces en las obras de drenaje debido a la falta de mantenimiento y procedimientos de construcción inadecuados, es que se encuentran en mal estado y es por ello que se requiere la reparación de dicha obra de arte en algunos casos la limpieza de los residuos que dejan los ríos, además de despejar los canales donde se ha proyectado a realizar dicha obra de arte con la finalidad de no provocar un desbordamiento. Podemos decir en base a la indagación del tema en obras de arte, que el tipo de estructura que mejor se ajusta a terrenos casi llanos y esta dependa de la extensión del mantenimiento son los badenes y esta se considera en áreas de mayor caudal en cambio las alcantarillas en caudales pequeños según estudios hidrológicos. (S.A., 2013)

El agua puede filtrarse a través de la superficie del pavimento lo que sucederá es que esta se ablande y por lo tanto se deteriore la estructura de la vía, por ende, lo que ocasionará es que se vean obligados a repararlos, lo que en muchos casos esta reparación de estructura resulta muy costosa. Podemos decir también respecto a los pases de agua o escorrentías, que no posean una estructura de obra de arte donde el flujo de agua fluya correctamente lo puede llegar a suceder es que ocurra es que se vea afectada la vía.

El drenaje superficial tiene como objetivo registrar todo tipo de aguas superficiales, aquellas de origen natural, lo que sucederá es que la vía no se vea afectada respecto a la estabilidad. Cabe resaltar los principales motivos sobre el drenaje superficial en una vía, señalando a continuación:

- Para la evacuación rápida del agua que corre por la carretera o fluye hacia la carretera desde su ambiente, para así evitar peligros respecto al tráfico y también la protección de la estructura de la vía. La solución es principalmente dar a la superficie de rodadura el bombeo necesario, así la corriente fluya a través de esa ubicación y no cause problemas hacia las cunetas y, el siguiente paso se hará el dimensionamiento de las estructuras de las obras de arte dándoles un tratamiento adecuado a través del sistema de drenaje.
- Otro aspecto es el transcurso de los ríos y otras fuentes de agua, como son los valles, arroyos o escorrentías naturales se efectuará a través de puentes, podemos decir que para casos de menor envergadura se realizará mediante pontones o alcantarillas. Relacionado con los pases del agua que pasa transcurren por la calzada se señala que estas serán redirigidas a las cunetas por un medio de bombeo ocurriendo que estas evacuen cada cierto tramo hacia las alcantarillas más cercanas. (Oliva Mera, 2016)

1.1.1 Problema general

¿Cuál es el modelo de carga que se aplica para modelar las estructuras de obras de arte para la conservación de las carreteras de bajo volumen de tránsito que cumpla con la normativa?

1.1.2 Problemas específicos

- a) ¿En qué medida se aplica el modelo de carga AASHTO STANDARD para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito que cumpla con la normativa?
- b) ¿En qué medida se aplica el modelo de carga AASHTO LRFD para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito que cumpla con la normativa?
- c) ¿Cuál es el cumplimiento de la normativa entre los modelos de carga AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito?

1.2 Objetivo general y específico

1.2.1 Objetivo general

Establecer el modelo de carga que se aplica para modelar las estructuras de obras de arte que cumpla con la normativa para la conservación de las carreteras de bajo volumen de tránsito.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Determinar el modelo de carga AASHTO STANDARD para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito que cumpla con la normativa.
- b) Determinar el modelo de carga AASHTO LRFD para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito que cumpla con la normativa.
- c) Determinar el cumplimiento de la normativa entre los modelos de carga AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito.

1.3 Delimitación de la investigación

1.3.1 Delimitación espacial

Esta investigación tuvo como objetivo determinar el cumplimiento de la normativa en las Obras de Arte ubicadas en carreteras de bajo volumen,

mediante el análisis de la aplicación de la metodología “AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges” y “Diseño por factores de Carga y Resistencia (LRFD)” elaborado por el Comité AASHTO de los Estados Unidos, para el desarrollo adecuado de dichas metodologías se solicitan ser desarrolladas como una investigación bibliográfica en base a información de expedientes técnicos e investigaciones anteriores nacionales e internacionales.

1.3.2 Delimitación temporal

Para desarrollar la presente investigación se necesita saber los diferentes tipos de vehículos de diseño registrados en ambas normativas, además, de contar con dos tipos de vehículos de diseño que se estipula en la primera norma AASHTO STANDARD posteriormente el siguiente registro para un solo tipo de vehículo de diseño se da en la normativa AASHTO LRFD, los cuales serán evaluados en una línea de tiempo que abarca desde la metodología de diseño usada en las Obras de Arte hasta el diseño hidráulico realizado durante el proceso de construcción de las estructuras.

1.3.3 Delimitación teórica

Para determinar la condición estructural de las obras de arte ubicadas en carreteras de bajo volumen de tránsito es necesario tener un vasto conocimiento del comportamiento estructural de los materiales, siendo necesario recopilar información relacionada con el proyecto de investigación, bibliografía técnica en modelos de carga y Obras de Arte, siendo los modelos de carga utilizados para el diseño estructural de Obras de Arte en caminos de bajo volumen los cuales representan el 70% de la Red Vial total del Perú.

1.4 Justificación e importancia

1.4.1 Importancia

Se utilizará programas para el modelamiento de las obras de arte frente a varios vehículos de diseño respetando las indicaciones encontradas dentro de las normas “AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges” y “Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)”.

En tal sentido la investigación nos servirá como referencia para proyectos de Obras de Arte en carreteras de bajo volumen con la finalidad que a futuro puedan

considerar los requerimientos necesarios que tomaremos en esta presente investigación.

1.4.2 Justificación teórica

En las carreteras de bajo volumen de tránsito se están diseñando obras de arte utilizando como vehículo de diseño el camión tipo HL93, bajo la normativa indicada en el manual de Carreteras: Manual de Puentes (2018) del MTC, pero la realidad es que nunca pasara un camión de este tipo por dichos caminos, ya que el estudio de tráfico y la geometría es máximo para un vehículo tipo HS-20. En la información recabada nos muestra que para la visión internacional no están rígida como la visión nacional, dando la opción de usar un segundo tipo de vehículo de diseño, siendo esta la razón principal por la cual se plantea este proyecto, realizar la comparación y análisis del desarrollo de cada diseño de las estructuras de las obras de arte bajo la normativa peruana y bajo las normativas internacionales.

1.4.3 Justificación metodología

Esta investigación para el desarrollo de la tesis abordaremos en base a las metodología de las normas “AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges” y “Diseño por factores de Carga y Resistencia (LRFD)”, en la que se considera los procedimientos para el desarrollo y cálculo de los modelos de carga frente a Obras de Arte, tomando en cuenta las consideraciones para cada tipo de vehículo de diseño, con esto se garantizara el cumplimiento de las normativas de modelos de carga frente a las estructuras de Obras de Arte de carreteras de bajo volumen.

1.4.4 Justificación práctica

En la presente investigación lo que se busca es modelar obras de arte como alcantarillas, badenes y pontones a través de un diseño realizado mediante hojas de cálculo, este interés surge a raíz de que se revisó algunos expedientes técnicos de carreteras de bajo volumen donde se observó presupuestos de obras de arte que eran costosas en geometría y pavimentos juntos, por esta razón se ha determinado la necesidad de emplear soluciones alternativas cumpliendo las normas AASHTO (STANDARD Y LRFD) y las normas del MTC.

1.4.5 Justificación social

Para el desarrollo de esta investigación se sugiere optimizar costos en el presupuesto de diseño de estructuras de obra de arte, cumpliendo las normas técnicas de diseño para el modelamiento obras de arte de carreteras de bajo volumen de tránsito, se trata de reducir los costos de diseño y operación, puesto que, estas serían las principales razones por lo que se recomienda está presente investigación, para que a futuro se beneficie a transportistas, comerciantes y habitantes de la zona con el fin de brindar una estructura de obra de arte segura y de bajo presupuesto.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del estudio de investigación

2.1.1 Marco histórico

El subcomité norteamericano, encontró diversas inconsistencias en la norma Standard. (Ochoa Espinoza, 2008) informa:

En 1986, un subcomité de la AASHTO detectó varias inconsistencias en la norma Standard, que se habían encontrado producto de las nuevas investigaciones y preciso, los casos particulares en que ésta no era aplicable, por ejemplo, puentes colgantes de grandes luces. Por ello, concluyó que no estaba a la altura de los tiempos, decidiendo así revisar sus disposiciones y actualizarlas basándose en las últimas investigaciones. (pág. 18)

Producto de esta información el comité norteamericano busca actualizar y resolver las inconsistencias con el desarrollo dirigiéndose a la nueva norma AASHTO LRFD.

El comité norteamericano, informa la aprobación de la nueva norma AASHTO LRFD. (Santiago Gómez, 2015) indica:

El comité permanentemente de investigación de AASHTO aprobó un proyecto para obtener una nueva norma, siendo la National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) quien lo desarrolló en el año 1988, presentando una discusión de la evolución de especificaciones y el resultado de este documento mostró un avance hacia un diseño mejorado y métodos de análisis más precisos, lo que permitiría construir puentes con mayor serviciabilidad y niveles de seguridad uniforme, siendo esta las Especificaciones AASHTO LRFD para el diseño de puentes por factores de seguridad consistentes para todos los componentes de un diseño a nivel de capacidad. Con la aparición de estas especificaciones los ingenieros podían optar entre dos normas para guiarse en sus diseños, las tradicionales especificaciones AASHTO STANDARD por la Highway Bridges y el otro documento alternativo, siendo las especificaciones AASHTO LRFD Bridge Design. (pág. 50).

Este párrafo describe el progreso hacia la mejora del diseño y métodos analíticos más precisos de la nueva norma AASHTO LRFD.

De igual forma (Ochoa Espinoza, 2008) detalla la filosofía de los diseños en ambas normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD:

Así nace la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, que utiliza el método de diseño por factores de carga y resistencia (Load and Resistance Factor Design), esta filosofía usada ampliamente en los códigos de diseño de puentes de Canadá y Europa, así como en otras áreas de la Ingeniería Civil. El método LRFD dimensiona las estructuras de forma que ningún estado límite puede ser excedido. Además, esta norma fue calibrada de forma de que los resultados fuesen muy similares a los obtenidos por la norma AASHTO STANDARD en el año 1996. (pág. 18)

Para la elaboración del presente proyecto se ha revisado material bibliográfico y trabajos anteriores, que nos permite tomar nota de antecedentes y resultados, que deben considerarse para los fines más convenientes, para el desarrollo del proyecto se hará la comparación integral de los resultados utilizando las normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD en el diseño de las estructuras de Obras de Arte. Con la aplicación de expedientes técnicos y recursos informáticos, demostraremos una mayor confiabilidad en el modelamiento de las estructuras de Obras de Arte, siendo el objetivo primordial ver cual modelo de carga, sea AASHTO STANDARD Y AASHTO LRFD, cumplen con la normativa para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito y así determinar el cumplimiento de la normativa en dichos modelos, que se persigue con la elaboración de esta tesis.

2.1.2 Investigación Internacional

Forero Gómez, Prieto Suárez, & Puerto Gil, (2012) este artículo titulado, nos manifiesta que al iniciarse el proyecto de investigación se aspiró a evaluar que las cartillas existentes para el diseño de puentes y pontones cumplieran con los requerimientos por la normativa del código colombiano ya que esta debía de cumplir con los estándares de ser seguro y competente para los peatones que a diario iban a utilizarlo, con el objetivo se rigió acerca de una comparación de modelos, en este caso hace alusión al modelo de carga vehicular tipo HS-20-44 de la norma AASHTO STANDARD para esto se realizó una investigación que involucra entidades gubernamentales y especificaciones, las cuales son: El

ministerio de transporte públicas y transporte (MOPT), el fondo nacional de caminos vecinales, la secretaria de obras públicas de la ciudad de Antioquia y por el otro lado tenemos a las especificaciones del código colombiano del diseño sísmico de puentes ,para la realización de la simulación del comportamiento dinámico de las cargas según el código colombiano se elaboró una hoja de cálculo en condiciones limitantes puesto que no se verifico el proyecto real de construcción el cual se utilizó el pre dimensionamiento definido en las cartillas, con esto se logró que la investigación puede ser más practica al visualizar el comportamiento de la estructura. Y en cuanto a la evaluación de momentos y cortantes por carga viva se analizó una línea de influencia en las secciones previamente establecidas y variar la posición del camión de diseño para así obtener la máxima solicitación por carga viva con la que se elaboró un cuadro de resumen y así se determinó la sección critica por analizar.

Delgado Castro, Rodríguez Rivas, & Verá Ávila, (2018) en este artículo titulado “Propuesta de puente aplicando el método de diseño AASHTO LRFD para la ciudad de Manta”, tiene como propósito un proyecto de estructura el cual será utilizada en diferentes urbes, pero en este artículo nos indica que en Ecuador no se contaba con una normativa técnica propia y actualizada sobre el diseño de puentes, por lo que se apoyó en estándares internacionales. Y este estándar fue el estándar estadounidense AASHTO. Teniendo estas consideraciones se propuso el diseño del método de la norma AASHTO LRFD el cual se utilizó para la carga vehicular HL-93 para la construcción de una estructura en Manta. Un punto muy importante de esta norma es la combinación de las cargas, ya que cuenta varios factores que modifican la distancia de seguridad del puente y aumentan la fiabilidad de la estructura, por lo que se puede decir que las dimensiones correctas de la construcción puente de losa dependen especialmente del proyecto a realizar.

Ramírez Heredia, (2008) en su tesis de pregrado titulado “Revisión de obras de drenaje de la carretera tarecuato – los húcuare del kilómetro 5+172 al 6+660”, tiene como propósito verificar el cumplimiento de las obras de drenaje existentes en el tramo 5+172 al 6+660 el cual fueron diseñadas en su debido momento, para su recolección de datos lo que se hizo es ir a la zona de estudio para la toma de datos referentes a las obstrucciones que se encontraron en dicho tramo de la carretera, con el fin de considerar las condiciones de las obras de

drenaje existentes, las características de la zona y también el tránsito vehicular, para el desarrollo de la tesis lo que se hizo fue diseñar las obras de drenaje con el fin de hacer una comparación el diseño actual con el existente y analizar las discrepancias entre ambos diseños, cabe resaltar que para los cálculos de las obra de drenaje se utilizó el criterios de Talbot ,hojas de cálculo y AutoCAD para el diseño de los análisis de cargas se trabajó con un vehículo de diseño tipo C3, todos estos cálculos fue respecto a alcantarillas lo que hizo fue separarlas por cuatro diferentes tramos, para su desarrollo se hizo mediante el método de Talbot, después haciendo uso del AutoCAD se diseñó la alcantarilla y el Excel mostro el comportamiento de las cargas para un vehículo de diseño C3,por lo que se puede decir que el principal beneficio de las obras de drenaje para los pobladores de tarecuato – los Hucuares es brindarles la seguridad y la vida útil de la estructura. El vehículo de diseño C3 equivale a un vehículo AASHTO STANDARD HS -15.

2.1.3 Investigación Nacionales

Flores Arévalo, (2020)en su tesis de posgrado titulada “Procedimiento de evaluación de operatividad para puentes incorporando el modelamiento numérico por medio de prueba de carga Estática y Dinámica“ ,realizó su trabajo de investigación utilizando el modelo de carga AASHTO LRFD bajo la carga vehicular HL-93,donde propuso el procedimiento de evaluación de las condiciones de servicio de puentes que incluyen la inspección visual y evaluación de daños dado que la condición de los puentes en la red vial varía constantemente, el método fue aplicado en el puente Shilcayo de 33.00 m de luz el cual tiene una antigüedad de veintiocho años aproximadamente, inicialmente fue diseñado con una carga de diseño de camión HS 20- 44 la cual está bajo el modelo de carga AASHTO STANDARD ,dado que es un puente de carácter importante ya que a diario transitan camiones de alimentos, materiales de construcción ,etc. Para la evaluación de su trabajo de investigación optaron utilizar la metodología AASHTO LRFD debido a que se realizaría la evaluación de la estructura, siendo dicho método más actual y completo. Para que se lleve a cabo la evaluación de la operatividad del puente se realizó de acuerdo al Manual de Puentes (MTC,2018). Toda esta evaluación se desarrolla dado que el puente en la actualidad resiste cargas de 45 toneladas por carril siendo su comportamiento actual y aún sigue en funcionamiento. El procedimiento

cumplió con los parámetros necesarios para obtener un análisis objetivo de la estructura y presentó una metodología práctica que permite su operatividad.

Chamba Dejo, (2017) en su tesis de pregrado titulada “Elaboración del expediente técnico del puente carrozable en el río Yanumayo, distrito de Ninabamba – provincia de Santa Cruz – departamento de Cajamarca,2017”, desarrollo el diseño estructural de un puente mixto de 38.00 metros de longitud, para dicho diseño estructural utilizó la sobrecarga HL-93, y todas las especificaciones indicadas en el Manual de Diseño de Puentes y en la Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specification. Siendo el principal objetivo de la investigación permitir la transitabilidad de la carretera Santa Cruz – Ninabamba en épocas de lluvias. Realizaron los estudios necesarios para la tesis: Estudio Topográfico, Estudio Hidrológico, Estudio Hidráulicos y Estudios Geológicos; consideraron también el diseño de la defensa ribereña y el diseño del acceso para el empalme de la carretera existente con la ubicación exacta del puente mixto.

Porras García, (2021) en su tesis de pregrado titulada “Mejoramiento del servicio de transitabilidad vial sobre el río oso en el anexo Valle de los Andes del distrito de Perené”, el objetivo principal fue elaborar una propuesta técnica viable para el mejoramiento del servicio de transitabilidad vial sobre el río Oso influirá positivamente en el mejoramiento vial en el Anexo Valle de los Andes del distrito de Perene. Para poder desarrollar el mejoramiento del servicio utilizaron el Método AASHTO LRFD (Factores de Carga y Resistencia de Diseño), siendo considerado como el método específico utilizado para el diseño del puente el cual trabaja con la carga vehicular HL-93. Se desarrolló bajo el marco normativo utilizando: El Manual de Puentes (2016), el Reglamento Nacional de Edificaciones, la Norma Técnica E.060 y la Norma Técnica E.050.

Zapata Rojas, (2019) en su tesis de pregrado titulada “Estudio definitivo de la carretera Virgen del Carmen – Hualtaca Santa Rosa – Hualtaca Chico – Hualtaca Corazón de Jesús – Calera Santa Rosa – Calera Santa Isabel, distrito de Olmos, provincia y departamento de Lambayeque.”, el principal objetivo es elaborar el proyecto definitivo la carretera de tercera clase. En este proyecto se realiza el diseño estructural del puente Hualtaca de 90 metros de longitud, puente recto de concreto armado diseñado bajo los criterios del Método AASHTO LRFD, las obras de drenaje ejecutadas fueron dentro del drenaje transversal de la carretera: alcantarillas y badenes; en el drenaje longitudinal de

la carretera ejecutaron: cunetas y zanjas de drenaje. Las normas aplicadas para el desarrollo de la investigación fueron: Norma Técnica Geodésica: Especificaciones Técnicas para Posicionamiento Geodésico Estático Relativo con Receptores del Sistema Satelital de Navegación Global(2015), Norma Técnica Geodésica: Especificaciones Técnicas para Levantamientos Geodésicos Verticales (2016),Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para Construcción(2013), Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje(2013), Manual de Ensayo de Materiales(2016).Los lineamientos de diseño que regirán se han efectuado de conformidad a las normas vigentes de la dirección de caminos y ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Siendo el resultado final de esta tesis una carretera de bajo volumen de tránsito y un puente de concreto que permitirá a la población trasladar sus productos en mejores condiciones.

Navarro Freyre, (2017) en su tesis de pregrado titulada “Diseño geométrico y drenaje del camino vecinal división carretera Arq. Fernando Belaunde Terry km 18 + 160 Sauce, provincia y región San Martín”, el objetivo del proyecto fue realizar el diseño geométrico y drenaje del camino vecinal, las obras de arte diseñadas en la investigación fueron: alcantarillas, cunetas y badenes, las cuales se realizaron bajo los criterios del método AASHTO LRFD, ya que carecían de obras para el drenaje de las aguas pluviales, curvas muy cerradas, pendientes elevadas y el ancho de vía limitado para el tránsito , se desarrolló con la finalidad de efectuar un aporte técnico – científico para mejorar la transitabilidad de dicha vía, que al ser ejecutada cuenta con un camino vecinal que dinamizará el desarrollo socioeconómico del distrito. Donde aplicaron conceptos básicos requeridos en el área de transporte, en la demanda vehicular de la carretera y drenaje en el manejo de aguas superficiales. Le dieron una solución técnica al problema ejecutando trabajos de campo y de gabinete. Para finalmente lograr el anhelo de aportar al desarrollo de los pueblos de la región de San Martín y en especial el crecimiento socioeconómico del distrito de Sauce. Las normas de diseño aplicadas fueron correspondientes al Manual de Carretera “Diseño Geométrico” (2013) y para el Diseño de Carreteras No Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito.

Castillo Altamirano, (2017) en su trabajo de investigación de pregrado titulado “Evaluación hidrológica e hidráulica de los drenajes transversales en la

carretera Cocahuayco – Cocachimba – Bongará – Amazonas”, el objetivo principal del proyecto fue evaluar el estado actual de las estructuras de drenaje, cuya finalidad era determinar si dichas estructuras cumplen con el diseño adecuado. Consideraron la mala evacuación del agua de lluvia que cae sobre la calzada la cual genera daños en la estructura vial. Para el desarrollo del proyecto se fundamentaron en: (1) El análisis hidrológico de la zona de emplazamiento del proyecto en base a los registros históricos disponibles de estaciones pluviométricas cercanas y (2) La evaluación hidráulica con el fin de determinar las dimensiones que garanticen el apropiado desalojo del flujo circulante. Donde desarrollaron el diseño de las obras de arte: Alcantarillas y cunetas. Logrando al final coherencia en los resultados obtenidos dentro de las normas y los parámetros establecidos para el diseño, como los caudales transportados por cunetas y alcantarillas.

2.2 Bases teóricas vinculadas a la variable o variables de estudio

2.2.1 Carreteras de bajo volumen

Se debe dar atención a los tipos de vehículos que se utilizan en la carretera, tanto en el presente como en el futuro, después de haberse realizado mejoras en la carretera. Es posible que solo se necesite un vehículo con sobrepeso para destruir una estructura y hacer que el camino sea intransitable. Por lo tanto, los ingenieros deben diseñar estructuras para soportar la carga de cualquier vehículo que viaja por la carretera. Los pesos típicos cargados y las dimensiones del vehículo se muestran en la tabla 1. ((ERA), 2011)

Tabla 1.
Pesos y dimensiones de los vehículos en caminos de bajo volumen

Vehículo	Tipo Max. Peso (kg)	Longitud (m)	Ancho (m)
Bicicletas	250	-	-
Motocicletas	400	2	1
Carros	1500	-	-
Coche/	2500	5	1.75
Camioneta 4 x 4	3000	5	1.75
Mínibuses	5000	7	2
Tractor y remolques	12000	10	2
Camiones pequeños /medianos de 2 ejes	17000	8	2.5
Autobuses grandes	25000	15	2.5
Camiones pesados de 2/3 ejes	30000	10	2.5
Combinaciones de camiones pesados y remolques de 5/6 ejes	60000	18	2.5

(1)

Fuente: Manual para Carreteras de Bajo Volumen (Ethiopia)

Nota: ⁽¹⁾ generalmente se usa solo para carreteras principales pavimentadas y rutas urbanas

Si un tipo de vehículo puede viajar físicamente por una carretera, es casi seguro que uno de estos vehículos pasará por esa carretera en algún momento de la vida útil de la estructura; por lo tanto, las estructuras deben estar diseñadas para soportar el peso del vehículo más pesado que pueda pasar por la carretera. Los caminos de bajo volumen generalmente transportan hasta 300 vehículos de motor por día equivalente. ((ERA), 2011)

2.2.2 Norma AASHTO STANDARD

Fue la primera norma en darnos la información más importante para definir los procedimientos de diseño y construcción de puentes. La recopilación de dichas especificaciones se inició en 1921 con la organización del Comité de Puentes y Estructuras de la Asociación Estadounidenses de Oficiales de Carreteras Estatales, durante el periodo de 1921 hasta que se imprimió en 1931,

se fue desarrollando gradualmente y a medida que se aprobaban se pusieron a disposición para uso de los departamentos de carreteras del estado y otras organizaciones. Una especificación completa estuvo disponible en 1926 y fue revisada en 1928. La primera edición de las Especificaciones estándar se publicó en 1931 y fue seguida por las ediciones revisadas de 1935, 1941, 1944, 1949, 1953, 1957, 1961, 1965, 1969, 1973, 1977, 1983, 1989, 1992, 1996. La edición decimoséptima constituye una revisión de las especificaciones de 1996, incluidos los cambios adoptados desde la publicación de la decimosexta edición y hasta el 2002. Estas Especificaciones Estándar son aplicables a los diseños de estructuras nuevas anteriores a 2007 y para el mantenimiento y rehabilitación de las estructuras existentes. Las especificaciones Estándar para Puentes están destinadas a servir como estándar o guía para la preparación de especificaciones Estatales y como referencia para los ingenieros de puentes. (AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges, 2002)

En esta norma se incluye el método elástico (ASD) donde se estima la carga de trabajo o servicio, es decir las cargas que la estructura tiene que soportar. Toda estructura es sometida a distintos tipos de carga durante su vida útil. Estas cargas varían dependiendo de la ubicación geográfica y del uso de esta estructura. La estructura al ser diseñada, debe contemplar todas estas cargas, o bien, las de mayor impacto, de forma que a lo largo de su vida útil sea capaz de soportarlas, individualmente y en forma combinada. Las cargas que se analizan en el diseño de puentes, son: carga muerta, carga viva, impacto o efecto dinámico de la carga viva de vehículos, carga de viento, otras fuerzas o acciones como (frenado, fuerza centrífuga, esfuerzos térmicos, presión de tierras, presión de aguas, sismo). El dimensionamiento de los distintos elementos de la estructura puede implementarse por el método de las cargas de servicio: (Permissible Estrés Design), o por el método de los factores de carga (LFD : Load Factor Diseño). (AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges, 2002)

2.2.3 Norma AASHTO LRFD

Esta norma nos explica sobre los modelos que debemos de tener en cuenta:

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de: camión de diseño o tándem de diseño, y carga de carril de diseño.

Otro aspecto importante respecto al “Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)” es que nos beneficia en muchos aspectos al brindarnos ventajas, en el libro AASHTO LRFD del año 2010 se basa en las nuevas evoluciones respecto a la ingeniería, el cual este nos brinda requerimientos que debemos seguir para obtener como resultado un buen diseño por esfuerzo de trabajo y diseño por factores de carga. (AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges, 2002)

2.2.4 Cargas vehiculares

En el siguiente esquema nos señala los diferentes tipos de cargas vehiculares que se usará en el diseño para modelo de arte respecto a las Normas AASHTO STANDARD Y AASHTO LRFD como se señala a continuación: (Ver Figura N° 2)

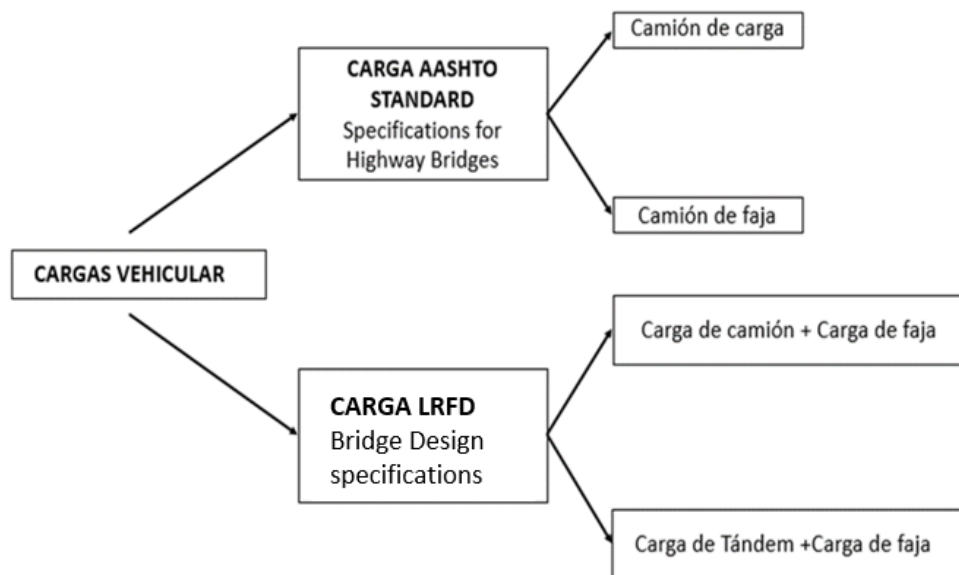


Figura 2: Esquema de las cargas vehiculares según ambas normas
Fuente: elaboración propia

2.2.5 Carga AASHTO STANDARD

Las cargas móviles comprenden las cargas de carretera (carga de camiones estándar o carga de faja).

A) Camiones Standard

El camión de diseño ocupa un ancho de vía de tránsito de 3.05 (m), colocado en una vía de diseño de 3.66 (m) de ancho; este camión se debe colocar en cada vía de diseño, a lo largo de la calzada, tantas veces como vías de diseño se puedan colocar en dicha calzada. Sin embargo, para calzadas con ancho entre 6.1 y 7.32 m), deben considerarse dos vías de diseño, cada una con un ancho igual a la mitad de la calzada. (AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges, 2002)

Según la norma AASHTO se define cuatro clases de camiones estándares:

- H 15 – 44
- H 20 – 44
- HS 15 – 44
- HS 20 – 44

a) Camión H:

La carga H consiste en un camión de dos ejes, como se ilustra a continuación. (Ver Figura N°3)

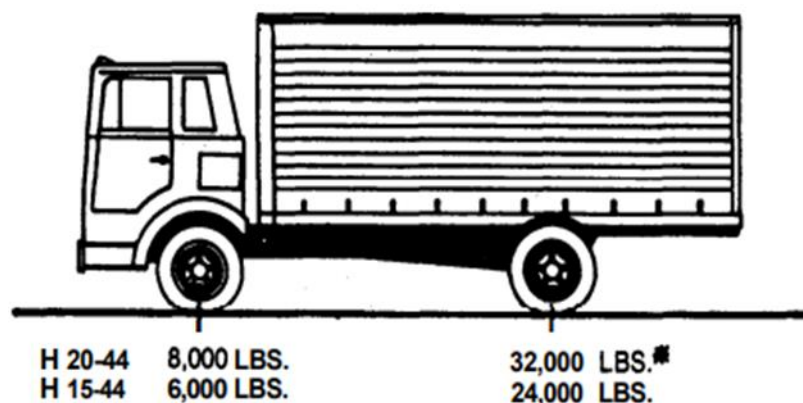


Figura 3: Camión Tipo H

Fuente: (AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges, 2002)

El camión H 20 – 44 tiene un peso de 3.63 (t) y 14.52 (t) en los ejes delantero y trasero respectivamente. En cambio, el camión H 15 – 44

tiene un peso de 2.72 (T) y 10.88 (T) en sus respectivos ejes, que corresponde a un 75% del camión H 20 – 44.

b) Camión HS:

La carga HS consiste en un camión tractor con semi - tráiler. El camión HS 20 – 44 tiene un peso de 3.63 (T) en el eje delantero y 14.52 (T) en cada uno de los ejes posteriores y es el que se ocupa en nuestro país. El camión HS 15 – 44 tiene un peso de 2.72 (T) en el eje delantero y de 10.88 (T) en cada uno de sus ejes posteriores, que corresponde a un 75% del camión HS – 44. (AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges, 2002). (Ver Figura N°4).

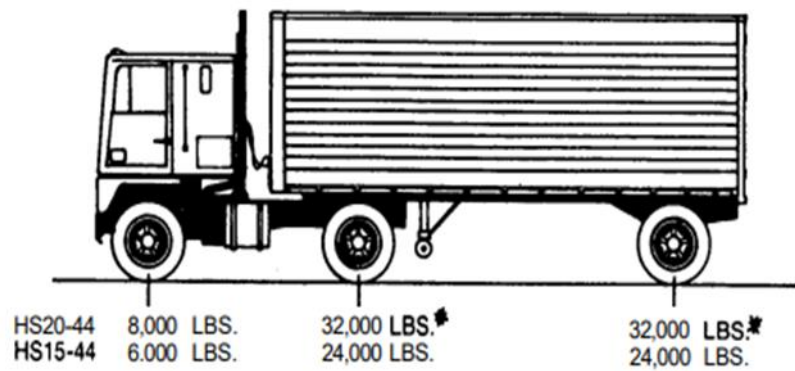


Figura 4: Camión tipo HS 20-44

Fuente: (AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges, 2002)

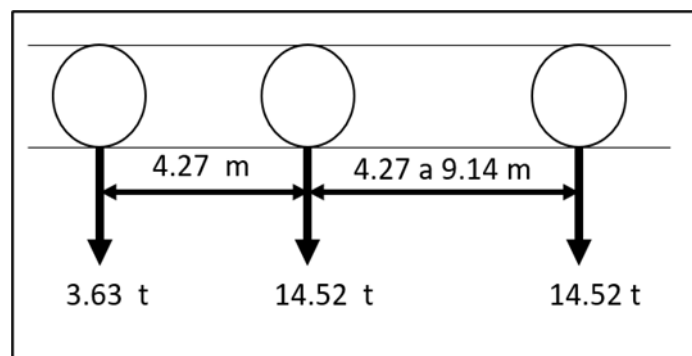


Figura 5: Carga por eje de camión HS 20-44

Fuente: (AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges, 2002)

La separación entre los ejes traseros del camión se considera variable, debido a que este parámetro varía según los camiones actuales, y, además, permite considerar la ubicación de las cargas, para así provocar los esfuerzos máximos en las vigas solicitadas. (Ver Figura N°5)

B) Carga de faja

Es la carga uniforme por metro lineal de vía de tránsito, combinada con una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de tramos continuos) colocada sobre la viga, en posición tal que provoque los máximos esfuerzos. (AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges, 2002). (Ver Figura N°6).

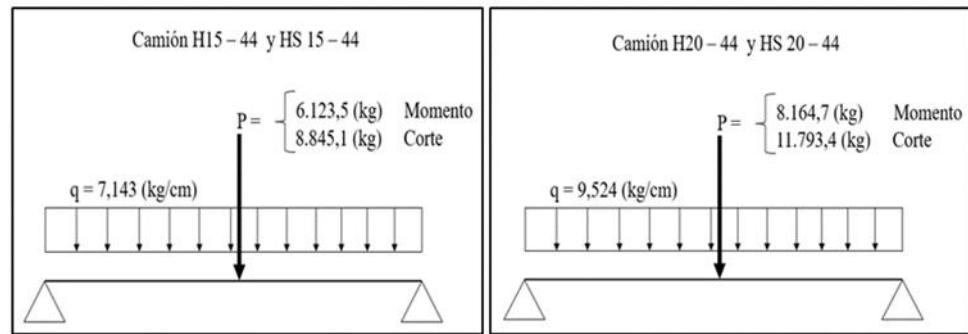


Figura 6: Cargas de faja

Fuente: (AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges, 2002)

2.2.6 Carga AASHTO LRFD

Para el transporte de vehículos sobrecargados en la calzada de un puente o estructuras auxiliares, el cual se usa el vehículo de diseño tipo HL-93 debe incluir una combinación de: camión de diseño o tándem de diseño y carga de carril de diseño.

A) Camión de Diseño

El peso, la distancia entre el eje y las ruedas de un camión de diseño se muestran concretamente en la Figura. El aumento de la carga dinámica debe ser considerado de acuerdo a lo que se estipula en el Artículo 3.6.2. (AASHTO LRFD Bridge Design specifications, 5th Edition, 2010) (Ver Figura N°7)

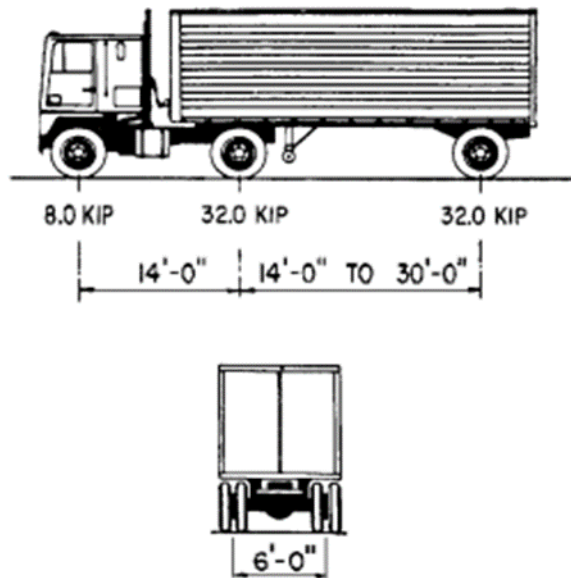


Figura 7: Camión tipo HL-93

Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design specifications, 5th Edition, 2010)

B) Tándem de Diseño

El diseño en tándem consistirá en un par de 25,0 kips con una distancia de 4 pies. El espaciado horizontal de las ruedas debe tomarse como 6 pies. Respecto a la capacidad de carga dinámica se considerará según lo que especifica el Artículo. (AASHTO LRFD Bridge Design specifications, 5th Edition, 2010).

C) Carga de carril de diseño

La carga de carril de diseño o también llamada carga de faja es aquella carga de diseño que radica en una carga de 0,64 k/ft distribuido uniformemente en la dirección longitudinal. De lo contrario podemos decir que se supondrá la carga de diseño de la vía el cual se distribuye uniformemente sobre un ancho de 10 pies. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no se incrementarán debido a la carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2. (AASHTO LRFD Bridge Design specifications, 5th Edition, 2010)

2.2.7 Hidráulica y drenaje

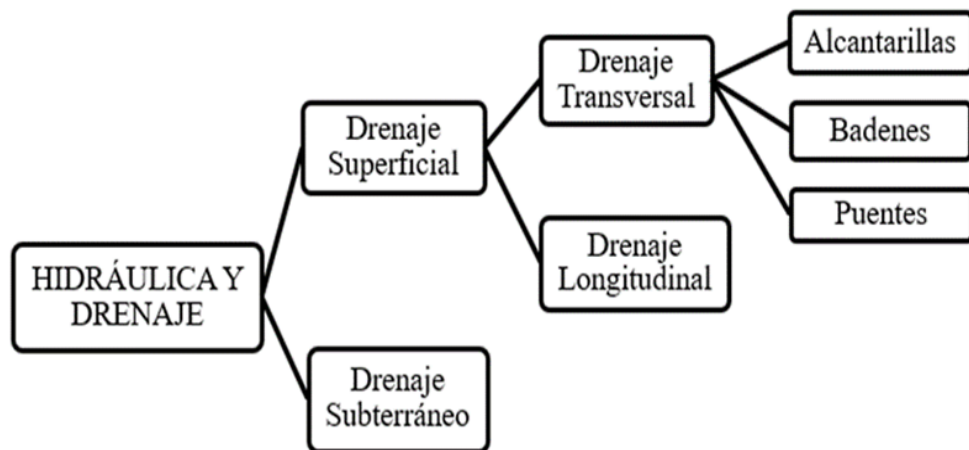


Figura 8: Diagrama de tipos de drenaje
Fuente: elaboración propia

El objetivo del drenaje transversal de una carretera es evacuar adecuadamente el agua superficial que intercepta su infraestructura, la cual discurre por cauces naturales o artificiales, en forma permanente o transitoria, a fin de garantizar su estabilidad y permanencia. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011). (Ver figura N°8).

2.2.8 Obras de arte

2.2.8.1 Alcantarillas

Esta es una estructura cuya luz es menor a 6.0m que tiene la capacidad de evacuar el flujo superficial proveniente de cursos naturales o artificiales que interceptan la carretera. La densidad de alcantarillas en un proyecto vial tiene un impacto directo en los costos de construcción y mantenimiento, por esta razón es importante seleccionar adecuadamente la posición, dirección y pendiente de la alcantarilla para asegurar el paso libre del río que bloquea el camino sin afectar la estabilidad. La posición óptima de la alcantarilla depende de la dirección y pendiente de la alcantarilla. Esto se logra proyectando la estructura según la dirección y pendiente del cauce natural. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011)

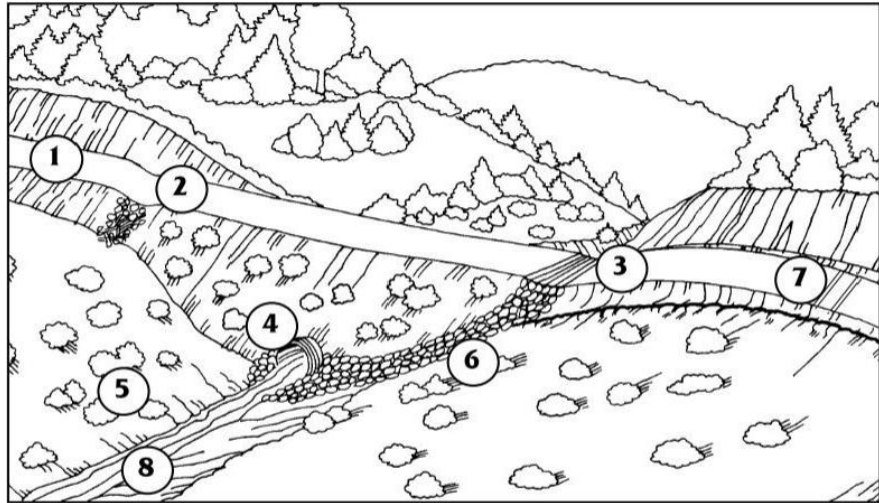


Figura 9: Cruce Natural de Drenaje con una Alcantarilla
 Fuente: Ingeniería de Caminos Rurales (Keller & Sherar, 2008)

En los caminos rurales observamos el cruce natural de drenaje con una alcantarilla: (Ver figura N°9)

1. Camino
2. Vado Ondulante Superficial o Dren Transversal
3. Vado revestido para derrames
4. Alcantarilla
5. Vegetación para control de la erosión
6. Canal revestido con roca
7. Caballones desviadores
8. Arroyo o canal natural de drenaje

A) Ubicación en planta

La definición de la ubicación exacta de las alcantarillas es detallada en el manual de Hidrología peruano con mayor exactitud.

La ubicación ideal es la que sigue la dirección de la corriente, sin embargo, según requerimiento del proyecto la ubicación natural puede desplazarse, lo cual implica el acondicionamiento del cauce, a la entrada y salida con la construcción de obras de encauzamiento u otras obras complementarias. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011). A estos requerimientos desde el punto de vista económico, implica la disminución del largo del conducto. Estos cambios deben ser diseñados en forma cuidadosa para evitar una mala alineación del canal natural y los problemas de erosión o depósitos de sedimentos, tanto en

la alcantarilla como en el terraplén y propiedades vecinas.
(Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones, 2019)

B) Pendiente longitudinal

Respecto a la pendiente longitudinal de una alcantarilla es definido en el manual de diseño hidráulico como un proceso.

La pendiente longitudinal de la alcantarilla debe ser tal que no altere desmesuradamente los procesos geomorfológicos, como la erosión y sedimentación, por ello, los cambios de pendiente deben ser estudiados en forma cuidadosa, para no incidir en dichos procesos que pueden provocar el colapso de la estructura. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011) (Ver Figura N°10).

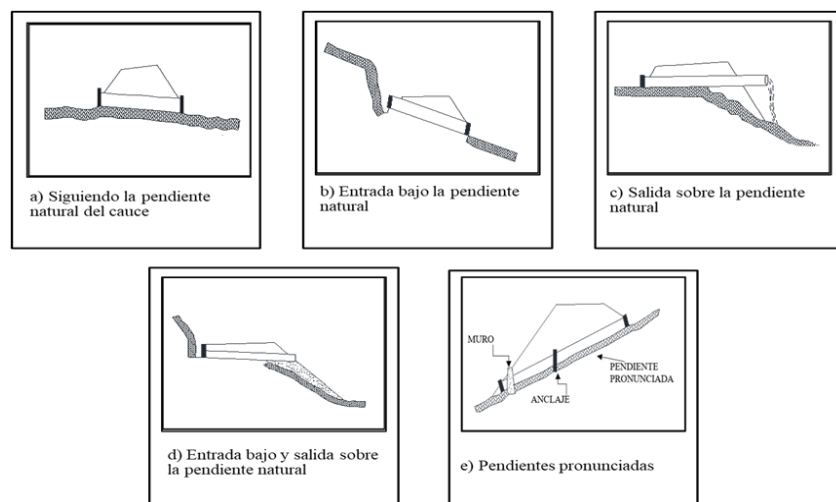


Figura 10: Ubicación de las alcantarillas respecto a la pendiente del cauce (MTC)

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011)

Las alcantarillas se colocan siguiendo la pendiente natural del cauce, sin embargo, en ciertos casos puede resultar aconsejable alterar la situación existente. Estas modificaciones de pendiente pueden usarse para disminuir la erosión en los tubos de la alcantarilla, inducir el depósito de sedimentos, mejorar las condiciones hidráulicas, acortar los requerimientos estructurales. (Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones, 2019). (Ver Figura N°11)

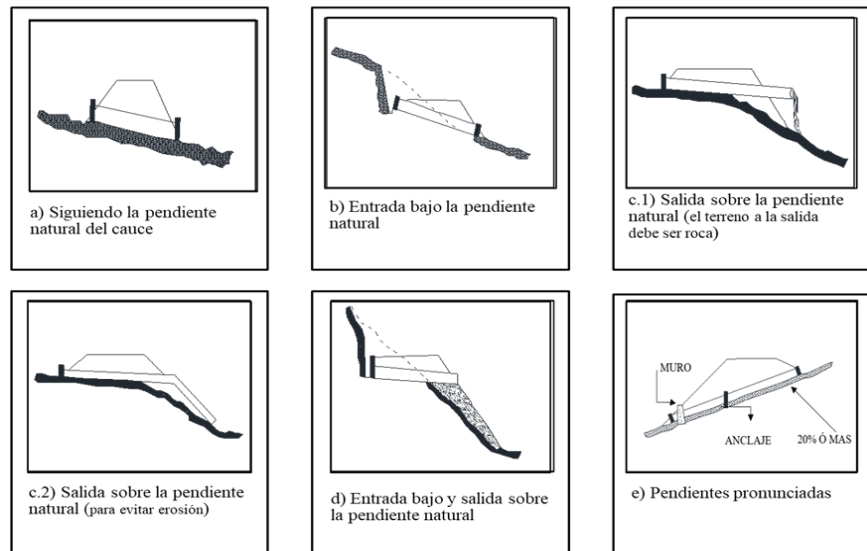


Figura 11: Ubicación de la alcantarilla respecto de la pendiente del cauce (MOPC)

Fuente: (Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones, 2019)

C) Tipo de alcantarillas

Los tipos de alcantarillas comúnmente utilizadas en proyectos de carreteras en nuestro país son: (Ver Figura N°12)

➤ Tipo y secciones

Se describe en la Tabla 2.

Tabla 2.
Tipos y secciones de alcantarillas

Tipos de alcantarillas	Secciones más usadas	
	MTC	MOPC
Marco de concreto	Circulares	Circulares
Tuberías metálicas corrugadas	Rectangulares	Celulares
Tuberías de concreto	Cuadradas	Múltiples
Tuberías de polietileno de alta densidad	Parabólicas	
	Abovedadas	

Fuente: elaboración propia



Figura 12: Alcantarilla tipo tubería metálica corrugada (TMC)
Fuente: (Santiago Gómez, 2015)

El diámetro para alcantarillas de caminos locales o de desarrollo deberá ser al menos 0.8m., o bien 1m. si la longitud de la obra es mayor a 10 m. En las demás categorías de caminos y carreteras el diámetro mínimo será de 1m. En obras de drenaje urbano es admisible usar tubos de 0.60 m para conexiones cortas, como de sumidero a registro. (Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones, 2019)

➤ **Materiales:**

Para la realización de la elección de materiales se consideran los siguientes criterios, los cuales, comparados en ambos manuales, (Ver Figura N°13).

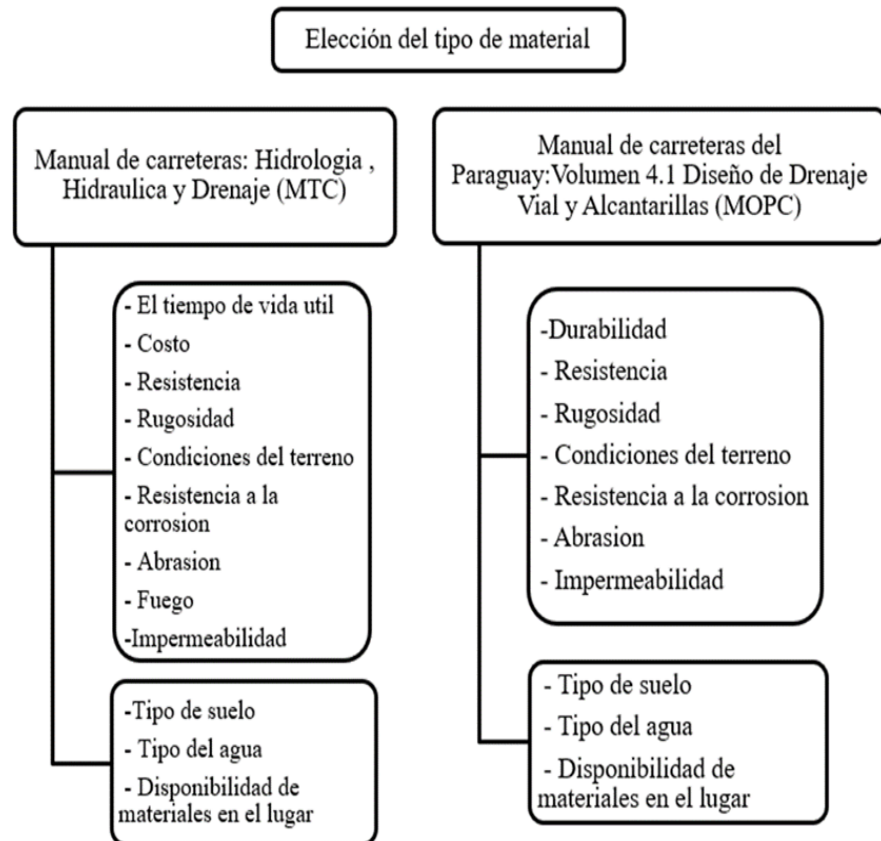


Figura 13: Aspectos de la elección del tipo de material de las alcantarillas
Fuente: elaboración propia

D) Factores que intervienen en el diseño de una alcantarilla

Sugerencias sencillas y factores que intervienen en el diseño adecuado. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011)

- Utilizar el periodo de retorno para el diseño, según lo establecido en el numeral 3.6 del capítulo III del Manual.
- Asegurar la impermeabilidad de la alcantarilla.

Tabla 3.
Factores en el diseño de una alcantarilla

FACTORES PARA EL DISEÑO DE UNA ALCANTARILLA		
	Manual de carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC)	Manual de carreteras del Paraguay: Volumen 4.1 Diseño de Drenaje Vial y Alcantarillas (MOPC)
Factores Físicos y estructurales	<ul style="list-style-type: none"> • Durabilidad. • Altura de relleno. • Cargas actuantes. • Calidad. • Tipo de terreno existente. 	<ul style="list-style-type: none"> • Durabilidad. • Altura disponible. • Carga de tierra. • Condiciones de apoyo. • Rigidez de la alcantarilla. • Resistencia al impacto. • Tipo de terreno existente.
Factores hidráulicos	<ul style="list-style-type: none"> • Caudal de diseño. • Pendiente del cauce. • Velocidad de flujo. • Material de arrastre. • Pendiente de la alcantarilla. • Rugosidad del conducto. 	<ul style="list-style-type: none"> • Caudal de diseño • Forma, pendiente ya área del cauce • Velocidad de aproximación • Carga hidráulica total admisible • Arrastre de sedimentos. • Condiciones de entrada y salida • Pendiente de la alcantarilla • Rugosidad del conducto. • Longitud y tamaño de la alcantarilla. • Sección transversal.
Otros factores / Factores de construcción y mantenimiento	<ul style="list-style-type: none"> • Accesibilidad a la zona del proyecto. • Disponibilidad de materiales para su construcción. 	<ul style="list-style-type: none"> • Accesibilidad del lugar. • Disponibilidad de materiales.
Costo		<ul style="list-style-type: none"> • Costos de la obra

Fuente: Elaboración propia

E) Diseño Hidráulico

Lo indicado por el manual de Hidrología nos informa que el diseño hidráulico es un cálculo hidráulico.

El cálculo hidráulico considerado para determinar las dimensiones mínimas de la sección para las alcantarillas a proyectarse, fue determinado por la fórmula de Robert Manning* para canales abiertos y tuberías, por ser el procedimiento más utilizado, permite obtener la velocidad del flujo y caudal para una condición de régimen uniforme mediante la siguiente relación, fórmula (1). (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011, pág. 74)

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \dots \dots (1)$$

$$R = \frac{A}{P} \dots \dots (2)$$

$$Q = VA \dots \dots (3)$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

V = Velocidad media de flujo (m/s)

A = Área de la sección hidráulica(m²)

P = Perímetro mojado (m)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente de fondo (m/m)

n = Coeficiente de Manning (Ver Tabla 4)

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011, pág. 75)

Tabla 4.
Valores del coeficiente de Manning

TIPO DE CANAL	MINIMO	NORMAL	MAXIMO
Tubo metálico corrugado	0.021	0.024	0.03
Tubo de concreto	0.01	0.015	0.02
Canal revestido en concreto aislado	0.011	0.015	0.017
Canal revestido en concreto sin aislar	0.014	0.017	0.02
Canal revestido albañilería de piedra	0.017	0.025	0.03
Canal sin revestir en tierra o grava	0.018	0.027	0.03
Canal sin revestir en roca uniforme	0.025	0.035	0.04
Canal sin revestir en roca irregular	0.035	0.04	0.05
Canal sin revestir con maleza tupida	0.05	0.08	0.12

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011), Tabla N°09

2.2.8.2 Badenes

Según el manual del MTC de hidráulica y drenaje nos define que los badenes presentan la ventaja de que son estructuras menos costosas que las alcantarillas grandes, pontones o puentes. Asimismo, en general, no son susceptibles de obstruirse. En su mayoría, los badenes no son muy sensibles con respecto al caudal de diseño debido a que un pequeño incremento del tirante de agua incrementa de modo importante la capacidad hidráulica. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011)

(Navarro Freyre, 2017) Refiriéndonos a las construcciones de los badenes podemos decir que es una gran solución positiva cuando el grado de pendiente de la carretera coincide con el nivel más bajo de la trayectoria natural del cauce, con el fin de que pueda transcurrir flujos sólidos que casualmente se percibimos durante etapas pluviosas por ende no nos permite percibir una proyección de una obra de arte.

❖ Consideraciones para el diseño

● Material sólido de arrastre

Este factor es muy importante ya que se recomienda que no se exceda la circunferencia húmeda esperada y que no aqueje los lados contiguos de la carretera.

Esto se debe a que no es posible cuantificar el material de tracción sólido, por ende, debemos requerir a la experiencia de un experto

en el tema, en conjunto a esto será realizará la compilación de antecedentes para poder obtener un óptimo diseño. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011)

- **Protección contra la socavación**

Según la necesidad para la protección se deberá tomar en cuenta tanto aguas arriba como aguas debajo esto se realizará según el tipo de material transportado por la vía. Para el diseño del badén se deberá prever cimentaciones sea en el ingreso y salida de la estructura, preferiblemente frente a materiales resistentes a procesos corrosivos. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011)

- **Pendiente longitudinal del badén**

Para el diseño hidráulico debemos adoptar pendientes longitudinales en las zonas de ingreso y salida del badén para que los tipos de vehículos que transcurren a través de él no pueda causar dificultades ni daños a los vehículos (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011)

- **Pendiente transversal del badén**

Esta tiene un propósito que es reducir el riesgo de obstrucción con materiales de tracción que lleva la trayectoria, ante esto se sugiere proveer un badén con una pendiente transversal para que se logre una adecuada evacuación. Para estos casos es recomendable usar pendientes transversales que fluctúan entre los 2 a 3 %. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011)

- **Borde libre**

Respecto al borde libre se debe garantizar que se mantenga un borde libre mínimo entre dos niveles que son el flujo máximo y la superficie de rodadura, y esto se procura para evitar posibles efectos de desbordamientos que incurran en los lados adyacentes. Es por eso que se supone que el borde libre es igual a la altura del agua entre los niveles de flujo máximo y el de la línea de energía, por ende, se deben aplicar valores entre 0.30 y 0.50 m. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011)

❖ Diseño Hidráulico

En cuanto al diseño hidráulico, el badén será ideal como un canal trapezoidal con un régimen regular. A continuación, las características de este tipo de flujo:

- Se rige para la profundidad, en el área de la sección transversal, la velocidad media (cumple la ecuación de Manning) y el gasto son constantes en la sección del canal.
- Por otro lado, las líneas eléctricas, los ejes hidráulicos y los fondos de los cursos de agua son paralelos, es decir, las pendientes de la línea eléctrica, el fondo y la superficie del agua son las mismas. El flujo considerado es constante en el tiempo, aunque este tipo de flujo no es muy usual en las corrientes naturales, pero generalmente es una forma fácil de idealizar al flujo del badén y los resultados son aproximaciones prácticas. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).

En base a lo investigado para nuestro ámbito nacional, según el ministerio de transporte y comunicaciones (MTC) para badenes es necesario tomar en cuenta las condiciones y consideración para su diseño hidráulico. (Ver figura N°14).

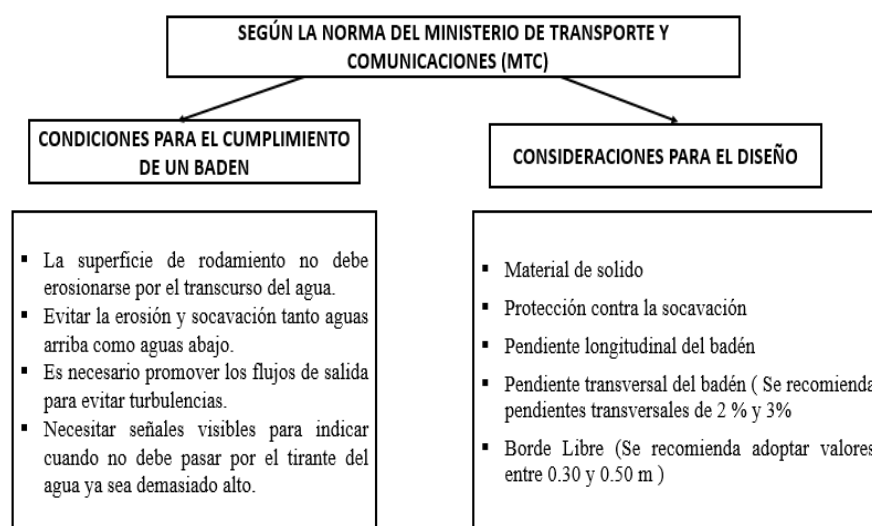


Figura 14: Condiciones y Consideraciones para el diseño de un badén
Fuente: Elaboración propia

2.2.8.3 Pontones

Usualmente, el término puente se utiliza para describir a las estructuras mayores que forman parte del drenaje transversal de la carretera que permiten vencer obstáculos naturales como quebradas, ríos, valles, lagos y obstáculos artificiales como carreteras. Sus partes principales son la infraestructura, formada por los estribos o pilares y la superestructura, que es la parte consignada a soportar las cargas. (Castillo Altamirano, 2017).

Un pontón es un puente de dimensiones pequeñas cuya longitud no supera los 10m. (Rodríguez Serquén, 2020)

Tabla 5.
Principales cruces de aguas

NOMENCLATURA	ANCHO DE CAUCE
Alcantarilla	$1m < L \leq 4m$
Pontón	$4m < L \leq 10 m$
Puente	$L > 10m$

Fuente: Ven TE Chow. 1994. (Rodríguez Serquén , 2020)

2.3 Modelamiento de obras de arte

Se va modelar aplicando hojas de cálculo para determinar el dimensionamiento estructural y las cuantías de acero que permitan un diseño según las normas vigentes y acordes con la realidad.

2.3.1 Modelamiento estructural de Alcantarillas

El diseño estructural de una alcantarilla nos permite conocer y comprender el comportamiento estructural de dicha obra de arte.

El análisis y diseño estructural de una alcantarilla es un problema de interacción suelo-estructura. Determina esta interacción, el diseño es similar a cualquier otra estructura: Determinación de las cargas a que van a estar sometidas, tales como el peso de la tierra que los cubrirá y las cargas del tráfico e impacto, y la estimación de la resistencia o capacidad para soportar esas cargas con un margen de seguridad apropiado. La capacidad de soporte de una alcantarilla depende, principalmente, de la resistencia del conducto, de la distribución de la

carga vertical y la reacción del fondo y de la magnitud y distribución de los empujes laterales. (Céspedes Abanto, 2001, pág. 578)

2.3.1.1 Comportamiento estructural de los conductos

Desde el punto de vista estructural, las alcantarillas pueden ser:

A) Conductos flexibles: tales como los tubos corrugados, de lámina delgada de acero o aluminio.

Los conductos flexibles dependen solo en parte de una resistencia para soportar las cargas externas. Al deformarse bajo las cargas, el diámetro horizontal aumenta, comprimiendo el terreno adyacente por los lados y creando una resistencia pasiva que ayuda a soportar las cargas verticales que se aplican sobre el tubo.

B) Conductos rígidos: tales como los de concreto, hierro fundido o arcilla.

Los conductos rígidos desarrollan su capacidad de soportar cargas por su resistencia inherente o solidez del conducto.

A fin de calcular las cargas que actúan sobre los conductos, estos se clasifican en base a su instalación, según la Figura N°15, en:

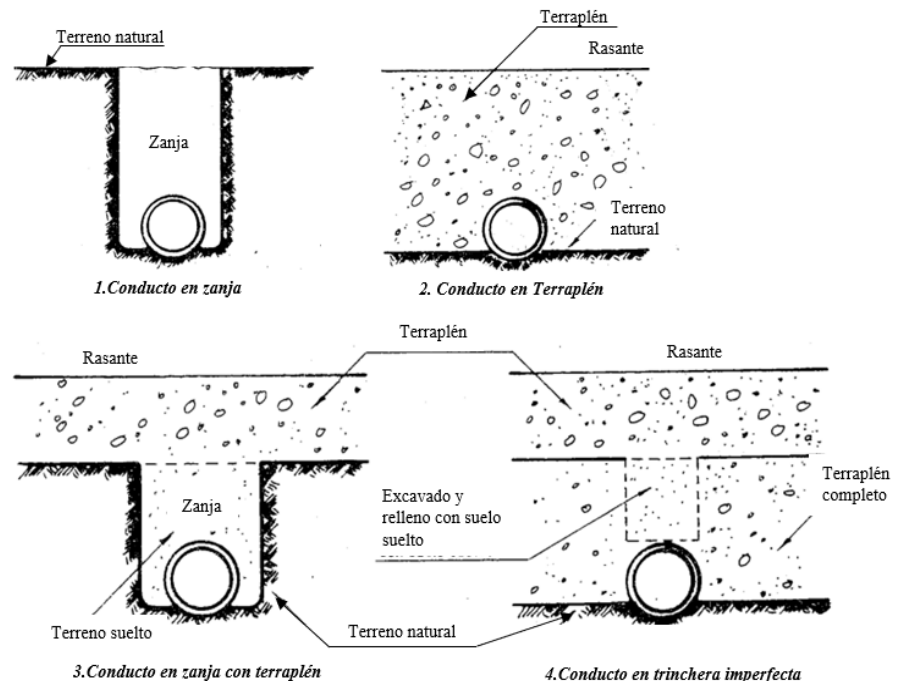


Figura 15: Formas de instalación de los conductos

Fuente: CARRETERAS Diseño moderno (Céspedes Abanto, 2001)

2.3.1.2 Cargas que actúan sobre los conductos

Sobre los conductos subterráneos actúan las siguientes cargas:

A) Carga debida al peso del relleno: en la tabla XY se presenta un resumen de fórmulas empleadas para calcular las cargas debidas al peso del terraplén.

Tabla 6.
Cargas sobre conductos debidas al peso del terraplén

Condición del conducto	Carga	Valor del Coeficiente de carga
Conducto en zanja (conductos felxibles)	$W_c = C_d w B_d B_c$	Figura N°14
Conducto en zanja (conductos rigidos)	$W_c = C_d w B_d^2$	Figura N°14
Conductos en terraplén (proyeccion positiva)	$W_c = C_d w B_c^2$	Figura N°15
Conductos en zanjas con terraplén. (proyeccion negativa)	$W_c = C_d w B_d^2$	Figura N°15 a N°18
Conducto en trinchera imperfecta	$W_c = C_d w B_c^2$	Figura N°15 a N°18

Fuente :CARRETERAS Diseño moderno (Céspedes Abanto , 2001)

* W_c = Carga sobre el conducto, en Kg/m.

w = Peso unitario del material de relleno, Kg/m³

B_c = Diámetro externo del conducto en m.

B_d = Ancho de la zanja sobre la parte superior del conducto en m.

C_d = Coeficiente de carga.

H = Altura del relleno sobre la corona del conducto, en m.

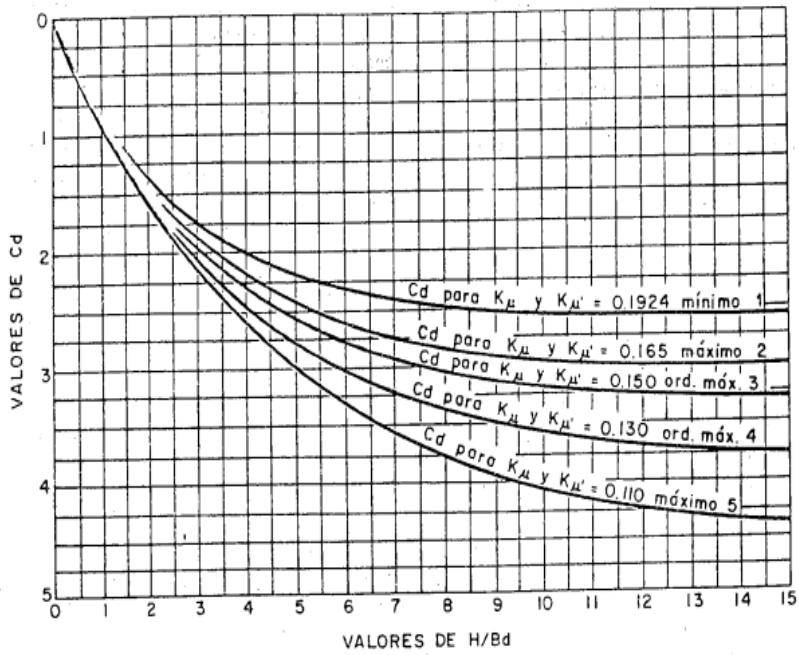


Figura 16: Valores de C_d para conductos en zanjas
 Fuente: CARRETERAS Diseño moderno (Céspedes Abanto, 2001)

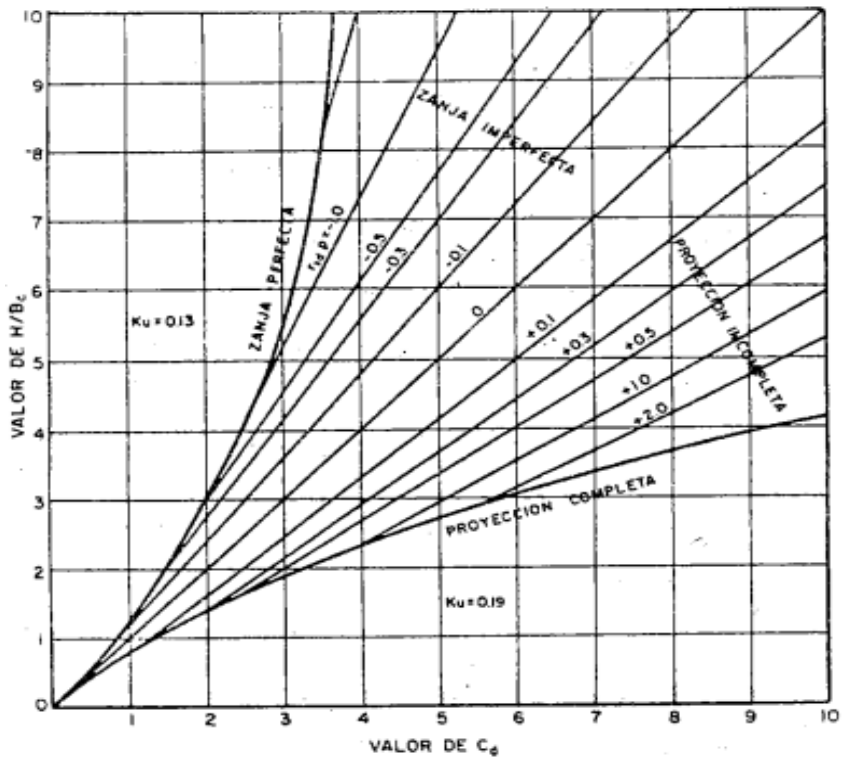


Figura 17: Valores de C_d para conductos en terraplén
 Fuente: CARRETERAS Diseño moderno (Céspedes Abanto, 2001)

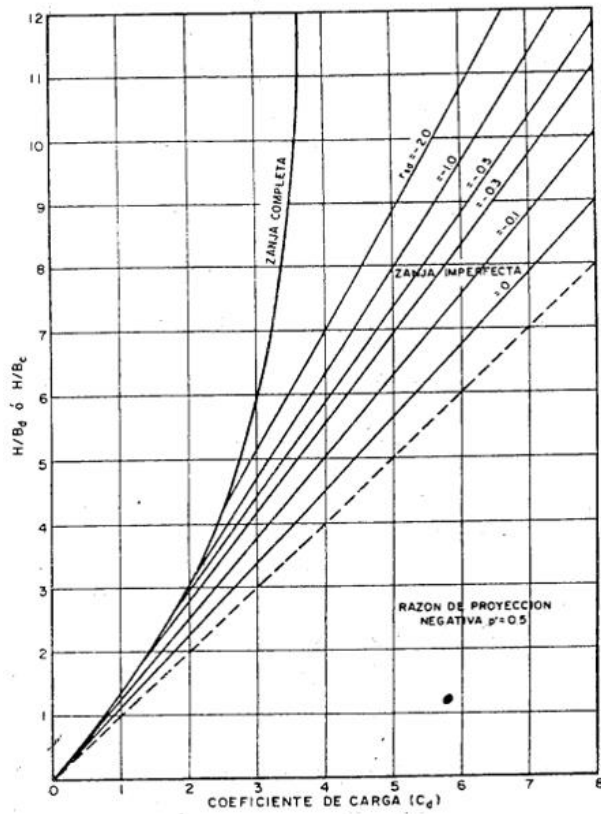


Figura 18: Valores de C_d para conductos en zanja. Razón de proyección=0.5
 Fuente: CARRETERAS Diseño moderno (Céspedes Abanto, 2001)

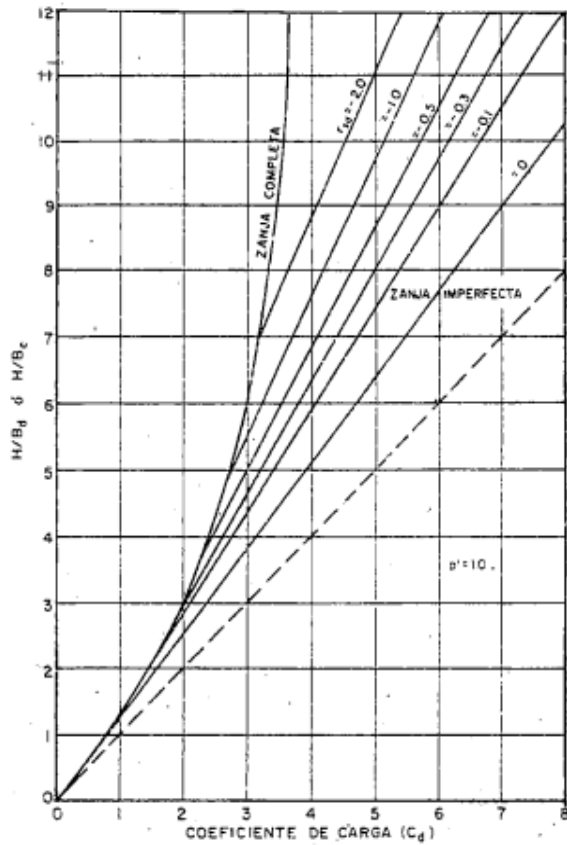


Figura 19: Valores de C_d para conductos en zanjas. Razón de proyección=1.0
 Fuente: CARRETERAS Diseño moderno (Céspedes Abanto, 2001)

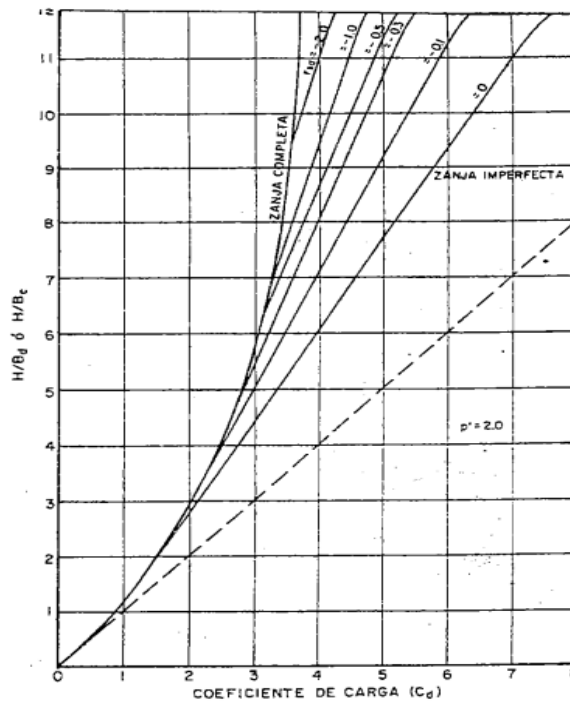


Figura 20: Valores de Cd para conductos en zanja. Razón de proyección=2.0
 Fuente: CARRETERAS Diseño moderno (Céspedes)

B) Carga debida al tráfico

Los conductos subterráneos están sujetos a las cargas de tráfico. Estas cargas son de importancia cuando los conductos están colocados muy superficialmente.

Experimentalmente se ha comprobado en los conductos en zanja y en terreno natural bajo un terraplén que la acción de una carga estática concentrada, tal como la ocasionada por una rueda de un camión, se transmite a través del suelo de acuerdo con la ley de Boussinesq. Como resultado de estos experimentos se tiene la siguiente expresión en (1): (Céspedes Abanto, 2001)

$$W_t = C_t \frac{PI_c}{L} \dots\dots(1)$$

Donde:

W_t = Carga promedio que actúa sobre el conducto

L = Longitud de la sección del conducto, en m.

I_c = Factor de impacto; comprendido entre 1.5 y 2

C_t = Coeficiente de carga

P = Carga de rueda concentrada sobre el relleno, en Kg.

C) Empujes laterales del material de relleno

D) Presión hidrostática interna debida al flujo de agua

2.3.1.3 Capacidad de carga de los conductos rígidos

La capacidad de un conducto rígido para soportar cargas depende de su forma, clase y calidad de los materiales empleados en fabricación. Las estructuras de concreto armado que se construyen en sitio, como los cajones y las bóvedas, se diseñan de acuerdo con los procedimientos estructurales del caso.

La relación de la resistencia de un conducto instalado bajo cualquier condición de carga a su resistencia durante el ensayo sobre tres apoyos se denomina Factor de carga. El factor de carga debe afectarse de un coeficiente de seguridad, quedando la fórmula siguiente, fórmula (1). (Céspedes Abanto, 2001)

$$\text{Capacidad de carga} = \frac{\text{Resistencia en el ensayo} \times \text{factor de carga}}{\text{factor de seguridad}} \dots\dots(1)$$

Para los distintos tubos, el factor de seguridad se indica en la tabla 7:

Tabla 7.

Factor de seguridad

Tipo de tubo	Factor de seguridad
Tubos no reforzados	1.2-1.5
Tubos de concreto armado (Para no desarrollar grietas mayores de 0.01")	1.0

Fuente: CARRETERAS Diseño moderno (Céspedes Abanto , 2001)

El factor de carga depende principalmente del tipo de base sobre la que se asienta el conducto. Por ello para los distintos tipos de asientos, se han fijado valores del factor de carga. Para los conductos instalados en zanja, los valores del factor de carga son los indicados en la tabla 8:

Tabla 8.
Conductos en zanja - Factores de carga

	Factor de carga
Asiento de concreto-Clase A	2.2 -3.4
Asiento de primera clase- Clase B	1.9
Asiento ordinario – Clase C	1.5
Asiento impermeable – Clase D	No usar

Fuente: CARRETERAS Diseño moderno (Céspedes Abanto , 2001)

2.3.2 Modelamiento estructural de Badén

Para el desarrollo del diseño estructural del badén se debe tener en cuenta varias consideraciones, para lo cual se usará para un tipo de vehículo de la Norma AASHTO, ábacos y ecuaciones, a continuación, se nombrará cada paso a tener en cuenta si se desea realizar un modelamiento estructural:

A) Especificaciones – Materiales empleados

- Resistencia ($f'c$): (Kg/cm^2)
- Módulo de Elasticidad (E): Kg/cm^2 ($15000\sqrt{f'c}$)
- Módulo de Poisson (u)
- Peso Específico (γ_c): $2400 \text{ Kg}/\text{m}^3$ (concreto simple)
- Tensión del trabajo: $0.2 \cdot f'c$

B) Peso del diseño

Consideraciones para la elección del tipo de vehículo, según las Normas AASHTO STANDARD o LRFD; con la finalidad de obtener el peso del diseño ($P_{\text{diseño}}$).

C) Radio

Para obtener el radio(a) del área de contacto de carga de rueda se obtendrá en base a la intersección de ambos, esto se hallará haciendo uso del ábaco mostrado a continuación. (Ver figura N°21).

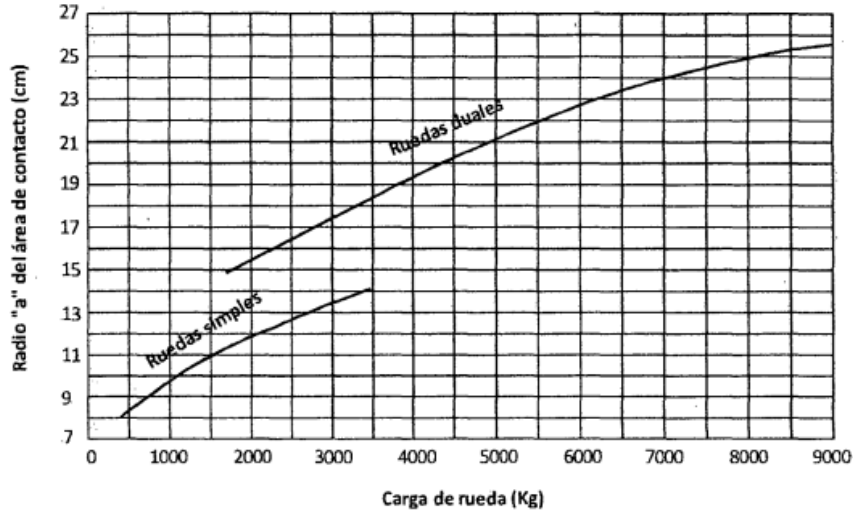


Figura 21: Radio(a) del área de contacto de cargas de rueda
 Fuente: (Aroni Espinoza, 2020)

D) Terreno

Para encontrar la relación entre el módulo de reacción de la subrasante “k” y el valor de soporte de california (“C.B.R”) se obtendrá en base a la intersección de ambos haciendo uso del siguiente ábaco. (Ver figura N°22).

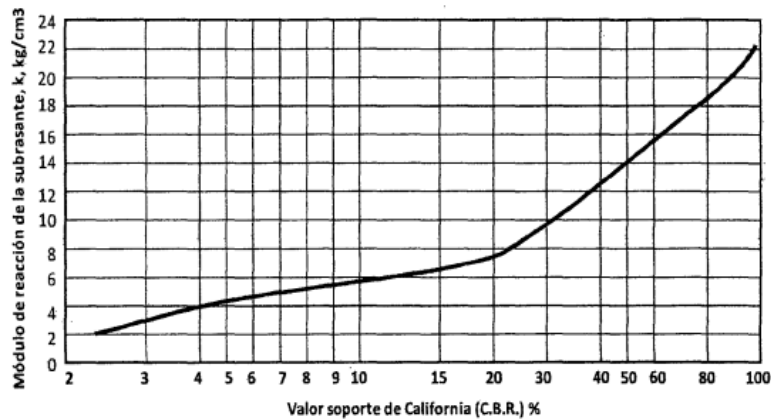


Figura 22: Relaciones entre el CBR y el módulo de reacción de la subrasante(K)
 Fuente: (AASHTO, 2002)

E) Dimensionamiento de la losa

Se realiza el dimensionamiento adecuado de la losa para esto se tomará en cuenta la longitud (L) y el ancho (a) en metros (m).

F) Radio de rigidez

$$Z = \sqrt[4]{\frac{E * h^3}{12 * (1 - \mu^2) * k}} \dots\dots(4)$$

Donde:

E: Módulo de la elasticidad del concreto

h.: Espesor

μ : Módulo de poisson

K: Módulo de reacción de la sub-rasante

G) Esfuerzos en esquina (σ)

Para el cálculo del esfuerzo se debe considerar las tensiones debido a cargas de esquina-Westergaard.

$$\sigma = \frac{3P}{h^2} * \left(1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{Z}\right)^{0.6}\right) \dots\dots (5)$$

Donde:

σ : Tensión de tracción por flexión

P: Carga

h: Espesor

a: Radio del área circular equivalente de contacto de la cubierta con el pavimento

Z: Radio de rigidez relativa

H) Verificación de la estabilidad del badén

Se basa en la realización del metrado de cargas de:

- Peso de la estructura
- Peso de la losa de concreto

$$W_{losa} = Av * e * b * (P.E.c) \dots (6)$$

Donde:

Av: Ancho de la uña

e: Espesor de losa

b: Ancho unitario

P.E.c: Peso específico del concreto

- Peso de los dentellones

$$w_{dentellón} = 2 * Au * b * (P.E.c) \dots\dots (7)$$

Donde:

Av: Ancho de la uña

b: Ancho unitario

P.E.c: Peso específico del concreto

- Carga de tránsito
- Carga por el agua de filtraciones (Subpresión)
- Pérdida de carga por metro de ancho (se basa en la relación de h/L)
- Valor de la supresión

$$Spresión = b * c * \left(h + h' - h * \frac{x}{L} \right) \dots (8)$$

Donde:

Sp: Supresión (Peso específico del agua)

b: Ancho unitario (Normal al flujo del agua)

c: Factor de la Subpresión (Depende de la porosidad del terreno)

h': Profundidad de un punto cualquiera respecto al punto donde se inicia el recorrido de filtración

h*x/L: Carga perdida en un recorrido

- Fuerzas de supresiones

2.3.3 Modelamiento estructural de Pontón

El cálculo estructural se desarrolla siguiendo las disposiciones de los Reglamentos y Normas Nacionales e Internacionales descritos a continuación:

- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú) – Normas Técnicas de Edificación (N.T.E): NTE E.060 “CONCRETO ARMADO”, NTE E.050 “SUELOS Y CIMIENTOS “
- DISEÑO DE PUENTES SEGÚN AASHTO LRFD
- MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES – Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (Municipalidad Distrital de Cerro Azul, 2019)

A) Especificaciones – Materiales empleados

a) Concreto

- Resistencia (f'c): (Kg/cm²)
- Módulo de Elasticidad (E): Kg/cm² (f'c = 280 Kg/cm²)
- Módulo de Poisson (u)
- Peso Específico (γc): 2500 Kg/m³ (concreto armado)

b) Acero Corrugado (ASTM A605)

- Resistencia a la influencia (fy): Kg/cm² (Ge 60)
- E: Kg/cm²

B) Predimensionamiento

Peralte de la losa:

$$h = \frac{1.20 (L + 3.05)}{30} \dots \dots (9)$$

Donde:

L = luz del pontón

C) Características del Pontón

Se detalla la sección transversal, sección longitudinal y así realizar la respectiva definición transversal y definición de la luz.

D) Cuantificación de Cargas del Pontón

- Carga Muerta: Conformada por todos los elementos estructurales, se calcula multiplicando el peso específico del material por su espesor o longitud, dependiendo del tipo de carga.

Tabla 9.
Densidades

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Agregados de baja densidad		1775
Agregados de baja densidad y arena		1925
Hormigón	Densidad normal con $f'c \leq 35\text{Mpa}$	2320
	Densidad normal con $35 < f'c \leq 105\text{ Mpa}$	$2240 + 2.29f'c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanca	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía.		0.30

Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design specifications, 5th Edition, 2010)

- Cargas Vivas: Las cargas vivas se obtienen de las especificaciones para el diseño de puentes AASHTO LRFD:
 - ❖ Número de líneas de diseño
 - ❖ Peatonal
 - ❖ Vehículo de diseño: los vehículos de diseño se definieron de acuerdo a las especificaciones del AASHTO LRFD (HL – 93)

E) Cuantificación de Cargas Sísmicas

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas, se escogió un espectro generado por la Norma E030-2006. Considerando los parámetros sísmicos ingresados de acuerdo a la zonificación, condición local y uso.

F) Combinación de Cargas

Las combinaciones de carga seleccionadas para el análisis y diseño del Pontón son de acuerdo a lo que indica en el capítulo 3.4.1 del AASHTO – LRFD.

G) Deformaciones

Para los criterios de control de deflexiones la norma AASHTO LRFD nos proporciona la siguiente tabla (10).

Tabla 10.
Deflexiones permitidas

Carga vehicular, general	Longitud/800
Cargas vehiculares y/o peatonales	Longitud/1000
Carga vehicular sobre voladizos	Longitud/300
Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos	Longitud/375

Fuente: (AASHTO LRFD Bridge Design specifications, 5th Edition, 2010)

H) Deformaciones de componentes de concreto armado

a) Diseño de la losa

- Diseño por flexión

Se considera el momento máximo como (M_u)

$$K_u = \frac{M_u \times 10^5}{b \times d^2} \dots (10)$$

De las tablas: se realiza la elección de la densidad (ρ), respecto a la resistencia del concreto.

$$A_s = \rho \times b \times d \dots (11)$$

Usar: \emptyset (acero sugerido)

$$S = \frac{L \times b}{A_s} \dots (12)$$

- Armadura de distribución

$$\%A_{sDistribución} = \frac{1750}{\sqrt{L(mm)}} \leq 50\% \dots (13)$$

- Armadura de temperatura y contracción de fragua

Usar: \emptyset (acero sugerido)

$$S = \frac{L x b}{A_s} \dots (14)$$

b) Diseño de la vereda

- Acero principal :(As min)
- Acero de temperatura :(As tem)

c) Distribución del acero

2.4 Definición de términos básicos

Alcantarilla

Tubería de drenaje hecha generalmente de metal, concreto o plástico, e instalada por debajo de la superficie del camino, para desalojar el agua desde el interior del camino hasta el exterior del mismo, o por debajo del camino. (Keller & Sherar, 2008).

Badenes

Las estructuras tipo badén son una solución eficaz cuando la pendiente de la línea coincide con el nivel inferior del canal. El curso natural impide su alineación, porque permite el paso de corrientes sólidas discretas ocurren con mayor magnitud en épocas de lluvia y donde es imposible alcantarillado o pontones. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011)

Drenaje superficial

El canal de drenaje transversal en la carretera apunta a evacuar adecuadamente el agua superficial que bloquea la infraestructura a través de canales naturales o artificiales, en forma permanente o temporal con el fin de asegurar su estabilidad y durabilidad. (Santiago Gómez, 2015)

Pontones

Son estructuras que sirven para traspasar las depresiones del terreno y a su vez actúan como corrientes de agua de forma continua, es considerada una obra de arte de estructura de drenaje donde la luz medida sea paralela al eje de la vía menor o igual a 10 m. (Santiago Gómez, 2015)

Borde libre

El borde libre del badén se debe contemplar entre el nivel del flujo máximo esperado y el nivel de la superficie de rodadura a fin de evitar desbordes que afectan los lados de la plataforma vial. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011)

Método de diseño LRFD

Para el método de diseño de estructuras, se debe tomar en cuenta, las siguientes consideraciones que nos permiten realizar proyectos de una forma más eficiente. Para el cálculo se debe multiplicar la carga de trabajo (Q_i) por una carga específica o factor de seguridad (λ siempre > 1). La magnitud del factor de carga depende del tipo de mezcla de carga. Es por esto que la proporción de la estructura es la resistencia última de diseño para soportar cargas factorizadas. (Magán Uchuya, 2019)

Método de diseño STANDARD

Para el diseño de las estructuras la norma plantea dos posibilidades, la primera de ellas se conoce como diseño por esfuerzo de trabajo (Design Working Stress) o sus siglas WSD; la segunda se plantea como diseño por factores de carga (Factory Load Design) o sus siglas LFD.

Modelo de carga

Cuando se habla de modelos de carga se refiere a las cargas “AASHTO STANDARD, Standard Specifications for Highway Bridges” o al diseño por factores de Carga y Resistencia (LRFD)”

CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis principal

El modelo de carga que se aplica en el modelamiento de las estructuras de obras de arte cumple con la normativa para la conservación de las carreteras de bajo volumen de tránsito.

3.1.2 Hipótesis secundarias

- a) El modelo de carga AASHTO STANDARD cumple con la normativa para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito.
- b) El modelo de carga AASHTO LRFD cumple con la normativa para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito.
- c) Los modelos de carga AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD cumplen con la normativa para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito.

3.2 Variables

3.2.1 Definición conceptual de las variables

- a) Variable independiente

X1: Modelo de carga

- b) Variable dependiente

Y1: Obras de arte

3.2.2 Operacionalización de las variables

X1: modelo de carga standard

X2: modelo de carga Lrfd

Y1: modelamiento de alcantarillas

Y2: modelamiento de badén

Y3: modelamiento de pontón

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Tipo y nivel

4.1.1 Tipo

La investigación es descriptiva, porque cumple con las condiciones metodológicas de un recorrido histórico, basado en hechos pasados; aportando una correcta interpretación a fin de recopilar información de expedientes técnicos respecto a las obras de arte en carreteras de bajo volumen.

4.1.2 Nivel

Este estudio es descriptivo ya que pretende explicar en qué medida las cargas vehiculares influyen en las estructuras de obras de arte.

Así mismo, es también un estudio explicativo por lo que interpretaremos cómo cada modelo de carga es utilizado en las diversas estructuras de obra de arte de las distintas investigaciones analizadas.

4.2 Diseño de investigación

El diseño de nuestro trabajo de investigación es experimental, transversal y retrospectivo, ya que se utilizaron los resultados de expedientes técnicos ya elaborados sobre el modelamiento de las estructuras de obras de arte a los que se les aplicará el modelo AASHTO STANDARD Y EL MODELO LRFD para contrastarlos con la normativa vigente y la realidad.

4.3 Población y muestra

4.3.1 Población de estudio

La población de estudio son los manuales de Manual de Carreteras del Paraguay, Manual para Carreteras de Bajo Volumen Etiopía, AASHTO STANDARD (Standard Specifications for Highway Bridges), Diseño por factores de Carga y Resistencia (LRFD) para determinar los modelos vigentes y aplicarlos a los expedientes técnicos que tengan obras de arte.

4.3.2 Diseño muestral

El diseño muestral de nuestra investigación será la aplicación a dos o tres obras de arte de cada tipo cuyos resultados obtenidos respecto a los modelamientos se contrastarán con las estructuras de las obras de arte.

4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos

En nuestro trabajo de investigación se usaron técnicas de recopilación de datos basados en tesis anteriores entre los años 2017 al 2021, libros, papers, expedientes técnicos, manuales, normas nacionales e internacionales. Los instrumentos de recolección de datos fueron los expedientes técnicos e investigaciones, para el modelamiento se hará uso de hojas de cálculo para el diseño de modelos de carga frente a obras de arte como: alcantarillas, badenes y pontones.

4.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

Para la elección de los materiales bibliográficos de esta presente investigación se obtuvo mediante fuentes académicas confiables el cual está relacionada con la investigación en diseño de modelos de carga y obras de arte.

4.4.3 Procedimientos para la recolección de datos

Para el desarrollo de esta investigación se realizará un proceso de recolección de fuentes secundarias, es decir, se recopilará información en las normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD, manuales de hidráulica, hidrología y drenaje, artículos de obras de arte, tesis bibliográficas especializadas relacionada con nuestro tema de investigación.

4.5 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

Las técnicas del procesamiento y análisis de datos se realizarán de acuerdo a la estructura de la investigación estas están fundamentadas en la recopilación, clasificación y análisis de la información, para determinar los modelos de carga frente a estructuras de obra de arte en carreteras de bajo volumen.

CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

5.1 Normativa de países extranjeros

5.1.1 Paraguay

Esta guía puede ser utilizado sin distinción como guía y complemento de las especificaciones de las normas AASHTO STANDARD O AASHTO LRFD, cabe resaltar como recomendación y su procedimiento son de aplicación general, sin embargo, el diseñador nunca debe utilizar esta guía como sustituto de las normas AASHTO STANDARD O AASHTO LRFD. Nos indica que para el diseño de drenaje de carreteras se basa en la norma AASHTO STANDARD, y en el capítulo 4.2.3 de las disposiciones y recomendaciones de diseño correspondiente a la unidad 4 se presentarán las cargas utilizadas en la norma AASHTO LRFD con el fin de identificar las diferencias entre ambas normas. Además, en casos como alcantarillas se trabajan con la norma AASHTO STANDARD, también señala que todas las cargas a tener en cuenta al diseñar puentes y estructuras relacionadas, indica que se deben de combinar con la intención de que estas estructuras soporten las siguientes cargas como: Cargas permanentes, vivas, efecto dinámico, empujes de tierra, etc. (Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones, 2019)

Cargas

Para realizar el diseño para puentes se realizará en base a la norma AASHTO, ya que se seleccionará información para la definición de cargas como también los procedimientos de diseño ya sea para puentes, alcantarillas, entre otros. Dentro de este reglamento existe dos modos, el primero se dirige para la norma AASHTO STANDARD que son métodos tradicionales, así mismo, permite el diseño tanto en ASD como con la metodología de factores de carga LFD, el segundo modo es por la norma AASHTO LRFD, donde se basa en nuevas metodologías de realización de cálculos el cual añadirá cambios para las cargas de diseño. El manual está basado en la norma AASHTO STANDARD, pero para este capítulo se presentará cargas empleando la norma AASHTO LRFD el cual permitirá las diferencias en ambos casos.

Carga Viva

Se entiende que para el diseño al introducir las cargas vivas estas son establecidas por la norma AASHTO el cual solo se puede utilizar los tipos de vehículos y cargas establecidas en la norma, puesto que cada norma se establece sus pesos como dimensiones en relación a su filosofía de diseño.

Esquema de carga viva según la norma AASHTO STANDARD

Para las consideraciones del diseño que se debe tener en cuenta para las cargas móviles se encuentran ubicados en el ítem 3.4 al 3.14 de la norma AASHTO. Cuando se habla de cargas móviles nos referimos a los camiones estándar, cargas equivalentes de efecto dinámico, las fuerzas longitudinales y las fuerzas centrífugas, como también las cargas de peatones y bicicletas. Respecto al ítem 3.11 de la norma AASHTO respecto a la aplicación de las cargas móviles, nos indica que para las cargas de camiones estándar y las de faja se deben considerar como una unidad.

1er CASO: CAMIÓN O CONVOY DE CARGA

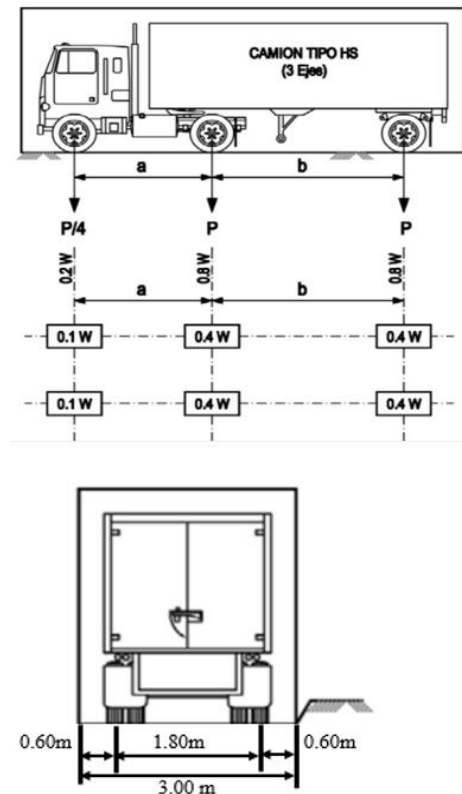


Figura 23: Camión o Convoy de carga

Fuente: Manual de Carreteras del Paraguay - (Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones, 2019)

2do CASO: CARGA EQUIVALENTE

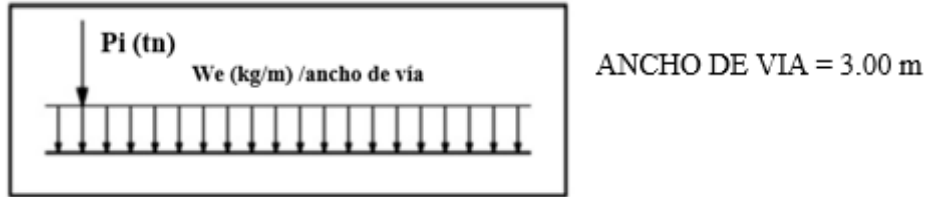


Figura 24: Carga equivalente

Fuente: Manual de Carreteras del Paraguay- (Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones, 2019)

Tabla 11.
Pesos y dimensiones del camión tipo HS

TIPO	PESO CAMIÓN (tn)	P (tn)	a (m)	b (m)	We (kg/m)	P _i	
						P. Corte (tn)	P.Momento(tn)
HS-20	32.667	14.515	4.3	4.30-9.00	952.4	11.793	8.165
HS-25	40.834	18.144	4.3	4.30-9.00	1190.5	14.741	10.26

Fuente: Manual de Carreteras del Paraguay - (Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones, 2019)

Esquema de carga viva según la norma AASHTO LRFD

Respecto a la carga viva, la diferencia entre la norma AASHTO STANDARD Y AASHTO LRFD es que en la norma AASHTO LRFD se debe superponer la carga distribuida y el tándem o camión de diseño. Se entiende que las magnitudes de las cargas son similares entre ambas normas, pero en la LRFD al superponerla lo que hace es que al camión de diseño se denomine HL-93, lo que implica el aumento en la carga viva que ejerce sobre la estructura.

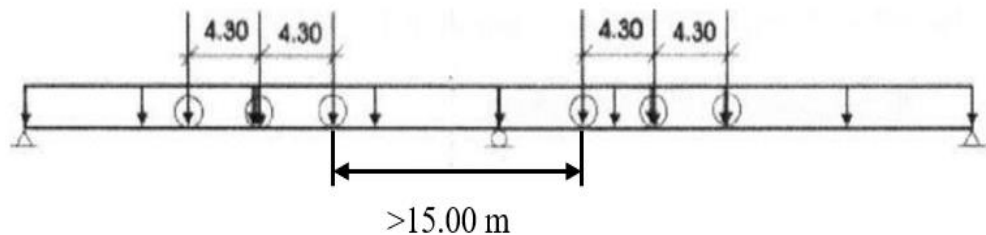


Figura 25: Carga distribuida

Fuente: Manual de Carreteras del Paraguay- (Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones, 2019)

1. CAMIÓN DE DISEÑO

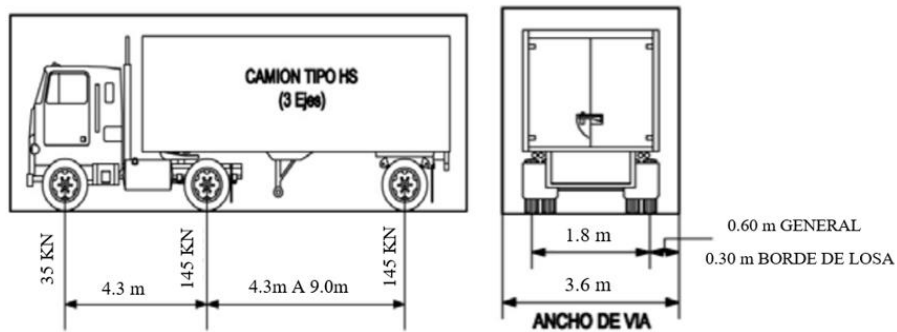


Figura 26: Camión de diseño

Fuente: Manual de Carreteras del Paraguay- (Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones, 2019)

2. TÁNDEM DE DISEÑO

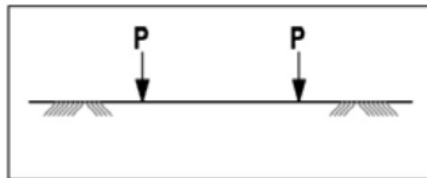


Figura 27: Tandem de diseño

Fuente: Manual de Carreteras del Paraguay- (Municipalidad Distrital de Cerro Azul, 2019)

Tabla 12.

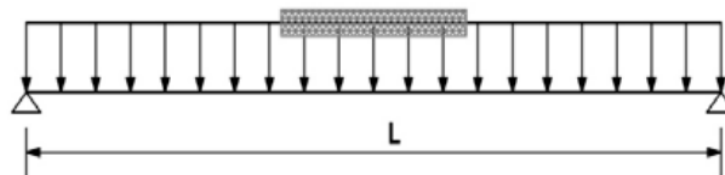
Características generales

TIPO LRFD	PESO W (ton)	P (ton)	a (m)	b (m)
CAMIÓN DE DISEÑO	33.13	-	4.30	4.30-9.00
TÁNDEM DE DISEÑO	22.40	11.20	1.20	-

Fuente: Manual de Carreteras del Paraguay- (Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones, 2019)

EL CAMIÓN DE DISEÑO Y LA CARGA TANDEM DEBEN

SUMARSE A:



SOBRE CARGA REPARTIDA
 $W = 970 \text{ kg/m}$ POR ANCHO DE VÍA DE 3.0 m

Figura 28: Sobrecarga repartida

Fuente: Manual de Carreteras del Paraguay- (Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones, 2019)

5.1.2 Etiopía

Alcantarillas

Según ETHIOPIA son estructuras utilizadas en carreteras de bajo volumen. Estas alcantarillas pueden variar desde aproximadamente uno por kilómetro en terreno ligeramente seco y accidentado hasta seis o más en terreno accidentado con presencia de mucha lluvia. Por otro lado, las alcantarillas deben ubicarse en puntos bajos a lo largo de la carretera, es decir que se requieran canales de drenaje en puntos intermedios puesto que el drenaje lateral transporta agua a más de 200 metros sin presencia de drenaje inglete u otra salida.

Tabla 13.
Ventajas y desventajas de alcantarillas

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Las alcantarillas brindan una forma relativamente económica y eficiente de transferir agua a través de un camino.	Frecuentemente se requiere un mantenimiento regular para evitar que la alcantarilla se llene de sedimentos o para eliminar el bloque de escombros
Las alcantarillas se pueden construir y mantener principalmente con mano de obra local y materiales locales.	Las alcantarillas suelen comportarse como un canal, lo que resulta que el flujo de agua se concentre, sucediendo un mayor potencial de erosión aguas abajo en comparación de las derivas
Permiten el paso de vehículos y peatones en todo momento.	
No requieren que el tráfico disminuya la velocidad cuando se cruzan.	
Permiten que el agua cruce el camino en varios ángulos con respecto a la dirección del camino por un aumento relativamente pequeño en los costos.	Las alcantarillas no es conveniente para flujos ocasionales de alto volumen.

Fuente: Manual de Etiopía. ((ERA), 2011)

Pontones

En este manual nos señala las consideraciones para la realización de pontones con una luz menor a 10 metros el cual está dirigido para estos pontones de bajo volumen de tránsito en áreas rurales, remotas y urbanas. Por otro lado, dentro del manual nos indica que cubren pontones de menos de 10 metros de luz que consta de un solo carril. Para estos pontones de un solo carril se debe considerar un ancho de superficie apropiado entre el borde que restringe el ancho de 4 metros, el cual es una restricción suficiente para la mayoría de vehículos de transporte público. En Etiopía respecto a la construcción y los materiales utilizados indica que para minimizar costos se debe hacer uso de los materiales y mano de obra encontrados en la misma localidad. En Etiopía cuenta varias carreteras rurales de bajo volumen de tránsito por lo que es extraño que transcurran vehículos con cargas pesadas superior a 6 toneladas, estos tipos de vehículos de 6 toneladas son de 2 ejes.

Carga

Por otro lado, se debe tener en cuenta el tipo de vehículo y peso de este que se usará transitara en la carretera, sin embargo, cabe resaltar que en Etiopía las carreteras de bajo volumen de tránsito pocas veces experimentan vehículos superiores a 6 toneladas, en general nos señala que los puentes que son de mayor envergadura es decir luces más grandes deben ser diseñados para soportar cargas pesadas.

Plataforma

Para este ítem nos señala acerca de su función de cómo se transmite la carga, para pontones de luces menores a 10 metros nos señala que se debe considerar es la carga muerta de la propia cubierta y la carga viva va dirigida hacia los peatones que transcurrirá sobre la estructura. Nos indica que la carga a utilizar consiste en la más pesada del vehículo a utilizar esta debe ser menos a 6 Tn y una carga uniformemente distribuida de 0.5 Tn/m². ((ERA), 2011)

5.1.3 Argentina

El Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI) (Argentina), se encarga de elaborar actualizar y difundir los Reglamentos Nacionales de Seguridad Estructural referidos a los proyectos y a la construcción de estructuras que se realicen en cualquier parte del territorio del país, en la sección 03. Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el método LRFD. La sección 03 específica los requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de carga y combinaciones de cargas usadas para diseñar nuevos puentes. Dichos requisitos también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes. Consideran las sobrecargas vivas como uno de los conceptos más importantes, desarrollando así sus tipos de sobrecarga: Sobrecargas gravitatorias, Incremento por carga dinámica, Fuerza centrífugas (CE), Fuerza de frenado (BR), Fuerza de colisión de un vehículo (CT). Dentro de los requisitos generales indican que la sobrecarga vehicular utilizada sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, es la sobrecarga HL-93.

5.1.4 Ecuador

Ecuador no cuenta con una normativa propia de carácter técnico y actualizado para el diseño de puentes vehiculares en carreteras rurales, por lo que fue

necesario recurrir a normas de carácter internacional, considerando las normas americanas dadas por la AASHTO. En base a ese planteamiento propusieron utilizar el diseño del método AASHTO LRFD en la realización del puente losa, siendo su luz de 10 metros, ancho de 9.20 metros y peralte de 0.55 ubicado en la ciudad de Manta, el cual fue desarrollado en el paper “Propuesta de puente aplicando el método de diseño AASHTO LRFD para la ciudad de Manta”. Siendo la carga vehicular total a utilizar la “Carga HL-93”, esta carga será la mayor solicitación proveniente de las combinaciones:

- Carga de Camión + Carga de faja (utilizada en Ecuador)
- Carga de Tándem + Carga de faja

Según el NEVI-12 (Norma Ecuatoriana Vial) no realizan ninguna diferencia entre los camiones de diseño para los dos métodos, es decir solo trabajan con un solo camión de diseño para ambos métodos, cabe resaltar que el tipo de carga vehicular utilizada en Ecuador es el camión HS 20-44 con un peso de 3.63 toneladas en el eje delantero y 14.52 toneladas en el eje central y posterior.

5.1.5 Uruguay

En Uruguay existe un déficit de infraestructura vial debido al aumento de la producción en granos, siendo el principal problema la falta de puentes que permitan pasar accidentes geográficos de pequeña envergadura como los arroyos, canales o zanjas, que permiten el acceso de maquinaria y camiones a los predios agrícolas. Para la construcción del puente consideraron como material principal la madera, a pesar que la madera es escasamente empleada como materiales estructurales en Uruguay, debido al desconocimiento del material por parte de los profesionales, sobre todo a la ausencia de la normativa de madera estructural. Aunque en la actualidad todo está cambiando debido a la elevada disponibilidad de la madera con potencial uso estructural, producto de las plantaciones realizadas en la década del 90 (principalmente pino y eucalipto).

Considerando las tipologías estructurales de los puentes de madera en Uruguay, el uso más habitual de la madera se realiza en la formación de la superficie de rodadura, mediante el entablado de madera apoyado sobre vigas metálicas o de madera. (Ver Figura N°29. (Baño, Mazzei, Moya, & Dieste, 2018))



Figura 29: Vigas de madera resueltas con rollizos y entablado de madera
 Fuente: Proyecto FPTA-306. (Baño, Mazzey, Moya, & Dieste, 2018)

Siendo estas soluciones temporales construidas con madera para el paso de camiones, la problemática en este tipo de soluciones son que: i) no existe cálculo estructural que garantice el paso de vehículos; ii) se desconocen las propiedades mecánicas de la madera empleada; iii) empleo de madera no durable y sin protección por diseño ni mediante tratamiento de preservación. A nivel internacional, son varias las tipologías estructurales utilizadas para la construcción de puentes vehiculares, muchas de ellas utilizan productos de ingeniería de madera. Ver tabla 14.

Tabla 14.
 Revisión de tipologías estructurales de puentes vehiculares de madera

SISTEMA	PRODUCTOS	DESCRIPCIÓN	FIGURAS
Vigas	Troncos	Son troncos de madera colocados en la dirección longitudinal del puente para que funcione como vigas principales y una plataforma o tablero transversal. La longitud del puente está limitada por el diámetro y el largo de los troncos disponibles, usando luces de 6 a 18 metros.	Figura 30
Placas	Tensadas	Utilizan madera aserrada en secciones comerciales unidas por la cara y tensadas mediante cable acero. Usando luces de entre 5 y 10 metros, sin necesidad de vigas inferiores portantes.	Figura 31

Fuente: Proyecto FPTA – 306. (Baño, Mazzey, Moya, & Dieste, 2018)



Figura 30: a) Puente de 6 metros de luz, Brasil (Calil,2002); b) Puente de 10 metros de luz en Australia; c) Puente de 50 años, Australia
 Fuente: Proyecto FPTA – 306. (Baño, Mazzey, Moya, & Dieste, 2018)



Figura 31: a) Puente en Brasil (F,2004); b) En Chile (G;2011); c) Tipología.
 Fuente: Proyecto FPTA – 306. (Baño, Mazzey, Moya, & Dieste, 2018)

Para el diseño y cálculo estructural del Puente a diseñar

Estudian diferentes diseños de puente que cumplan con los requisitos necesarios para el paso de cargas pesadas en pasos agroforestales y se identifica el diseño óptimo para la fabricación de un prototipo a escala real, ya que dichos puentes tienen que soportar elevadas sobrecargas de uso. Los requisitos para el diseño del puente son:

1. El ancho del puente debe ser como mínimo de 4.00 m.
2. El puente no podrá tener barandas ni ningún elemento que sobrepase la cota de la cara superior de la rasante, para permitir el paso de vehículos cuyo ancho total, exterior a las ruedas, supere el del puente.
3. En base a los pesos de los equipos y camiones implicados en los procesos productivos se ha adoptado, como valor de sobrecarga de uso, el tren de cargas correspondiente al antiguo Pliego de la Dirección Nacional de Viabilidad (DNV 1989) con carga total de 36 toneladas distribuidas en tres ejes, ver figura N°32.

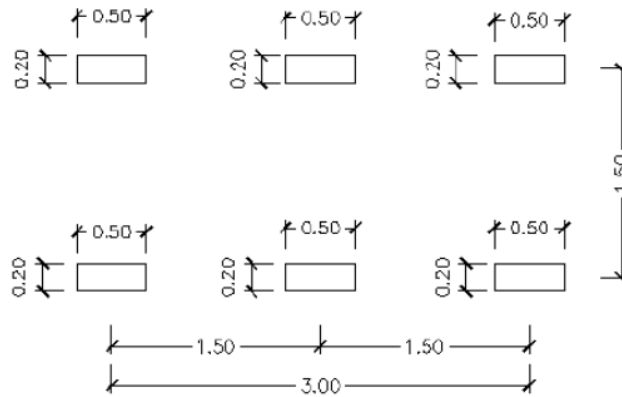


Figura 32: Tren de cargas de la Dirección Nacional de Vialidad (DNV)
 Fuente: Proyecto FTPA-306. (Baño, Mazzey, Moya, & Dieste, 2018)

Considerando el tipo de vehículos que transitan por el puente, no se estima necesario adoptar las cargas de las especificaciones técnicas complementarias al pliego de condiciones (DNV 2013), que consideran un tren de cargas de 45 toneladas distribuidas en tres ejes. (Ver Figura N°33)

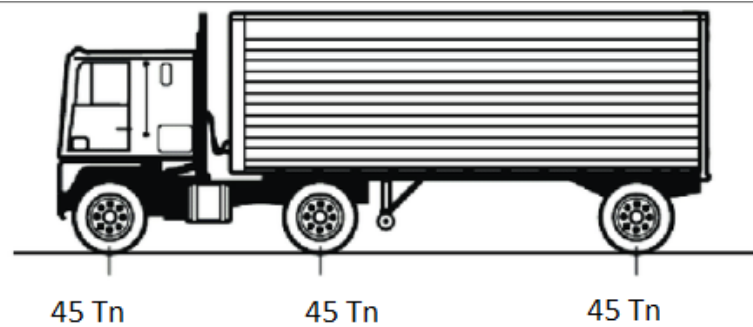


Figura 33: Perfil de un vehículo de 3 ejes
 Fuente: elaboración propia

1. A efectos de los cálculos se consideran las cargas como instantáneas ($K_{mod}=1.10$).
2. Al diseñar el puente se debe considerar la menor altura posible.

5.1.6 Colombia

Desde 1955 la AIS generó el código de Diseño Sísmico de Puentes (CCP-95) en contrato con el Instituto Colombiano Nacional de Vías (INVÍAS). En dicho documento se contempla un nuevo vehículo de diseño: C40-95 y una línea de carga. Se definieron las características de los nuevos parámetros de diseño a partir de la metodología Load and Resistance Factor Design (LRFD) propuesta en Estados Unidos. Al realizar el análisis de carga viva del diseño de puentes

en Colombia se basa en el uso de un camión teórico, siendo el camión de diseño denominado C40-95, está basado en el parque automotor existente para 1995, siendo este el año de expedición del código de diseño de puentes colombiano (CCP-95).

Las alternativas contempladas para el diseño en el país de Colombia son los camiones C40-95 y C 32-95, vehículos que solo se diferencian solo en el valor de la carga que transmiten por eje, estos camiones son considerados para bajo volumen de tránsito.

El camión C40-95 es el vehículo de mayor aplicación para el diseño de vías incluidas dentro de la red nacional de carreteras o para proyectos elaborados con INVIAS. Para vías de bajo volumen, el manual permite el uso del segundo vehículo de diseño, siendo este una versión aminorada al 80% de las cargas transmitidas por el camión C40-95, respecto a sus cargas esta consiste en cargas distribuidas y cargas puntuales según el tipo de vehículo a utilizar y la carga calculada como cortante o momento. Para ambos vehículos la distancia fija entre el eje trasero y delantero es de 4 metros y una distancia variable del eje trasero al eje semi tráiler que va desde 4 a 9 m. Esquemas generales ver Figura N°33 y Figura N°34.

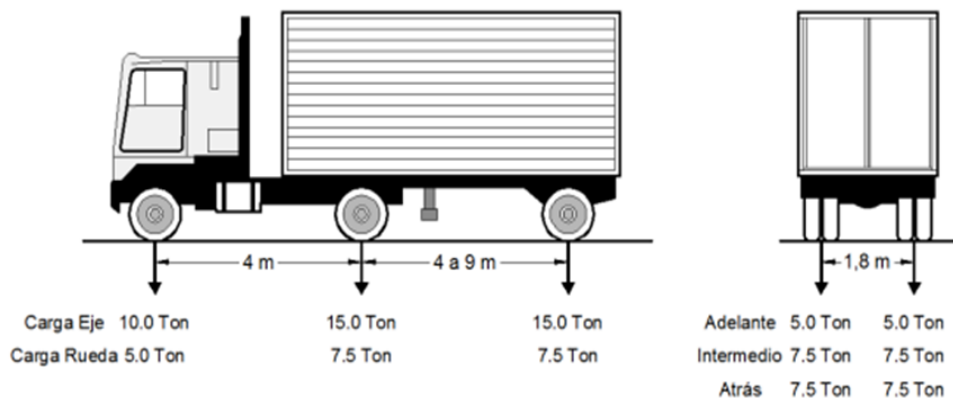


Figura 34: Camión C40-95 del Código colombiano CCP-95

Fuente: Revisión del camión como representante de la carga móvil en la actualidad colombiana. (Girón Albarracín, 2012)

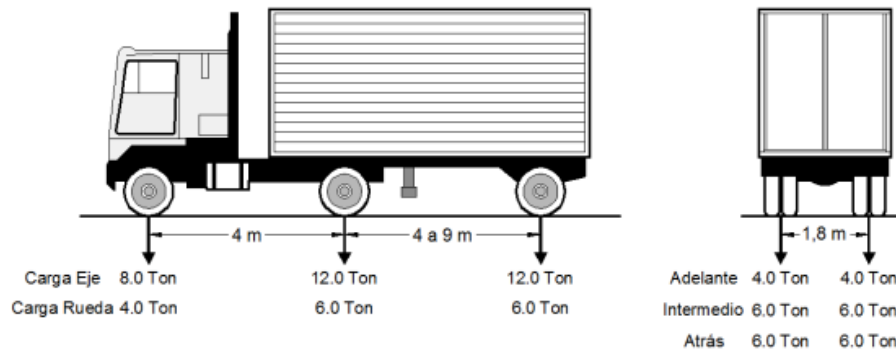


Figura 35: Camión C32-95 del Código colombiano CCP-95

Fuente: Revisión del camión como representante de la carga móvil en la actualidad colombiana. (Girón Albarracín, 2012)

5.1.7 AASHTO STANDARD

La Norma AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES desarrolla los aspectos más importantes para el diseño de superestructuras de puentes, iniciando con el tema de cargas, ya que las estructuras al ser diseñadas son sometidas a distintos tipos de carga durante su vida útil, las cargas que son analizadas en el diseño de puentes son: carga muerta, carga viva, impacto o efecto dinámico de la carga viva vehicular, carga de viento y otras fuerzas o acciones. Para el dimensionamiento de los distintos elementos de la estructura se efectúan bajo el método de cargas de servicio: (Allowable Stress Design), o por el método de los factores de carga (LFD: Load Factor Design).

Como punto importante de nuestra investigación, según la norma AASHTO STANDARD la carga viva consiste en el peso de las cargas en movimiento sobre el puente, tales como los vehículos y peatones. Donde en la carga vehicular se ve dos tipos de carga: carga de camión estándar o carga de faja, donde indican cuatro clases de camiones estándar: H 15-44, H 20 -44, HS 15-44, HS 20-44. La carga H consiste en un camión de dos ejes y la carga HS consiste en un camión tractor con semi- tráiler, la carga de faja consiste en una carga uniforme por metro lineal de vía de tránsito, combinada con una carga concentrada colocada sobre la viga, para así provocar los máximos esfuerzos.

5.1.8 AASHTO LRFD

Las disposiciones de estas especificaciones están destinadas al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes, esta norma es la forma de combinar las cargas, ya que esta considera algunos factores que van a cambiar el margen de

seguridad del puente, dando una mayor confiabilidad a la estructura. Estos factores corresponden a coeficientes de ductilidad, redundancia e importancia de la estructura.

Esta norma, introdujo también una forma de combinar el modelo de carga vehicular, donde establecieron tres tipos de cargas vivas vehiculares: Camión de diseño, Tándem de Diseño y Carga de Faja de Diseño. El camión de diseño de la norma AASHTO LRFD es denominado camión HL-93.

5.1.9 Países relacionados

En Brasil se realizó un artículo de Identificación y análisis de patologías en puentes de carreteras urbanas y rurales, el cual nos señala acerca de las patologías que existen en las estructuras de puentes y pontones, el cual tiene como objetivo principal evaluar las condiciones para la conservación de esta estructura de puentes de luces medianas y pontones con luces pequeñas. Nos señala cómo el sistema estructural se centra en los puentes de luces grandes, el cual se lleva toda la atención técnica de lo contrario pasa con los puentes de pequeñas luces y pontones el cual estos sistemas no llegan a considerarlo por ser estructuras pequeñas. Sin embargo, debemos de pensar de forma general que los puentes de luces grandes, medianas y pontones son utilizados por innumerables personas, brindándoles un acceso para así acceder a sus recursos de producción. Es lamentable que muchas de estas estructuras de medianas y pequeñas luces presentan graves condiciones patológicas que no son tomada en cuenta el cual ponen en peligro la seguridad del sector que lo utiliza, es por ello que dentro de este artículo intenta colaborar en la identificación patológica en puentes de luces medianos y pequeños, para lograr esto será necesario considerar los factores relacionado con el diseño de estas estructuras sea de madera, acero y concreto. Lo que quiere transmitir este artículo es la importancia que deben darle a las estructuras de mediana y pequeña luz, y que el sistema estructural también se enfoque en estas pequeñas estructuras como lo hacen con las estructuras de grandes luces. (Lenz Sartorti & Tadeu Mascia, 2011)

5.1.10 Países latinoamericanos

Los países latinoamericanos basan sus análisis de diseño de puentes en las especificaciones norteamericanas de la American Association of State

Highway Officials (AASHTO). Donde existen dos códigos, la versión LRFD (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications). Siendo la última versión publicada en el 2002, y la versión STANDARD (Standard Specifications) de la cual su última publicación fue en el 2020. (Londoño, 2022).

Tabla 15.
Códigos de puentes en diferentes países latinoamericanos

PAISES	CÓDIGO O NORMATIVA RELACIONADA	CÓDIGO BASE
Argentina	Reglamento argentino para el diño de puentes carreteros CIRSOC 801	AASHTO LRFD 2012
Bolivia	Manuales técnicos para el diseño de carreteras	AASHTO LRFD
Brasil	NBR6118/04, NBR7187/87, NBR7188/84, NBR8681/04	Propio
Chile	Manual de carreteras 2021	AASHTO STANDAR AASHTO LRFD
Colombia	Norma Colombiana de diseño de puentes LRFD - CCP14	AASHTO LRFD 2014
Costa Rica	Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes de Costa Rica	AASHTO LRFD 2012
Guatemala	Norma de Seguridad Estructural para Guatemala - NSE 5.2	AASHTO LRFD 2012
México	Normativa para la Infraestructura del Transporte de la SCT /IMT	AASHTO LRFD
Perú	Manuales de Carreteras /Manual de Puentes	AASHTO LRFD 2014

Fuente: MIDAS. (Londoño, 2022)

5.2 Modelamiento de obras de arte

Para el modelamiento de las obras de arte se buscó información de diferentes expedientes técnicos elaborados a nivel nacional. Observamos que, en el Perú, en la mayoría de los casos de los expedientes técnicos los diseños son elaborados bajo la metodología AASHTO LRFD, la cual utiliza el vehículo de diseño HL 93. Razón por la cual se ha procedido a analizar tres casos y aplicar también la metodología AASHTO STANDARD, respetando la metodología AASHTO LRFD.

5.2.1 Alcantarillas

5.2.1.1 Modelamiento AASHTO STANDARD - Alcantarilla

EXPEDIENTE 1: Estudio definitivo del saldo de obra: Rehabilitación y mejoramiento de la carretera Lima – Canta- La viuda – Unish, tramo: Canta – Huayllay

Año: Agosto (2018)

Metodología: Norma AASHTO STANDARD

Alcantarilla: Tipo Cajón MC

Tipo de vehículo: HS 20

Cálculo estructural de alcantarilla Tipo Cajón

DATOS

F'c Concreto	280	kg/cm ²
Peso específico del concreto	2400	kg/m ³
Fy acero de refuerzo	4200	kg/cm ²
Peso específico del suelo	1.8	ton/m ³
Capacidad portante del suelo	2.4	kg/cm ²
Angulo de fricción interna del suelo	33	°
Profundidad del nivel freático	1.2	m
Camión de diseño	HS-20-44	
Peso rueda trasera	7250	kg

DIMENSIONES DE LA SECCIÓN

Ancho de alcantarilla (Ancho de vía)	3.00	m
Altura "H"	1.50	m
Ancho "B"	3.30	m
Espesor de losas "e"	0.15	m
Espesor "r" (altura del relleno)	0.62	m
Altura total "A"	1.80	m
Ancho total "L"	3.60	m

PESO DE LA ESTRUCTURA

Peso losa superior	1188	kg
Peso losa inferior	1188	kg
Peso muro izquierdo	648	kg
Peso muro derecho	648	kg
Peso total de la estructura	3672	kg
Peso de relleno sobre la estructura	1.116	kg/m ²

CÁLCULO DE LA CARGA VIVA POR TRÁFICO

Área de contacto Rueda		
a	0.20	m
b	0.51	m
Dimensiones de propagación del área de contacto		
Propagación a	2.039	m
Propagación b	2.349	m
Carga P	7250	kg
Coefficiente de impacto	0.365	
Carga P+I	9425	kg
Carga vehicular	1967.80	kg/m ²

EMPUJE DE TIERRAS

Ángulo de fricción interna	0.5760	Radianes
Coefficiente activo "Ka"	0.2948	
Esfuerzo zona superior de muro	986.65	kg/m ²
Esfuerzo en el nivel freático	987.08	kg/m ²
Esfuerzo en la zona inferior del muro	2876.93	kg/m ²

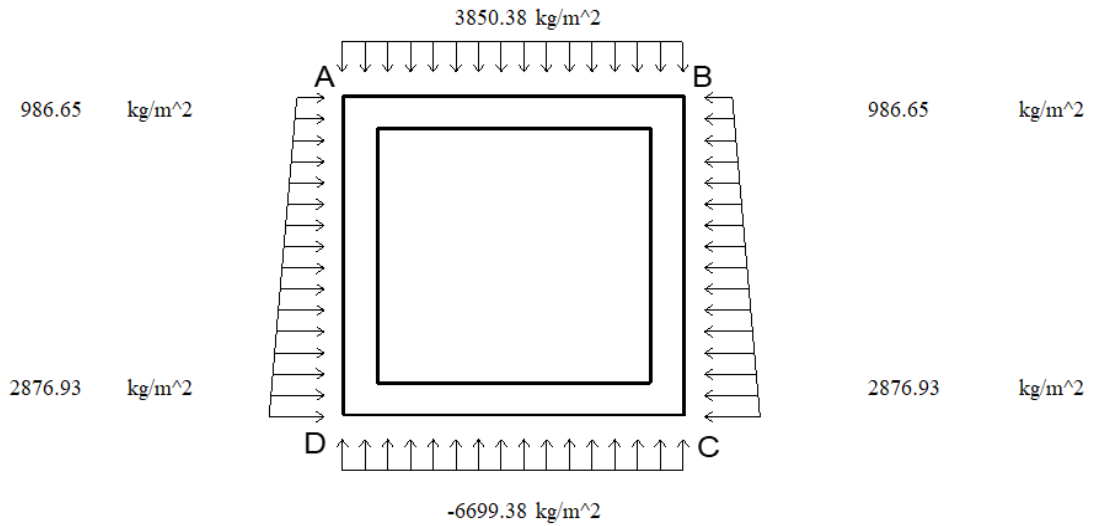
ANÁLISIS EN SITUACIÓN DE ESTRUCTURA LLENA

CARGAS ULTIMAS SOBRE LOS ELEMENTOS

Carga sobre la losa superior	3850.38	kg/m ²
Reacción del terreno	6699.38	kg/m ²
Carga sobre la losa inferior	-6699.38	kg/m ²
Carga en zona superior del muro lateral	986.65	kg/m ²
Carga en zona inferior del muro lateral	2876.93	kg/m ²

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

Extremo de losa superior	4158.41	kg.m
Extremo de losa inferior	7235.33	kg.m
Zona superior de pared lateral	470.55	kg.m
Zona inferior de pared lateral	572.62	kg.m



DISTRIBUCION DE MOMENTOS POR EL METODO DE CROSS

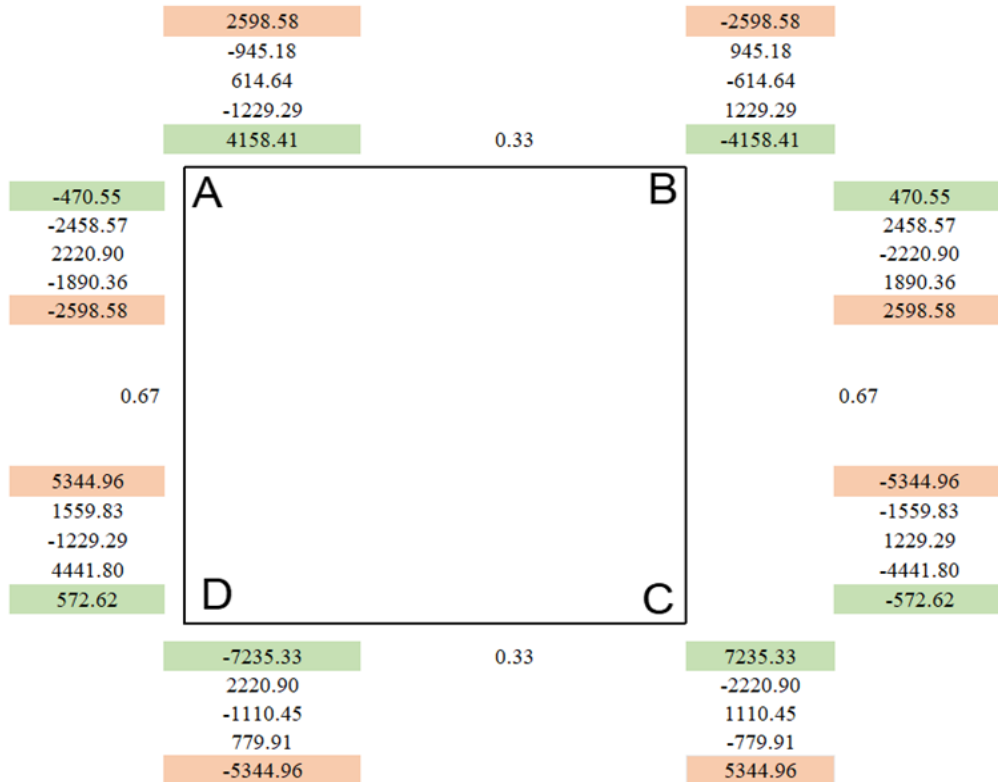
Cálculo de rigideces

$K=4EI/L$

Las secciones son iguales en todo el cajón y el material es el mismo, así que "EI" es constante

K _{AB}	1.11
K _{AD}	2.22
SUMA=	3.33
Factor de distribución	
F _{AB}	0.33
F _{AD}	0.67

MOMENTOS FINALES	
MA=MB	2598.58
MC=MD	5344.96



CORTANTES EN LA ESTRUCTURA

En losa superior	6930.68	kg
En losa inferior	12058.88	kg

EN PAREDES LATERALES		
CORTANTE ISOSTÁTICA		
Zona superior de pared lateral	1511.78	kg
Zona inferior de pared lateral	1965.45	kg

CORTANTE HIPERESTÁTICA		
V	-1525.768	
En parte superior	-13.99	kg
En parte inferior	3491.21	kg

MOMENTOS EN LOS CENTROS DE CLARO		
Losa superior	2079.20	kg
Losa inferior	3617.66	kg
Paredes laterales	3141.09	kg

CORTANTE IGUAL A CERO PARA CALCULAR EL MOMENTO MÁXIMO

Calculando el cortante igual a cero para determinar el momento máximo

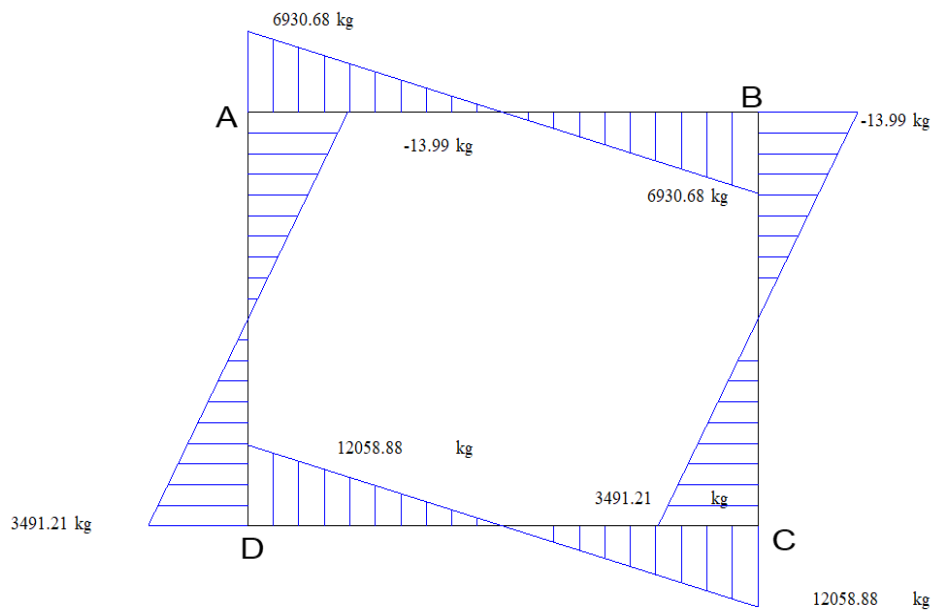
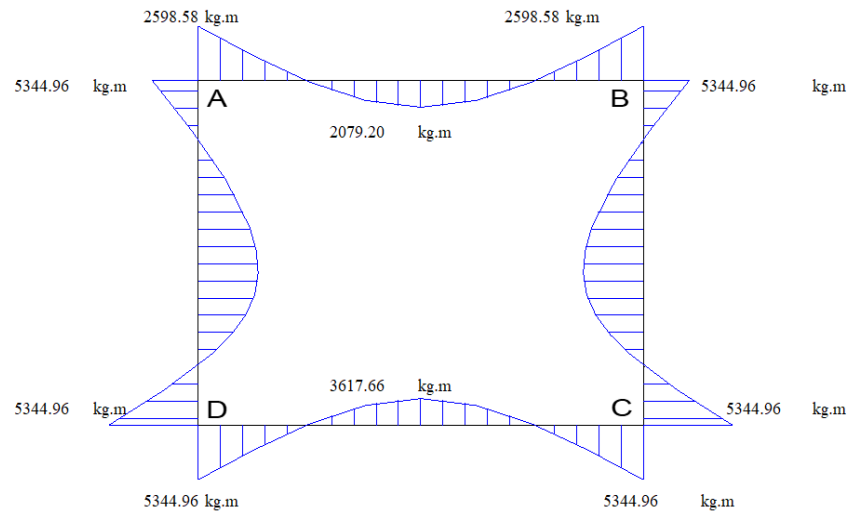
X (cortante igual a cero)	3.779
$f(x)=RA- (P1(2L-X)+P2X/2L)X$	-1407.91
$f(x)^2$	1982202.34

REVISION POR CORTANTE EN MUROS

Cortante que absorbe el concreto	7981.74	kg
En losa superior	CUMPLE	
En losa inferior	NO CUMPLE	
En muros laterales	CUMPLE	

CAPACIDAD DEL SUELO

CARGA	6699.38	kg/m ²
CAPACIDAD DEL SUELO	24000.00	kg/m ²
FACTOR DE SEGURIDAD ">1.5"	3.58	SI CUMPLE



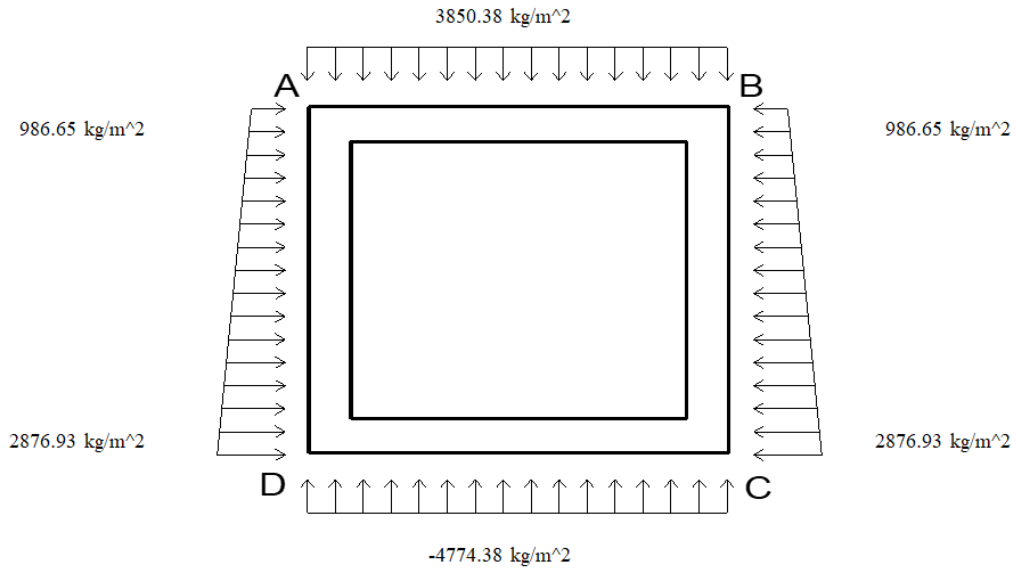
ANÁLISIS EN SITUACIÓN DE ESTRUCTURA VACÍA

CARGAS ULTIMAS SOBRE LOS ELEMENTOS

Carga sobre la losa superior	3850.38	kg/m ²
Reacción del terreno	4774.38	kg/m ²
Carga sobre la losa inferior	-4774.38	kg/m ²
Carga en zona superior del muro lateral	986.65	kg/m ²
Carga en zona inferior del muro lateral	2876.93	kg/m ²

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

Extremo de losa superior	4158.41	kg.m
Extremo de losa inferior	5156.33	kg.m
Zona superior de pared lateral	470.55	kg.m
zona inferior de pared lateral	572.62	kg.m



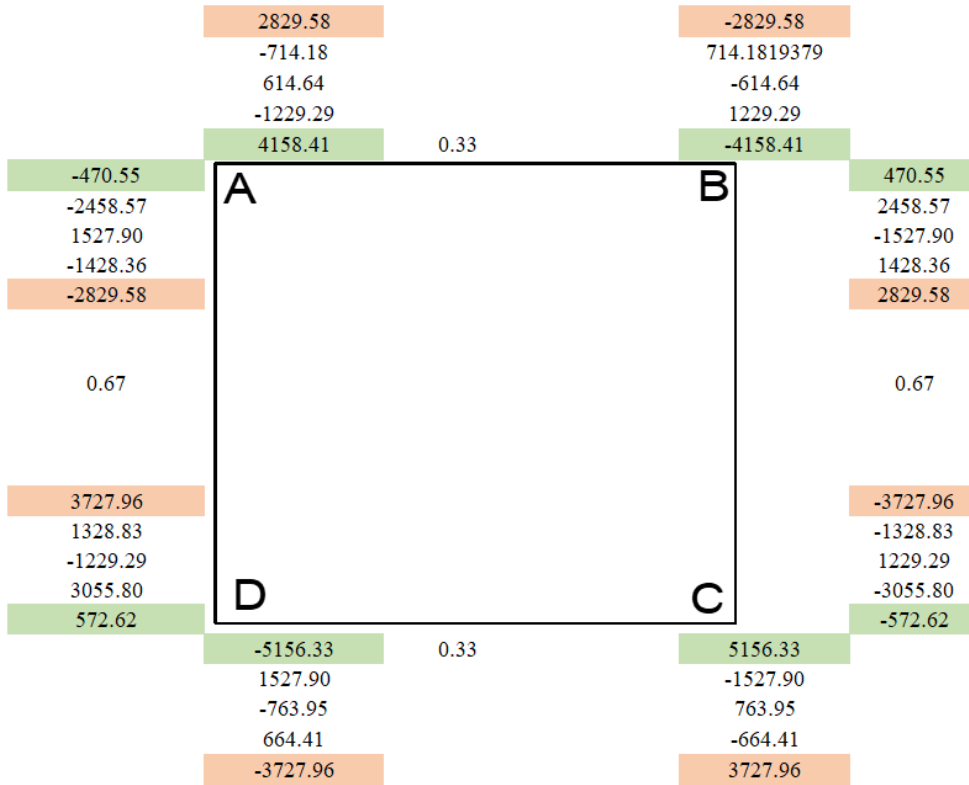
DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS POR EL MÉTODO DE CROSS

Cálculo de rigideces

$K=4EI/L$

Las secciones son iguales en todo el cajón y el material es el mismo, así que "EI" es constante

K_{AB}	1.11		
K_{AD}	2.22		
SUMA=	3.33		
Factor de distribución		MOMENTOS FINALES	
F_{AB}	0.33	$M_A=M_B$	2829.58
F_{AD}	0.67	$M_C=M_D$	3727.96



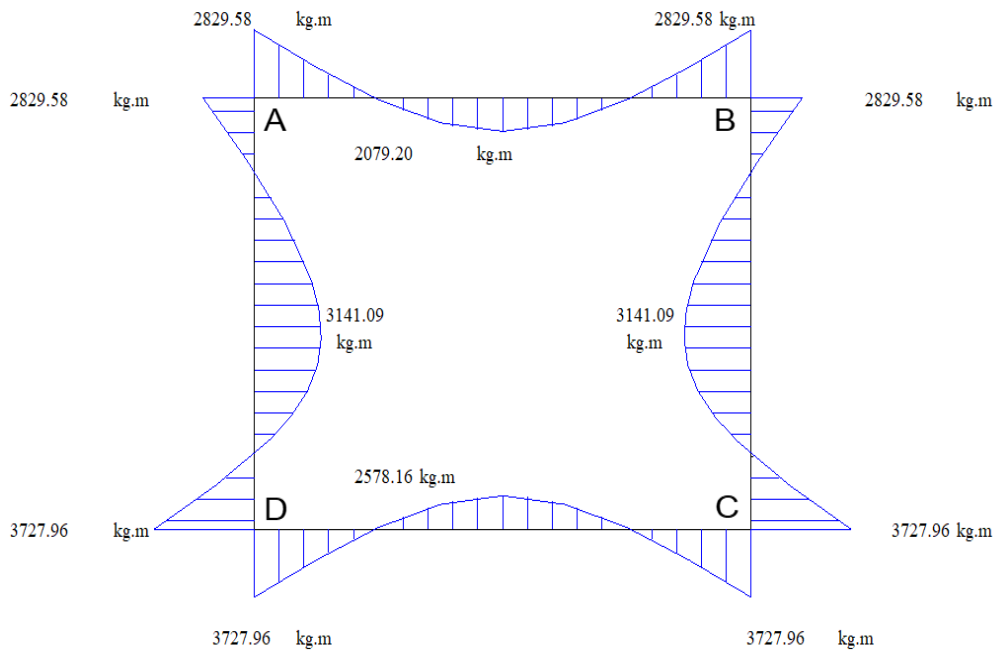
CORTANTES EN LA ESTRUCTURA

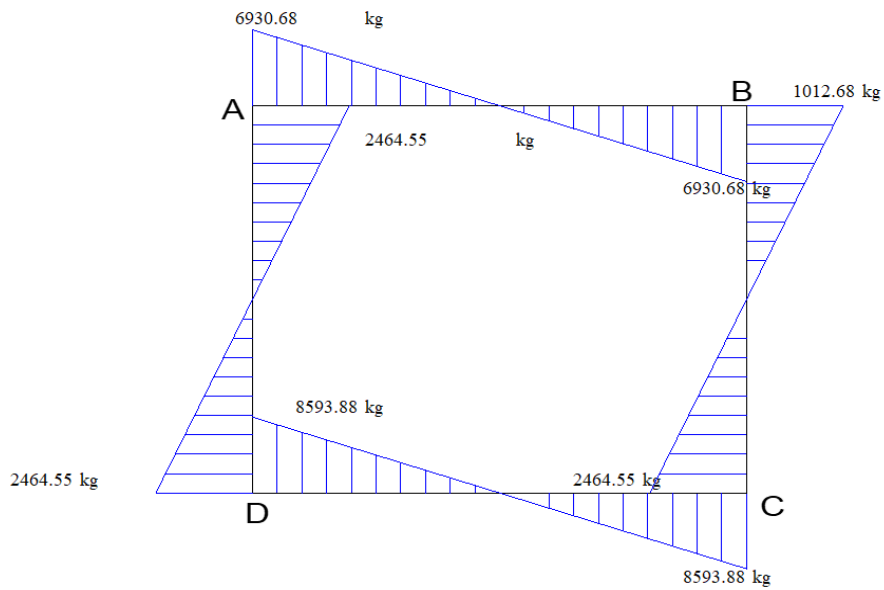
En losa superior	6930.68	kg
En losa inferior	8593.88	kg

EN PAREDES LATERALES		
CORTANTE ISOSTÁTICA		
Zona superior de pared lateral	1511.78	kg
Zona inferior de pared lateral	1965.45	kg

CORTANTE HIPERESTÁTICA		
V	-499.10	
Zona superior de pared lateral	1012.68	kg
Zona inferior de pared lateral	2464.55	kg

MOMENTOS EN LOS CENTROS DE CLARO		
En losa superior	2079.20	kg
En losa inferior	2578.16	kg
Centro de pared lateral	3141.09	kg





CÁLCULO ESTRUCTURAL DE ACERO

LECHO EXTERIOR

Mmáx	534496.35	kg.cm
f _c	280	kg/cm ²
Base	100	cm
Peralte d	10	
K	0.212	
Indice de refuerzo w	0.249	
Porcentaje de acero	0.017	
Porcentaje mínimo	0.003	SI CUMPLE
Porcentaje máximo	0.021	SI CUMPLE

Area de acero	16.57	cm ²
Varilla a utilizar	3	
Separación de barras	4	cm

LECHO INTERIOR

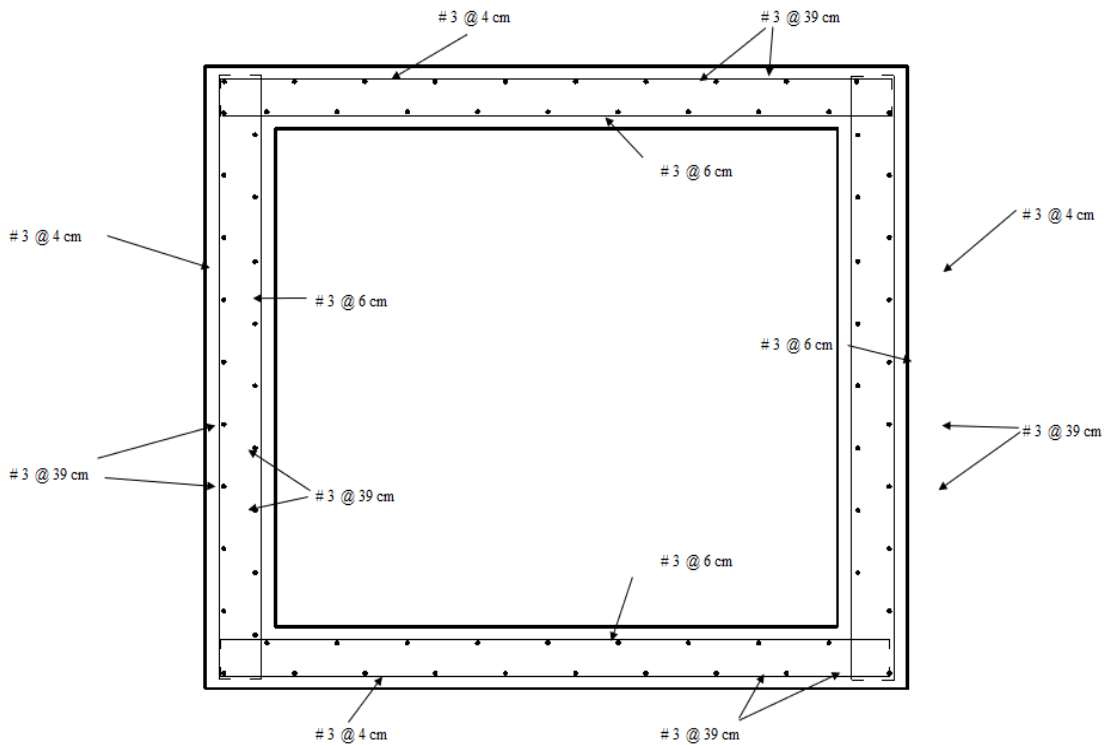
Mmáx	361766.37	kg.cm
f _c	280	kg/cm ²
Base	100	cm
Peralte d	10	
K	0.144	
Indice de refuerzo w	0.158	
Porcentaje de acero	0.011	
Porcentaje mínimo	0.003	SI CUMPLE
Porcentaje máximo	0.021	SI CUMPLE

Area de acero	10.56	cm ²
Varilla a utilizar	3	
Separación de barras	6	cm

ACERO POR TEMPERATURA PARA TODOS LOS ELEMENTOS

Porcentaje por temperatura	0.0018	
Base	100	cm
Peralte d	10	
Área de acero	1.80	cm ²
Varilla a utilizar	3	
Separación de barras	39	cm

ARMADO DE LA ALCANTARILLA



RESUMEN DE REFUERZOS

ELEMENTO	LECHO	ÁREA DE ACERO (cm ²)	# DE BARRA A UTILIZAR	SEPARACIÓN (cm)
Losa superior	Exterior	16.57	3	4
Losa superior	Exterior por temperatura	1.80	3	39
Losa superior	Interior	10.56	3	6
Losa superior	Interior por temperatura	1.80	3	39
Losa inferior	Interior	10.56	3	6
Losa inferior	Interior por temperatura	1.80	3	39
Losa inferior	Exterior	16.57	3	4
Losa inferior	Exterior por temperatura	1.80	3	39
Paredes laterales	Exterior	16.57	3	4
Paredes laterales	Exterior por temperatura	1.80	3	39
Paredes laterales	Interior	10.56	3	6
Paredes laterales	Interior por temperatura	1.80	3	39

VOLUMEN DE MATERIALES

Volumen de concreto

Losa superior	1.485	m ³
Losa Inferior	1.485	m ³
Paredes laterales	1.62	m ³
Total de concreto	4.59	m³

Cantidad de acero

LOSAS SUPERIOR E INFERIOR LECHO EXTERIOR

Acero principal		
Largo de barras	3.66	m
Número de barras	75.00	
total de ml	274.50	
Varilla a utilizar #	3.00	
Total de varilla	152.90	Kg

Acero por temperatura		
Largo de barras	3.06	m
Número de barras	9.231	
total de ml	28.25	
Varilla a utilizar #	3.00	
Total de varilla	15.73	Kg

LOSAS SUPERIOR E INFERIOR LECHO INTERIOR

Acero principal		
Largo de barras	3.66	m
Número de barras	50	
total de ml	183	
Varilla a utilizar #	3	
Total de varilla	101.931	Kg

Acero por temperatura		
Largo de barras	3.06	m
Número de barras	9.231	
total de ml	28.25	
Varilla a utilizar #	3.00	
Total de varilla	15.73	Kg

PAREDES LATERALES LECHO EXTERIOR

Acero principal			
Largo de barras		1.86	m
Número de barras		45.00	
total de ml		83.70	
Varilla a utilizar #		3.00	
Total de varilla		46.621	Kg

Acero por temperatura			
Largo de barras		3.06	m
Número de barras		4.62	
total de ml		14.12	
Varilla a utilizar #		3.00	
Total de varilla		7.867	Kg

PAREDES LATERALES LECHO INTERIOR

Acero principal			
Largo de barras		1.86	m
Número de barras		30.00	
total de ml		56	
Varilla a utilizar #		3	
Total de varilla		31.081	Kg

Acero por temperatura			
Largo de barras		3.06	m
Número de barras		4.62	
total de ml		14.12	
Varilla a utilizar #		3.00	
Total de varilla		7.867	Kg

TOTAL DE ACERO REQUERIDO	759.46	Kg
---------------------------------	---------------	----

5.2.1.2 Modelamiento AASHTO LRFD – Alcantarilla

EXPEDIENTE 1: Estudio definitivo del saldo de obra: Rehabilitación y mejoramiento de la carretera Lima – Canta- La viuda – Unish, tramo: Canta – Huayllay

Metodología: Norma AASHTO LRFD

Alcantarilla: Tipo Cajón MC

Tipo de vehículo: HL – 93

Cálculo estructural de alcantarilla Tipo Cajón

DATOS

F'c Concreto	280	kg/cm ²
Peso específico del concreto	2400	kg/m ³
Fy acero de refuerzo	4200	kg/cm ²
Peso específico del suelo	1.8	ton/m ³
Capacidad portante del suelo	2.4	kg/cm ²
Angulo de fricción interna del suelo	33	°
Profundidad del nivel freático	1.2	m
Camión de diseño	HL - 93	
Peso rueda trasera	7323	kg

DIMENSIONES DE LA SECCIÓN

Ancho de alcantarilla (Ancho de vía)	3.00	m
Altura "H"	1.50	m
Ancho "B"	3.30	m
Espesor de losas "e"	0.15	m
Espesor "r" (altura del relleno)	0.62	m
Altura total "A"	1.80	m
Ancho total "L"	3.60	m

PESO DE LA ESTRUCTURA

Peso losa superior	1188	kg
Peso losa inferior	1188	kg
Peso muro izquierdo	648	kg
Peso muro derecho	648	kg
Peso total de la estructura	3672	kg
Peso de relleno sobre la estructura	1.116	kg/m ²

PESO DE LA ESTRUCTURA

Peso losa superior	1188	kg
Peso losa inferior	1188	kg
Peso muro izquierdo	648	kg
Peso muro derecho	648	kg
Peso total de la estructura	3672	kg
Peso de relleno sobre la estructura	1.116	kg/m ²

CALCULO DE LA CARGA VIVA POR TRÁFICO

Área de contacto Rueda		
a	0.20	m
b	0.51	m
Dimensiones de propagación del área de contacto		
Propagación a	2.039	m
Propagación b	2.349	m
Carga P	7323	kg
Coefficiente de impacto	0.365	
Carga P+I	9520	kg
Carga vehicular	1987.61	kg/m ²

EMPUJE DE TIERRAS

Angulo de friccion interna	0.5760	Radianes
Coefficiente activo "Ka"	0.2948	
Esfuerzo zona superior de muro	996.58	kg/m ²
Esfuerzo en el nivel freático	997.01	kg/m ²
Esfuerzo en la zona inferior del muro	2886.86	kg/m ²

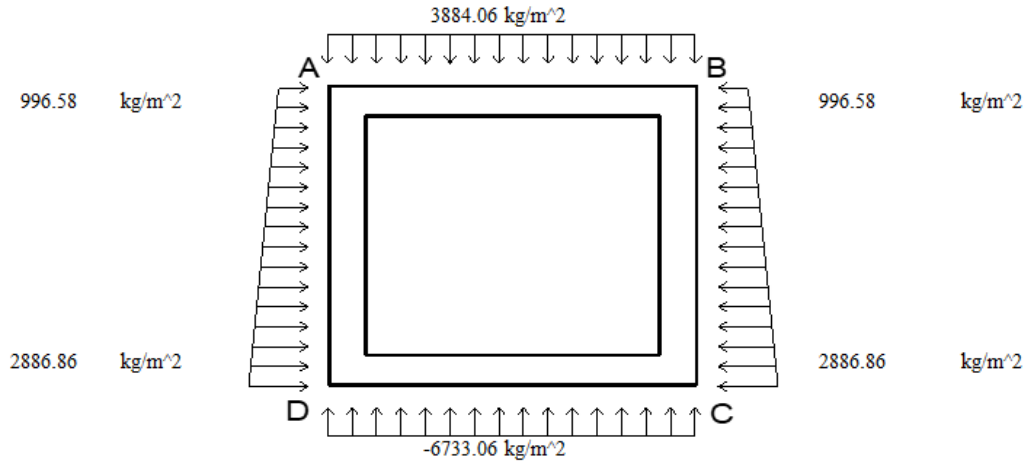
ANALISIS EN SITUACION DE ESTRUCTURA LLENA

CARGAS ULTIMAS SOBRE LOS ELEMENTOS

Carga sobre la losa superior	3884.06	kg/m ²
Reacción del terreno	6733.06	kg/m ²
Carga sobre la losa inferior	-6733.06	kg/m ²
Carga en zona superior del muro lateral	996.58	kg/m ²
Carga en zona inferior del muro lateral	2886.86	kg/m ²

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

Extremo de losa superior	4194.79	kg.m
Extremo de losa inferior	7271.71	kg.m
Zona superior de pared lateral	473.23	kg.m
Zona inferior de pared lateral	575.30	kg.m



DISTRIBUCIPÓN DE MOMENTOS POR EL MÉTODO DE CROSS

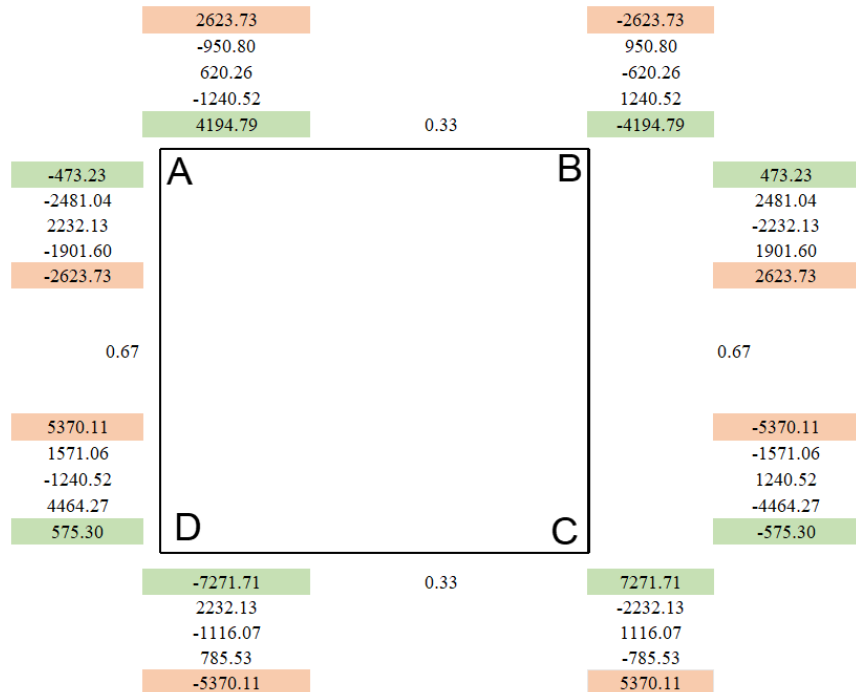
Cálculo de rigideces

$K=4EI/L$

Las secciones son iguales en todo el cajón y el material es el mismo, así que "EI" es constante

K _{AB}	1.11
K _{AD}	2.22
SUMA=	3.33
Factor de distribución	
F _{AB}	0.33
F _{AD}	0.67

MOMENTOS FINALES	
MA=MB	2623.73
MC=MD	5370.11



CORTANTES EN LA ESTRUCTURA

En losa superior	6991.31	kg
En losa inferior	12119.51	kg

EN PAREDES LATERALES		
CORTANTE ISOSTÁTICA		
Zona superior de pared lateral	1520.71	kg
Zona inferior de pared lateral	1974.38	kg

CORTANTE HIPERESTÁTICA		
V	-1525.768	
En parte superior	-5.05	kg
En parte inferior	3500.15	kg

MOMENTOS EN LOS CENTROS DE CLARO		
Losa superior	2097.39	kg
Losa Inferior	3635.85	kg
Paredes laterales	3158.25	kg

CORTANTE IGUAL A CERO PARA CALCULAR EL MOMENTO MAXIMO

Calculando el cortante igual a cero para determinar el momento máximo

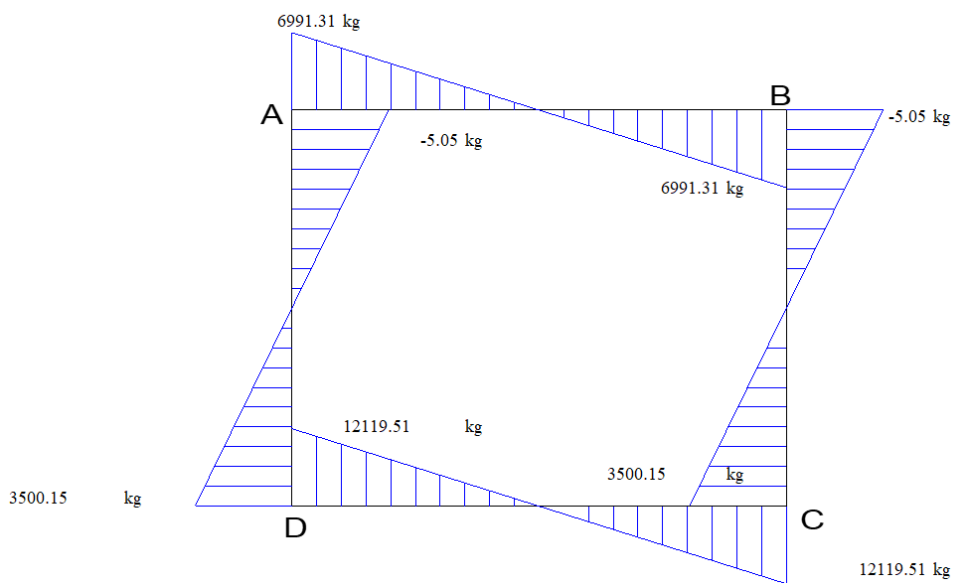
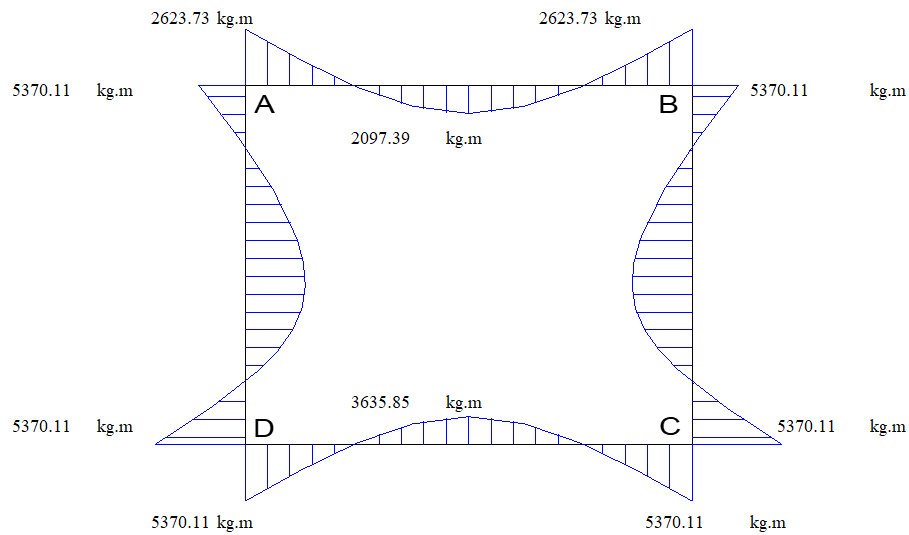
X (cortante igual a cero)	3.782
$f(x)=RA- (P1(2L-X)+P2X/2L)X$	-1433.25
$f(x)^2$	2054192.35

REVISION POR CORTANTE EN MUROS

Cortante que absorbe el concreto	7981.74	kg
En losa superior	CUMPLE	
En losa inferior	NO CUMPLE	
En muros laterales	CUMPLE	

CAPACIDAD DEL SUELO

CARGA	6733.06	kg/m ²
CAPACIDAD DEL SUELO	24000.00	kg/m ²
FACTOR DE SEGURIDAD ">1.5"	3.56	SI CUMPLE



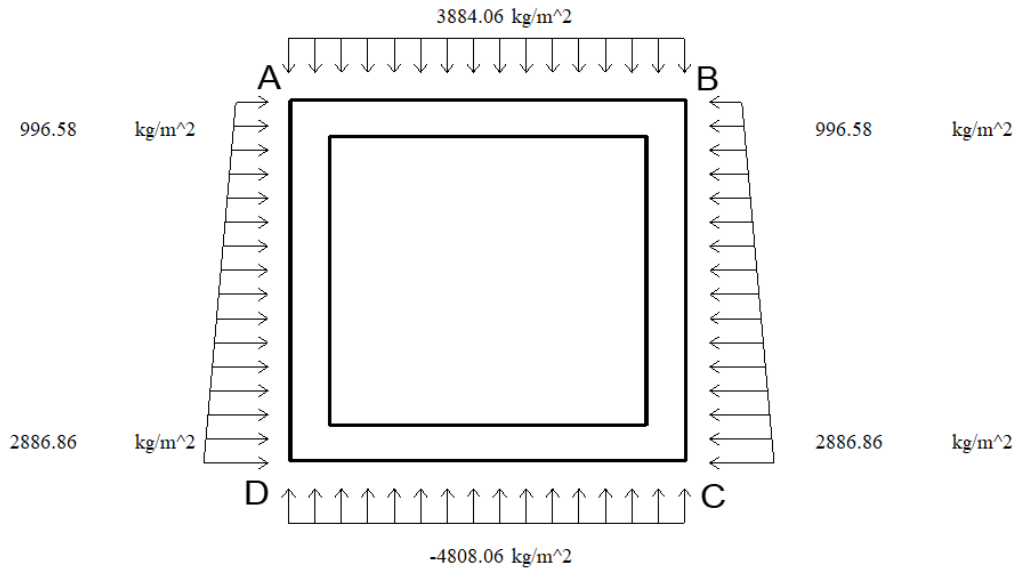
ANÁLISIS EN SITUACIÓN DE ESTRUCTURA VACÍA

CARGAS ULTIMAS SOBRE LOS ELEMENTOS

Carga sobre la losa superior	3884.06	kg/m ²
Reacción del terreno	4808.06	kg/m ²
Carga sobre la losa inferior	-4808.06	kg/m ²
Carga en zona superior del muro lateral	996.58	kg/m ²
Carga en zona inferior del muro lateral	2886.86	kg/m ²

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

Extremo de losa superior	4194.79	kg.m
Extremo de losa inferior	5192.71	kg.m
Zona superior de pared lateral	473.23	kg.m
zona inferior de pared lateral	575.30	kg.m



DISTRIBUCION DE MOMENTOS POR EL METODO DE CROSS

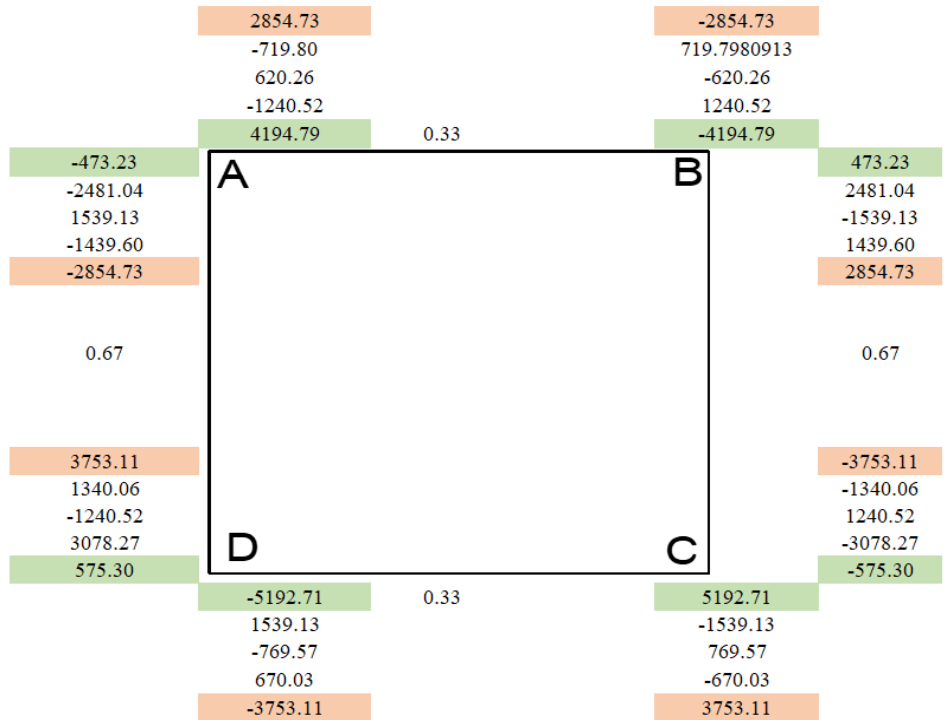
Calculo de rigideces

$K=4EI/L$

Las secciones son iguales en todo el cajón y el material es el mismo, así que "EI" es constante

K _{AB}	1.11
K _{AD}	2.22
SUMA=	3.33
Factor de distribución	
F _{AB}	0.33
F _{AD}	0.67

MOMENTOS FINALES	
MA=MB	2854.73
MC=MD	3753.11



CORTANTES EN LA ESTRUCTURA

En losa superior	6991.31	kg
En losa inferior	8654.51	kg

EN PAREDES LATERALES		
CORTANTE ISOSTATICA		
Zona superior de pared lateral	1520.71	kg
Zona inferior de pared lateral	1974.38	kg

CORTANTE HIPERESTATICA		
V	-499.10	
Zona superior de pared lateral	1021.61	kg
Zona inferior de pared lateral	2473.48	kg

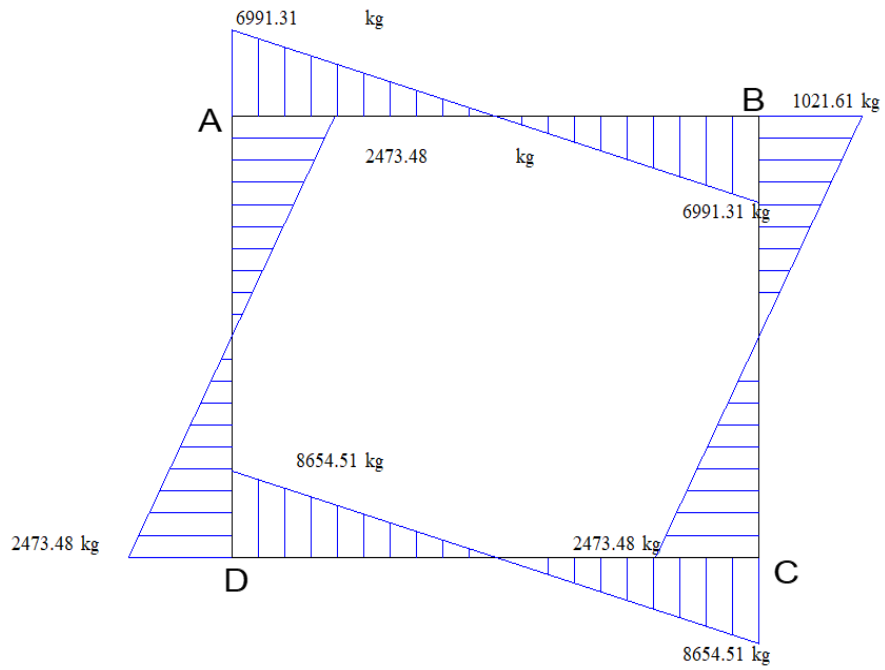
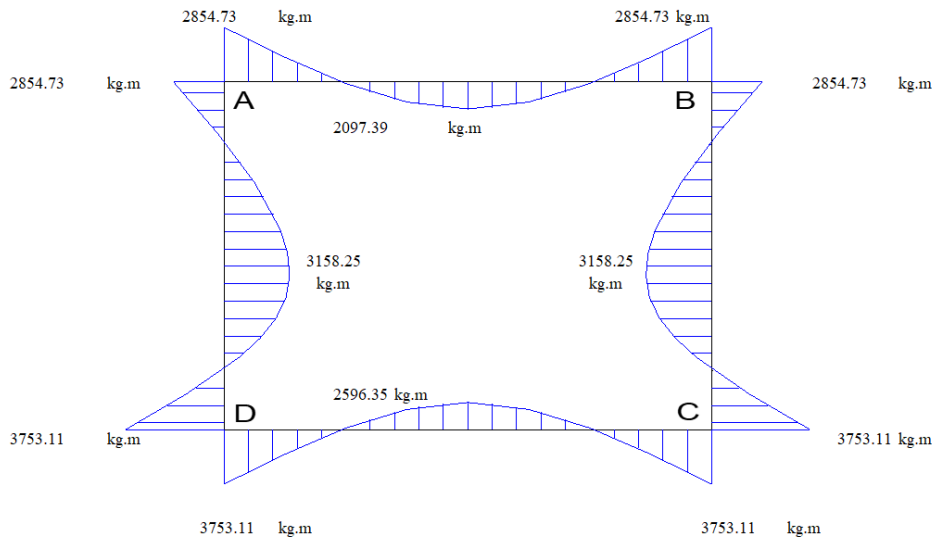
MOMENTOS EN LOS CENTROS DE CLARO		
En losa superior	2097.39	kg
En losa inferior	2596.35	kg
Centro de pared lateral	3158.25	kg

REVISION POR CORTANTE EN MUROS

Cortante que absorbe el concreto	7981.74	kg
En losa superior	CUMPLE	
En losa inferior	NO CUMPLE	
En muros laterales	CUMPLE	

CAPACIDAD DEL SUELO

CARGA	4808.06	kg/m ²
CAPACIDAD DEL SUELO	24000.00	kg/m ²
FACTOR DE SEGURIDAD ">1.5"	4.99	SI CUMPLE



CÁLCULO ESTRUCTURAL DE ACERO

LECHO EXTERIOR

M _{máx}	537010.92	kg.cm
f _c	280	kg/cm ²
Base	100	cm
Peralte d	10	
K	0.213	
Indice de refuerzo w	0.250	
Porcentaje de acero	0.017	
Porcentaje mínimo	0.003	SI CUMPLE
Porcentaje máximo	0.021	SI CUMPLE

Area de acero	16.66	cm ²
Varilla a utilizar	3	
Separacion de barras	4	cm

LECHO INTERIOR

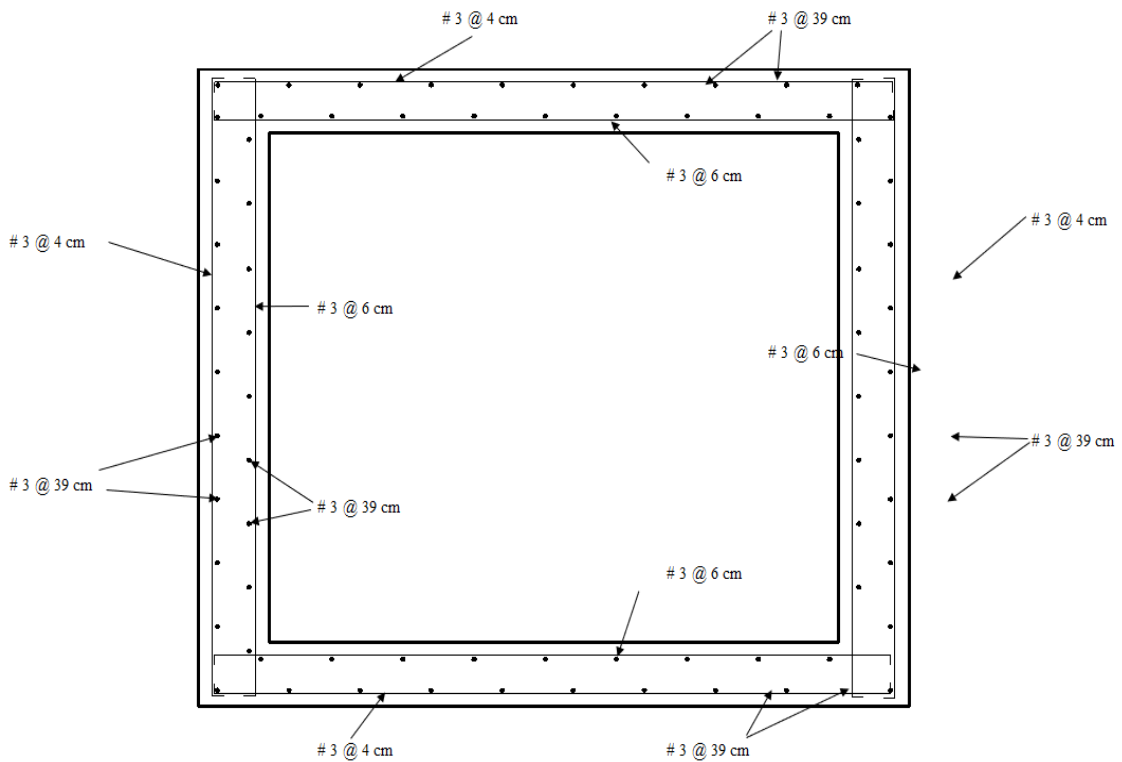
M _{máx}	363585.27	kg.cm
f _c	280	kg/cm ²
Base	100	cm
Peralte d	10	
K	0.144	
Indice de refuerzo w	0.159	
Porcentaje de acero	0.011	
Porcentaje mínimo	0.003	SI CUMPLE
Porcentaje máximo	0.021	SI CUMPLE

Area de acero (cm ²)	10.62	
Varilla a utilizar	3	
Separacion de barras (cm)	6	

ACERO POR TEMPERATURA PARA TODOS LOS ELEMENTOS

Porcentaje por temperatura	0.0018	
Base	100	cm
Peralte d	10	
Area de acero	1.80	cm ²
Varilla a utilizar	3	
Separacion de barras	39	cm

ARMADO DE LA ALCANTARILLA



RESUMEN DE REFUERZOS

ELEMENTO	LECHO	AREA DE ACERO (cm ²)	# DE BARRA A UTILIZAR	SEPARACION (cm)
Losa superior	Exterior	16.66	3	4
Losa superior	Exterior por temperatura	1.80	3	39
Losa superior	Interior	10.62	3	6
Losa superior	Interior por temperatura	1.80	3	39
Losa inferior	Interior	10.62	3	6
Losa inferior	Interior por temperatura	1.80	3	39
Losa inferior	Exterior	16.66	3	4
Losa inferior	Exterior por temperatura	1.80	3	39
Paredes laterales	Exterior	16.66	3	6
Paredes laterales	Exterior por temperatura	1.80	3	39
Paredes laterales	Interior	10.62	3	6
Paredes laterales	Interior por temperatura	1.80	3	39

VOLUMEN DE MATERIALES

Volumen de concreto

Losa superior	1.485	m ³
Losa Inferior	1.485	m ³
Paredes laterales	1.62	m ³
Total de concreto	4.59	m ³

Cantidad de acero

LOSAS SUPERIOR E INFERIOR LECHO EXTERIOR

Acero principal			
Largo de barras		3.66	m
Número de barras		75.00	
total de ml		274.50	
Varilla a utilizar #		3.00	
Total de varilla		152.90	Kg

Acero por temperatura			
Largo de barras		3.06	m
Número de barras		9.231	
total de ml		28.25	
Varilla a utilizar #		3.00	
Total de varilla		15.73	Kg

LOSAS SUPERIOR E INFERIOR LECHO INTERIOR

Acero principal			
Largo de barras		3.66	m
Número de barras		50	
total de ml		183	
Varilla a utilizar #		3	
Total de varilla		101.931	Kg

Acero por temperatura			
Largo de barras		3.06	m
Número de barras		9.231	
total de ml		28.25	
Varilla a utilizar #		3.00	
Total de varilla		15.73	Kg

PAREDES LATERALES LECHO EXTERIOR

Acero principal			
Largo de barras		1.86	m
Número de barras		45.00	
total de ml		83.70	
Varilla a utilizar #		3.00	
Total de varilla		46.621	Kg

Acero por temperatura			
Largo de barras		3.06	m
Número de barras		4.62	
total de ml		14.12	
Varilla a utilizar #		3.00	
Total de varilla		7.867	Kg

PAREDES LATERALES LECHO INTERIOR

Acero principal		
Largo de barras		1.86 m
Número de barras		30.00
total de ml		56
Varilla a utilizar #		3
Total de varilla		31.081 Kg

Acero por temperatura		
Largo de barras		3.06 m
Número de barras		4.62
total de ml		14.12
Varilla a utilizar #		3.00
Total de varilla		7.867 Kg

TOTAL DE ACERO REQUERIDO	759.46	kg
---------------------------------	---------------	----

5.2.2 Baden

5.2.2.1 Modelamiento AASHTO STANDARD – Badén

EXPEDIENTE 1: Estudio definitivo para la rehabilitación de la carretera pampas – Dv Colcabamba – Churcampa – Mayocc - Huancavelica

Año: 2011

Metodología: Norma AASHTO STANDARD

Tipo de vehículo: HS 20-44

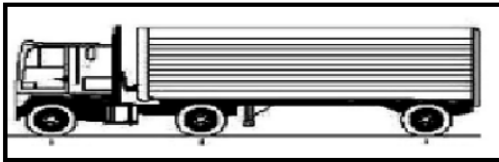
DISEÑO ESTRUCTURAL DE BADEN

DATOS :

$F'c =$	175	Kg/cm^2
Módulo de Elasticidad (E) =	$15000\sqrt{F'c}$	
Módulo de Elasticidad (E) =	198431.35	
E =	198431	
Coefficiente de Poisson (U) =	0.15	
P.E. CONC. SIMPLE =	2400	Kg/cm^3
Tensión de Trabajo =	$0.2 F'c$	0.2
Tensión de Trabajo =	35	

$P_{diseño}$	HL-93
Coefficiente de Impacto =	0.365

TIPO DE VEHICULO :



LRFD Vehículo	Longitud máxima	Peso Máximo				
		Eje. Delantero	1°	2°	3°	4°
HL-93	13.30	3.6	14.8	14.8		

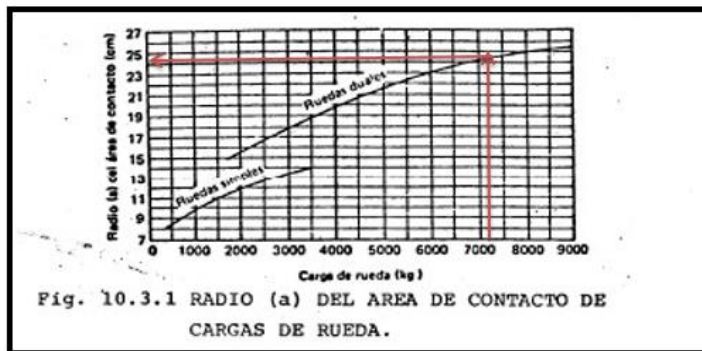
	Factor
Eje Simple con Llanta Simple	1
Eje Simple con Llanta Dual	2

Carga de rueda = 7.323 Tn

Carga de rueda = 7323 Kg

Radio (a) del área de contacto de cargas de rueda .

a = 24.4

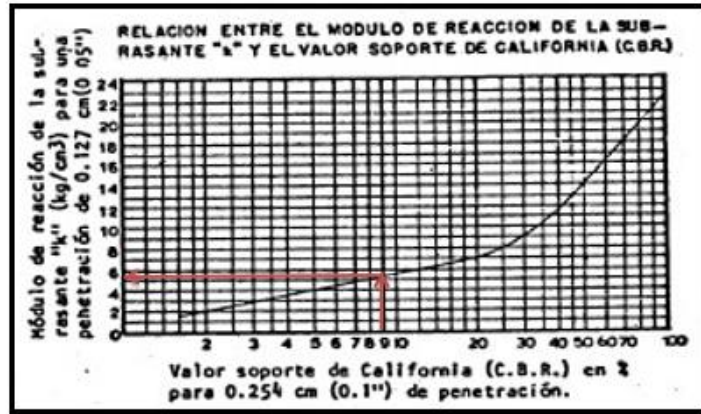


Calculo del CBRsub-rasante

CBR_{SUB-RASANTE} = 8.80 %

Relación entre el Módulo de Reacción de la Subrasante "K" y el valor Soporte de California (C.B.R.).

K = 5.8



DIMENSIONES DE LOSA :

Longitud=	10.00	m
Ancho=	5.50	m

RADIO DE RIGIDEZ (Z):

$$Z = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12(1 - \mu^2)K}}$$

Donde:

- E : Módulo de la elasticidad del concreto.
- h: Espesor.
- μ : Módulo de poisson.
- K : Módulo de reacción de la sub-rasante.

CÁLCULO DE RADIO DE RIGIDEZ (Z):

h	Z
20	69.50
21	72.09
22	74.65
23	77.18
24	79.69
25	82.16
26	84.62
27	87.05
28	89.45
29	91.84
30	94.20

ESFUERZOS EN ESQUINA:

Tensiones debido a cargas de esquina - Westergaard .

Si consideramos la cubierta y el soporte de la subrasante, como en el trabajo original de Westergaard para losa cuadrada o rectangular la tension por traccion es:

$$\sigma = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a \cdot \sqrt{2}}{Z} \right)^{0.6} \right]$$

Donde:

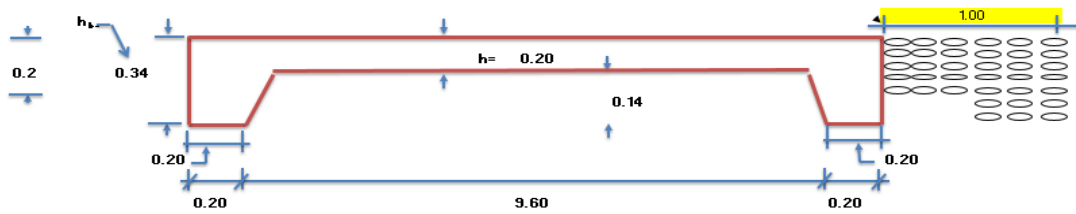
- σ : Tension de Traccion por Flexion.
- P: Carga.
- h: Espesor.
- a: Radio del área circular equivalente de contacto de la cubierta con el pavimento.
- Z: Radio de rigidez relativa

CÁLCULO DE ESFUERZOS EN ESQUINA (σ):

σ
34
32
30
29
27
26
24
23
22
21
20

Entonces:

$h = 20.00 \rightarrow h = 20.00$
 $h_b = 1.6h \rightarrow h_b = 32.00 \rightarrow h_b = 34 \text{ cm}$



VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL BADEN :

METRADO DE CARGAS

PESO DE LA ESTRUCTURA (W)

Peso de la Losa de Concreto **2640 kg**

$W_{Losa} = Av \cdot e \cdot b \cdot (P.E.c)$

Donde:

Av =	Ancho de la vía:	5.50	m
e =	Espesor de losa:	0.20	m
b =	Ancho unitario:	1	m
P.E.c =	Peso Específico del Concret	2400	kg/m ³

Peso de los Dentellones: **326.4 kg**

$W_{Dentellón} = 2 \cdot Au \cdot b \cdot (P.E.c)$

Donde:

Au =	Área de la uña :	0.068	m
b =	Ancho unitario:	1.00	m
P.E.c =	Peso Específico del Concret	2400	kg/m ³

Peso de la losa de concreto + Peso de los dentellones

PESO TOTAL W = 2966.4 kg

PESO DEL AGUA

5500 y kg/m

$W_{Agua} = Av \cdot y \cdot b \cdot (P.E.a)$

Donde:

Av =	Ancho de la vía:	5.50	m
y =	Tirante de Agua:	y	m
b =	Ancho unitario:	1.00	m
P.E.a =	Peso Específico del Agua:	1000	kg/m ³

CARGA POR EL AGUA DE FILTRACION(SUBPRESION)

Pendiente transversal del baden= 1.5 ‰

Ancho del baden= 5.50 m

Entonces:

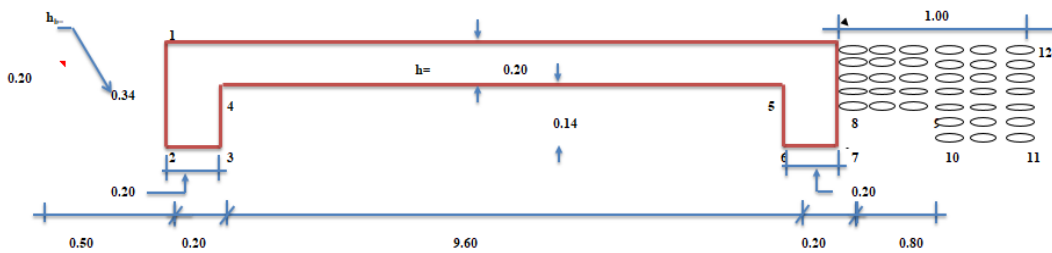
100.0 → 1.5
5.5 → h

Se tiene:

h= 0.083 m

h= **8.3** cm

LONGITUD DE RECORRIDO DE FILTRACION= **12.24**



PERDIDA DE CARGA POR METRO DE ANCHO:

$$\frac{h}{L} = 0.007 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = \mathbf{0.67} \text{ cm}$$

EL VALOR DE LA SUBPRESION

$$S_{\text{presión}} = b \cdot c \cdot (h + h' - h \cdot x / L)$$

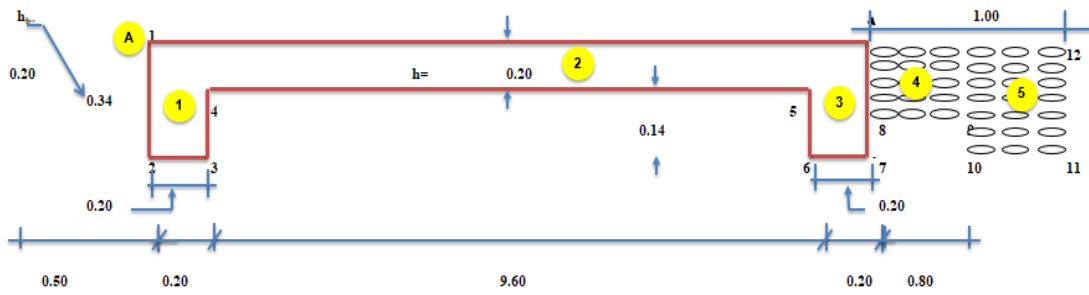
S_p= Subpresión.
 Peso Especifico del agua: 1000 kg/m³
 b= Ancho de la sección (normal al flujo del agua): 1.00 m
 c= Factor de la Subpresión que depende de la porosidad del terreno o del material en la práctica varia :
 de 0-1
 0.25 Concreto sobre roca sana.
 0.50 Concreto sobre roca mediana.
 1.00 Concreto sobre material permeable.

h'= Profundidad de un punto cualquiera respecto al punto "A" donde se inicia el recorrido de filtracion

h*x/L= Carga perdida en un recorrido "x"

PUNTO	g	b	c	h	h'	h/L	X	S _p
1	1000	1.00	1.00	0.000	0.00	0.007	0.00	0.00
2	1000	1.00	1.00	0.083	0.34	0.007	0.34	420.21
3	1000	1.00	1.00	0.083	0.14	0.007	0.54	218.86
4	1000	1.00	1.00	0.083	0.20	0.007	0.68	277.92
5	1000	1.00	1.00	0.083	0.20	0.007	10.28	213.21
6	1000	1.00	1.00	0.083	0.14	0.007	10.42	182.27
7	1000	1.00	1.00	0.083	0.34	0.007	10.62	350.92
8	1000	1.00	1.00	0.083	0.20	0.007	10.76	209.98
9	1000	1.00	1.00	0.083	0.20	0.007	11.56	204.58
10	1000	1.00	1.00	0.083	0.14	0.007	11.70	143.64
11	1000	1.00	1.00	0.083	0.34	0.007	11.90	342.29
12	1000	1.00	1.00	0.083	0.00	0.007	12.24	0.00

DIAGRAMA DE SUBPRESIONES



FUERZA	1	=	$\left[\frac{420.21 + 218.86}{2} \right]$	0.20	=	63.91
FUERZA	2	=	$\left[\frac{277.92 + 213.21}{2} \right]$	9.60	=	2357.41
FUERZA	3	=	$\left[\frac{152.27 + 350.92}{2} \right]$	0.20	=	50.32
FUERZA	4	=	$\left[\frac{209.98 + 204.58}{2} \right]$	0.80	=	165.82
FUERZA	5	=	$\left[\frac{143.64 + 342.29}{2} \right]$	0.20	=	48.59

FUERZA TOTAL DE SUPRESION(F_s) 2686.05

SI F_s < WE
 2686.05 < 2966.40 ESTABLE

5.2.2.2 Modelamiento AASHTO LRFD - Badén

EXPEDIENTE 1: Estudio definitivo para la rehabilitación de la carretera pampas – Dv colcabamba – Churcampa – Mayocc - Huancavelica

Año: 2011

Metodología: Norma AASHTO LRFD

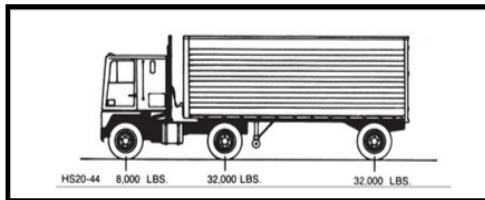
Tipo de vehículo: HL – 93

DISEÑO ESTRUCTURAL DE BADEN

DATOS :

$F'c =$	175	Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad (E) =	$15000\sqrt{F'c}$	
Módulo de Elasticidad (E) =	198431.35	
E =	198431	Kg/cm ²
Coefficiente de Poisson (U) =	0.15	
P.E. CONC. SIMPLE =	2400	Kg/cm ³
Tensión de Trabajo =	$0.2 F'c$	0.2
Tensión de Trabajo =	35	
P_{directo}	HS 20-44	
Coefficiente de Impacto =	0.365	

TIPO DE VEHICULO :



STANDARD Vehículo	Longitud máxima	Peso Máximo			
		Eje. Delantero	1°	2°	3° 4°
HS 20-44	13.41	3.63	14.51	14.51	

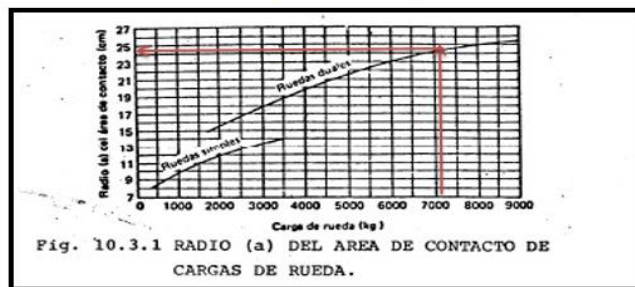
	Factor
Eje Simple con Llanta Simple	1
Eje Simple con Llanta Dual	2

Carga de rueda = 7.25 Tn

Carga de rueda = 7250 Kg

Radio (a) del área de contacto de cargas de rueda.

a = 24.2

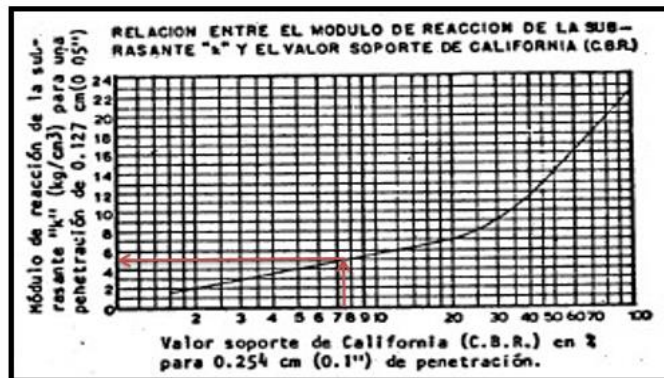


Calculo del CBRsub-rasante

CBR_{SUB-RASANTE} = 7.50 %

Relación entre el Módulo de Reacción de la Subrasante "K" y el valor Soporte de California (C.B.R).

K = 5



DIMENSIONES DE LOSA :

Longitud=	10.00	m
Ancho=	5.50	m

RADIO DE RIGIDEZ (Z):

$$Z = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 (1 - \mu^2) K}}$$

Donde:

- E : Módulo de la elasticidad del concreto.
- h: Espesor.
- μ : Módulo de poisson.
- K : Módulo de reacción de la sub-rasante.

CÁLCULO DE RADIO DE RIGIDEZ (Z):

h	Z
20	72.13
21	74.82
22	77.47
23	80.10
24	82.70
25	85.27
26	87.81
27	90.34
28	92.83
29	95.31
30	97.76

ESFUERZOS EN ESQUINA:

Tensiones debido a cargas de esquina - Westergaard .

Si consideramos la cubierta y el soporte de la subrasante, como en el trabajo original de Westergaard para losa cuadrada o rectangular la tension por traccion es:

$$\sigma = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a \cdot \sqrt{2}}{Z} \right)^{0.6} \right]$$

Donde:

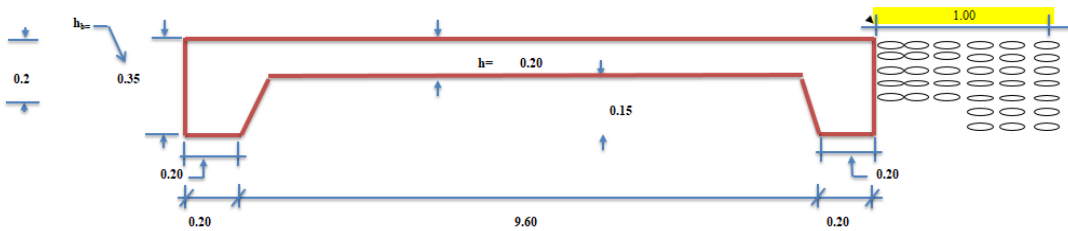
- σ : Tension de Traccion por Flexion.
- P: Carga.
- h: Espesor.
- a: Radio del área circular equivalente de contacto de la cubierta con el pavimento.
- Z : Radio de rigidez relativa

CÁLCULO DE ESFUERZOS EN ESQUINA (σ):

σ
35
33
31
29
28
26
25
24
22
21
20

Entonces :

$h = 20.00 \rightarrow h = 20.00$
 $h_b = 1.6h \rightarrow h_b = 32.00 \rightarrow h_b = 35 \text{ cm}$



VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL BADEN :

METRADO DE CARGAS

PESO DE LA ESTRUCTURA (W)

Peso de la Losa de Concreto 2640 kg

$W_{Losa} = Av * e * b * (P.E.c)$

Donde:

Av =	Ancho de la vía:	5.50	m
e =	Espesor de losa:	0.20	m
b =	Ancho unitario:	1	m
P.E.c =	Peso Especifico del Concreto:	2400	kg/m ³

Peso de los Dentellones: 336 kg

$W_{Dentellón} = 2 * Au * b * (P.E.c)$

Donde:

Au =	Área de la uña :	0.07	m
b =	Ancho unitario:	1.00	m
P.E.c =	Peso Especifico del Concreto:	2400	kg/m ³

Peso de la losa de concreto + Peso de los dentellones

PESO TOTAL **W=** 2976 kg

PESO DEL AGUA 5500 y kg/m

$W_{Agua} = Av * \gamma * b * (P.E.c)$

Donde:

Av =	Ancho de la vía:	5.50	m
y =	Tirante de Agua:	y	m
b =	Ancho unitario:	1.00	m
P.E.a =	Peso Especifico del Agua:	1000	kg/m ³

CARGA POR EL AGUA DE FILTRACION(SUBPRESION)

Pendiente transversal del baden= 1.5 ‰

Ancho del baden= 5.50 m

Entonces:

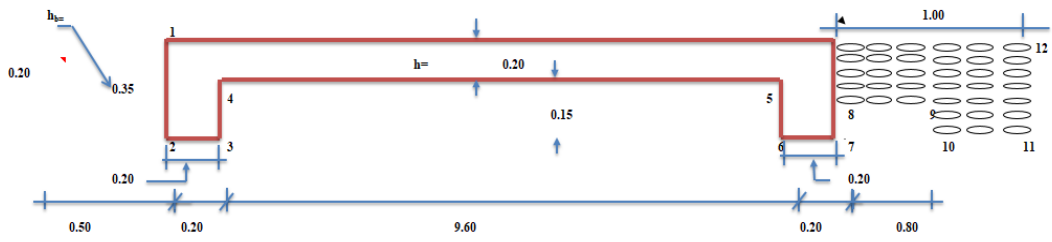
$100.0 \rightarrow 1.5$
 $5.5 \rightarrow h$

Se tiene:

$h = 0.083$ m

$h = 8.3$ cm

LONGITUD DE RECORRIDO DE FILTRACION= 12.30



PÉRDIDA DE CARGA POR METRO DE ANCHO:

$$\frac{h}{L} = 0.007 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = 0.67 \text{ cm}$$

EL VALOR DE LA SUBPRESION

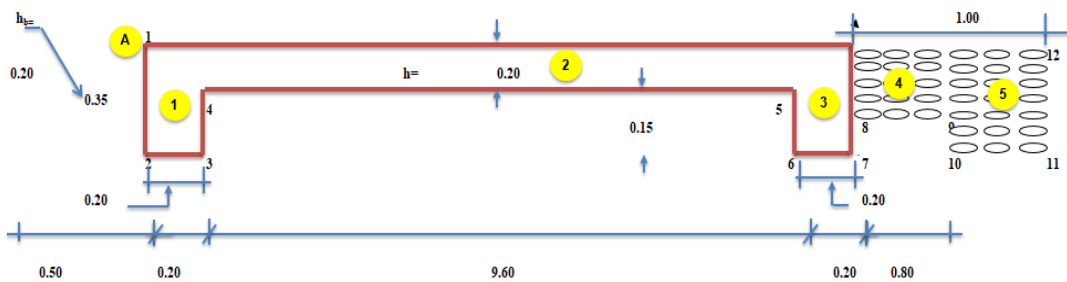
$$S_{\text{presión}} = b \cdot c \cdot (h + h' - h' \cdot x / L)$$

Donde:

- S_p = Subpresión.
- b = Peso Especifico del agua: 1000 kg/m³
- c = Ancho de la sección (normal al flujo del agua): 1.00 m
- c = Factor de la Subpresión que depende de la porosidad del terreno o del material en la práctica varía :
de 0-1
0.25 Concreto sobre roca sana.
0.50 Concreto sobre roca mediana.
1.00 Concreto sobre material permeable.
- h' = Profundidad de un punto cualquiera respecto al punto "A" donde se inicia el recorrido de filtración
- $h' \cdot x / L$ = Carga perdida en un recorrido "x"

PUNTO	g	b	c	h	h'	h/L	X	Sp
1	1000	1.00	1.00	0.000	0.00	0.007	0.00	0.00
2	1000	1.00	1.00	0.083	0.35	0.007	0.35	430.15
3	1000	1.00	1.00	0.083	0.15	0.007	0.55	228.81
4	1000	1.00	1.00	0.083	0.20	0.007	0.70	277.80
5	1000	1.00	1.00	0.083	0.20	0.007	10.30	213.41
6	1000	1.00	1.00	0.083	0.15	0.007	10.45	162.41
7	1000	1.00	1.00	0.083	0.35	0.007	10.65	361.07
8	1000	1.00	1.00	0.083	0.20	0.007	10.80	210.06
9	1000	1.00	1.00	0.083	0.20	0.007	11.60	204.70
10	1000	1.00	1.00	0.083	0.15	0.007	11.75	153.69
11	1000	1.00	1.00	0.083	0.35	0.007	11.95	352.35
12	1000	1.00	1.00	0.083	0.00	0.007	12.30	0.00

DIAGRAMA DE SUBPRESIONES



FUERZA	1	=	$\left[\frac{430.15}{2} + \frac{228.81}{2} \right]$	0.20	=	65.90
FUERZA	2	=	$\left[\frac{277.80}{2} + \frac{213.41}{2} \right]$	9.60	=	2357.85
FUERZA	3	=	$\left[\frac{162.41}{2} + \frac{361.07}{2} \right]$	0.20	=	52.35
FUERZA	4	=	$\left[\frac{210.06}{2} + \frac{204.70}{2} \right]$	0.80	=	165.90
FUERZA	5	=	$\left[\frac{153.69}{2} + \frac{352.35}{2} \right]$	0.20	=	50.60

FUERZA TOTAL DE SUPRESION(F_s) **2692.60**

SI $F_s < W_E$
2692.60 < 2976.00 ESTABLE

5.2.3 Pontón

5.2.3.1 Modelamiento AASHTO STANDARD – Pontón

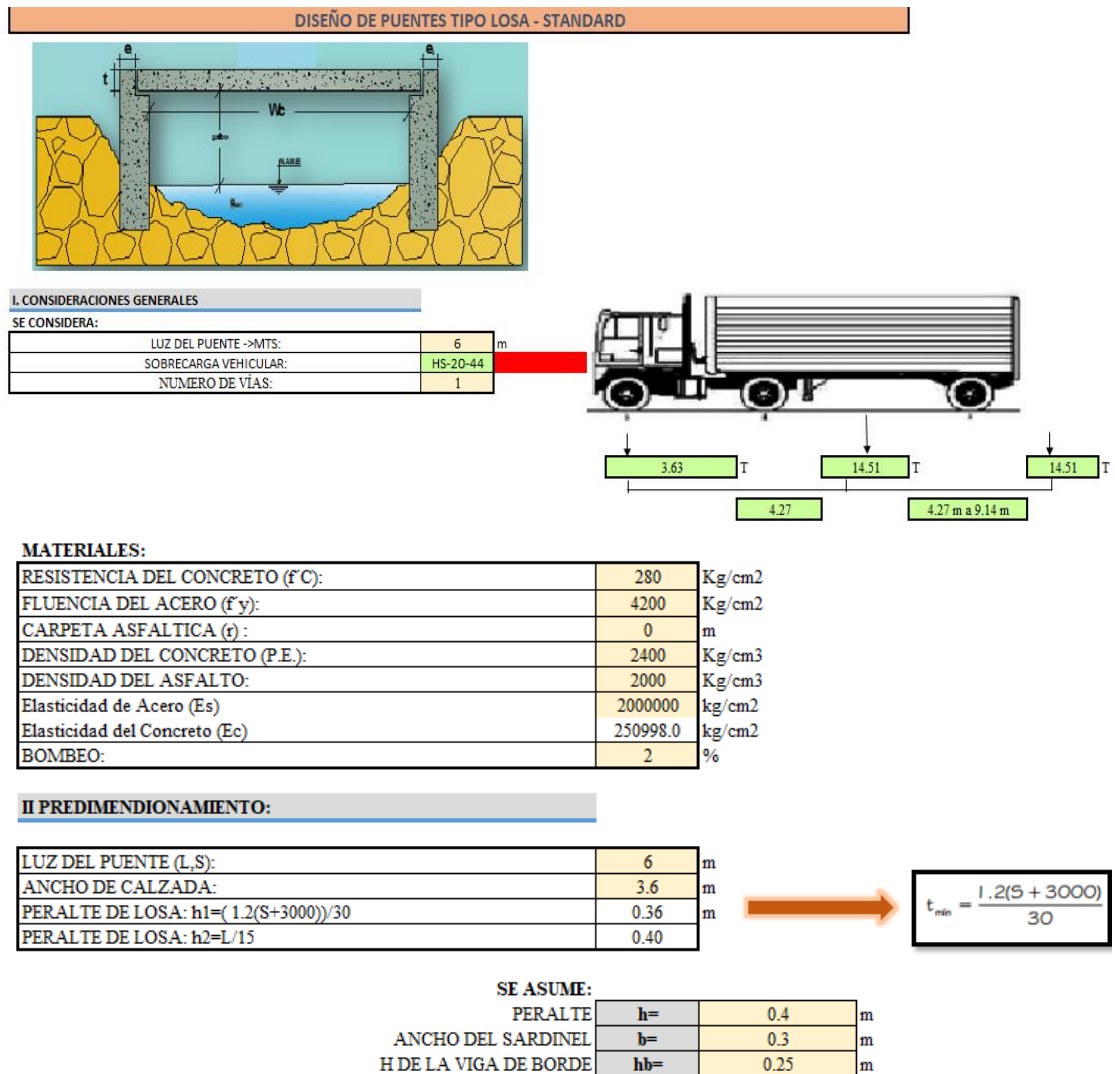
EXPEDIENTE 1: Creación de servicio del camino vecinal en el tramo Yorencca-Wanso de la comunidad campesina de Ccollana del distrito de Quiñota-Provincia de Chumbivilcas-Departamento de Cusco.

Año:2021

Metodología: Norma AASHTO STANDARD

Pontón: Tipo losa

Tipo de vehículo: HS 20 – 44



a) MOMENTOS POR CARGA MUERTA

CARGA MUERTA (DC)

$W_{losa} = 0.4 \text{ peralte (m)} \times 1.00 \text{ ancho(m)} \times 2.4 \text{ P.E. T/m}^3$

$W_{losa} = 0.96 \text{ (T/m)}$

$MDC = 4.32 \text{ (T-m)}$

$$M_{DC} = \frac{W_{losa} L^2}{8}$$

CARGA POR SUPERFICIE DE RODADURA (DW)

$W_{asf} = 0 \text{ C.A. 2" (m)} \times 1.00 \text{ ancho(m)} \times 2$

$W_{asf} = 0.000 \text{ (T/m)}$

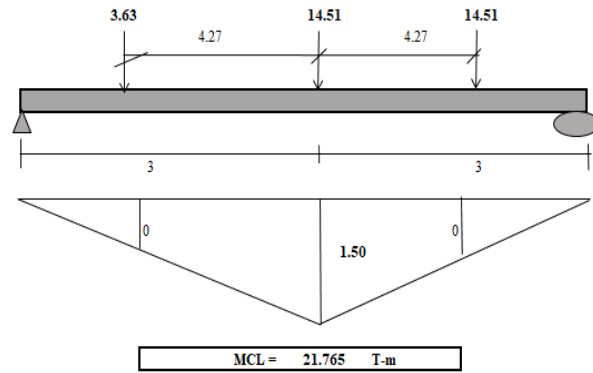
$MDW = 0.0 \text{ (T-m)}$

$$M_{DW} = \frac{W_{asf} L^2}{8}$$

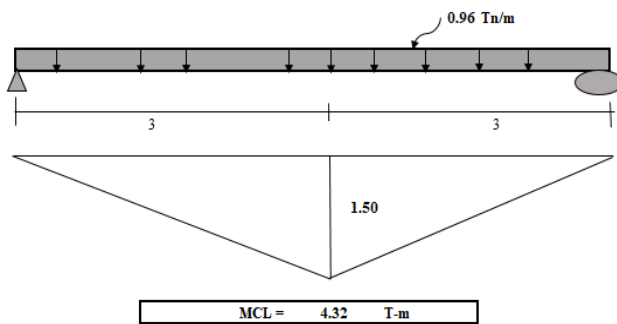
b) MOMENTOS POR CARGA VIVA

b.1) MOMENTO POR SOBRECARGA EN EL CENTRO DE LUZ

b.1.1) CAMION DE DISEÑO



b.1.3) CARGA DE CARRIL

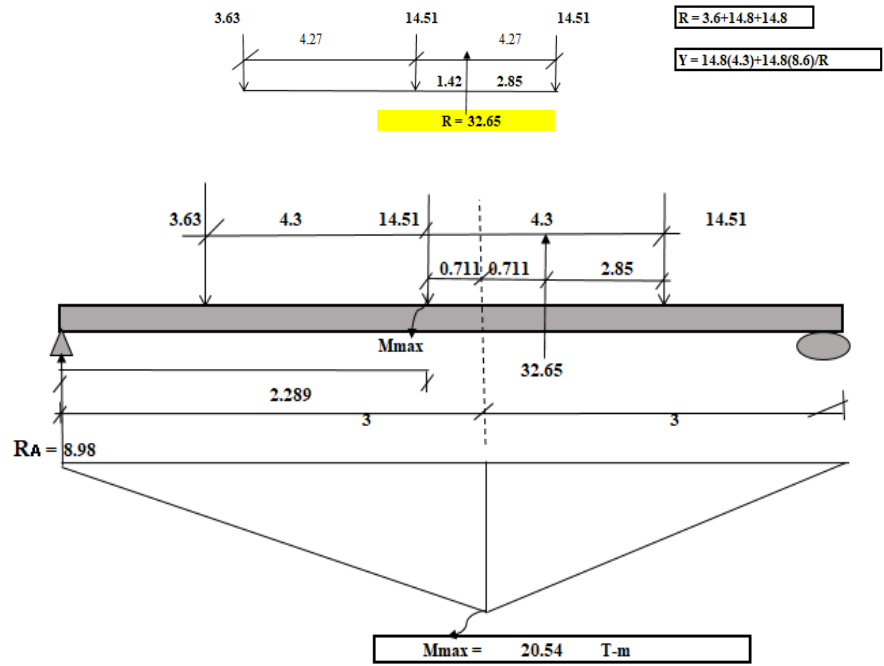


$M_{max} (LL+IM) = M_{camion} \text{ o } M_{tandem(1.33)} + M_{car.carril}$

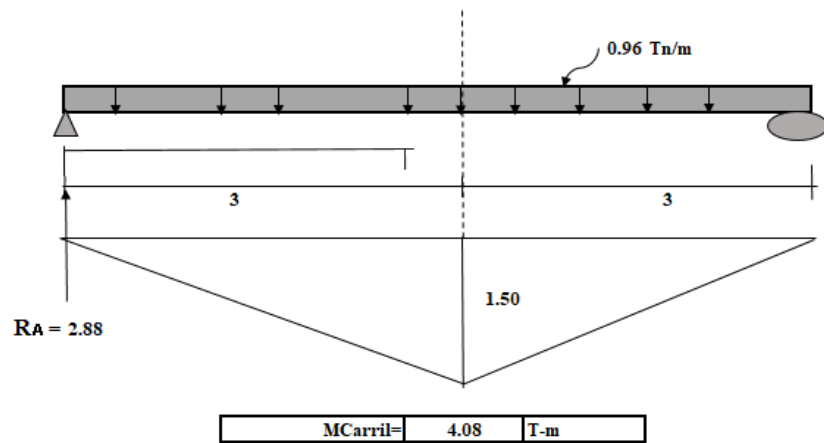
$M_{max} (LL+IM) = 33.27 \text{ T-m}$

b.2) MOMENTO MÁXIMO POR SOBRECARGA

b.2.1) CAMION DE DISEÑO



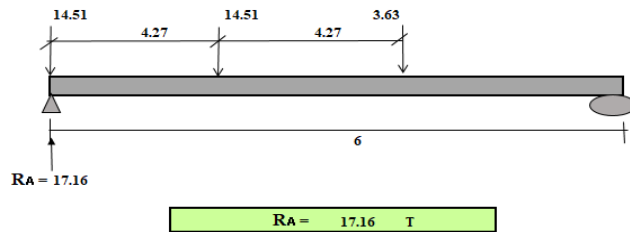
b.2.3) CARGA DE CARRIL



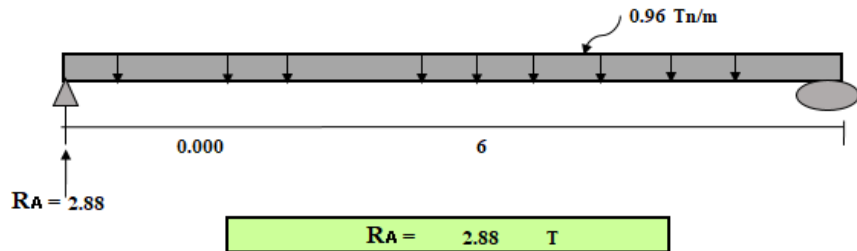
$M_{max} (LL+IM) = M_{camion \text{ o } Mtandem(1.33)} + M_{car.carril}$
 $M_{max} (LL+IM) = 31.40 \text{ T-m}$

C) REACCIONES MÁXIMAS POR SOBRECARGA PROVOCADA

C.1) CAMION DE DISEÑO



C.3) CARGA CARRIL



$R_{max}(LL+IM) = M_{camion} \text{ o } M_{tandem}(1.33) + M \text{ car.carril}$

$R_{max}(LL+IM) = 25.70 \text{ T-m}$

IV. DETERMINACION DE ANCHO DE FRANJA PARA LA CARGA VIVA

$E1 = 2100 + 0.12 \sqrt{L1 \times W1} \leq \frac{W}{NL}$

$E2 = 250 + 0.42 \sqrt{L1 \times W1}$

L1= menor valor (mm) entre longitud real y 18 m.
 W1= *menor valor (mm) entre ancho real y 18m. En multiples carriles
 * menor valor (mm) entre ancho real y 9m. En un solo Camil cargado
 W= Ancho de la Via (Secc. Transversal mm)
 NL= Numero de Vias

L1=	6000
W1=	4200
W=	4200
NL=	1

$E1 = 2702.40 \leq 2100 \quad E1 = 2100.00$
 $E2 = 2358.38$

$E = 2.10$

V.COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA

RESISTENCIA I= $n(1.25M_{Dc} + 1.5 M_{Dw} + 1.75 M(LL+IM))$

SERVICIO I= $n(1M_{Dc} + 1M_{Dw} + 1M(LL+IM))$

FATIGA = $n(0.75M(LL+IM))$

MOMENTO POSITIVO DE CARGA PARA FRANJA INFERIOR				
CARGA	MOMENTO	RESISTENCIA	SERVICIO	FATIGA
Dc	4.32	1.25	1	0
Dw	0.0	1.5	1	0
LL + IM	15.84	1.75	1	1.5

VI CÁLCULO DE ACERO (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I)

FORMULARIO

a) (NORMA) $n = N_o \cdot N_R \cdot N_i > 0.95$

$N_D = 1$
 $N_R = 1$
 $N_i = 1$

b) MOMENTO POR RESISTENCIA I

$M_u = n(1,25M_{Dc} + 1,5 M_{Dw} + 1,75 M(LL+IM))$

c) ÁREA DE ACERO

$$A_s = \frac{1.7f_c b d}{2f'_y} - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2.89(f_c b d)^2}{f'_y{}^2} - \frac{6.8 f_c b M_u}{\phi f'_y{}^2}}$$

4) ESPACIAMIENTO

$$S = \frac{A_{sv}}{A_s}$$

RECUBRIMIENTO EN LOSA		Varilla	Ø 1"
r =	2.5	Diametro	2.55 (cm)
n =	1	Area	5.1 (cm ²)

Mu =	33.12	(Tn-m)
f'c =	280	(Kg/cm ²)
f'y =	4200	(Kg/cm ²)
b =	100	(cm)
d =	36.225	(cm)
Ø =	0.9	
As =	25.81	(cm ²)

S =	0.20	USAR 0.15
-----	------	-----------

6.1. ACERO MAXIMO

$a = \frac{A_s f_y}{\beta f_c b}$ $C = \frac{a}{\beta}$

$f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \beta = 0.85$

$f_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \beta = 0.85 - \frac{(f_c - 280) \cdot 0.05}{70}$

USAR:

$\beta = 0.85$

a =	4.56
c =	5.36
d =	36.225

$\frac{c}{d} \leq 0.42$

c/d = 0.15 <= 0.42 OK CUMPLE!

6.2. ACERO MINIMO

*Capaz de Resistir el menor valor de 1,2 MCr y 1,33 Mu

* $f_r = 2.01 \sqrt{f_c}$

* $S = \frac{b t^2}{6}$

* $MCr = f_r \cdot S$

fr =	33.63	
S =	26667	
MCr =	8.97	(Tn-m)
Mu =	33.12	(Tn-m)

1,2MCr = 10.76 (Tn-m) USAR 10.76
 1,33MCr = 44.05 (Tn-m)

As min =	8.02	cm ²
----------	------	-----------------

6.3. ACERO DE DISTRIBUCION (Asd)

$\% = \frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$

L = Luz del puente en (mm)

$A_s \text{ Rep.} = \% A_s$

$S = \frac{A_{sv}}{A_s}$

% = 22.59
 USAR: 22.59

Varilla	Ø 5/8"
Diametro	0.995
Area	1.99

As Rep. =	5.83	cm ²
-----------	------	-----------------

S =	0.34	cm
-----	------	----

6.4. ACERO DE TEMPERATURA (AsTem)

$A_s \text{ Tem.} = \frac{7.56 A_g}{f'_y} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{capa}} \right)$

$A_g = bxt$

$A_s \text{ Tem.} = 0.0018 x A_g / 2$

Capas = 1 (sentidos de la Malla)
 b = 100 (cm)
 t = 40 (cm)

$A_g = 4000$

Varilla	Ø 3/8"
Diametro	0.355
Area	0.71

As Tem =	3.60	(cm ²)
----------	------	--------------------

El menor de $\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{máx}} = 3t = 120 \text{ (cm)} \\ S_{\text{máx}} = A_{sv}/A_s = 19.7 \text{ (cm)} \\ S_{\text{máx}} = 45 = 45.00 \text{ (cm)} \end{array} \right. \rightarrow \text{(Por Norma)}$

S =	19.72	cm
-----	-------	----

VII REVISIÓN DE LA FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA

$$d_c = r + \frac{\phi}{2}$$

$$A = \frac{2x d_c x b}{n v}$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c x A)^{1/3}} \leq 0.6 f'_y$$

r =	2.5	(cm)
Ø =	2.55	(cm)
b =	20	(cm)
nv =	1	(un)
Z =	30000	(kg/cm)

→ (Por Norma)

d _c =	3.775	(cm)
A =	151.0	(cm ²)

f_{sa} = 3625.84 > 2520 (kg/cm²) → USAR: 2520 (kg/cm²)

VIII ESFUERZO DE ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO

$$M_s = n(1M_{Dc} + 1M_{Dw} + 1M(LI+IM))$$

$$M_{st} = M_s \times S$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$A_{sT} = n \times A_s$$

RECUBRIMIENTO EN LOSA

r =	2.5
nv =	1

M _s =	20.16	(Tn-m)
f'c =	280	(Kg/cm ²)
f'y =	4200	(Kg/cm ²)
b =	100	(cm)
d =	36.225	(cm)
Ø =	0.9	
A _s =	5.10	(cm ²)

Varilla	Ø 1"
Diametro	2.55
Area	5.1

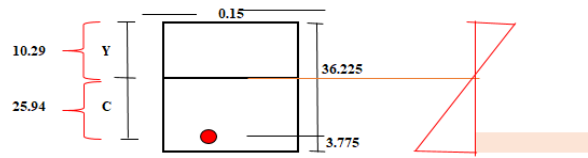
M _{st} =	4.03	HL 93
E _s =	2000000	
E _c =	250998.0	
n =	7.97	

USAR: 8

A_{sT} = 40.80

S =	0.20
-----	------

USAR: 0.15



$$20 \frac{Y^2}{2} = 40.80 (36.225 - Y)$$

$$10 Y^2 + Y 40.80 - 1477.98 = 0$$

Y ₁ =	10.29
Y ₂ =	-14.37

Y = 10.29

C = 25.94

I = 32892.29

f_s = 2543.81 > 2520 (kg/cm²) NO CUMPLE!!

IX ANCHO EFECTIVO DE FRANJA EN LOS BORDES DE LOSAS

$$\frac{E}{4} + 0.4 + 0.3 < 1.8$$

E BORDE

0.53 + 0.4 + 0.3 < 1.8

1.23 < 1.8 OK CUMPLE!!

X MOMENTO DE FLEXION POR CARGA (FRANJA 1 m. DE ANCHO DE LOSA)

CARGA MUERTA (DC)

$$W_{losa} = \frac{0.4}{\text{peralte (m)}} \times 1.00 \text{ ancho(m)} \times 2.4 \text{ P.E. T/m}^3$$

$$W_{losa} = 0.96 \text{ (T/m)}$$

$$W_{barrera} = 0.41 \text{ (T/m)}$$

$$W_{Dc} = 1.37$$

$$M_{Dc} = \frac{W_{losa} L^2}{8}$$

MDC = 6.165 (T-m)

CARGA POR SUPERFICIE DE RODADURA (DW)

$$W_{asf} = \frac{0}{\text{C.A. 2" (m)}} \times 1.00 \text{ ancho(m)} \times 2$$

$$W_{asf} = 0.000 \text{ (T/m)}$$

$$\text{wasf a Usar} = 0.00 \text{ (T/m)}$$

$$M_{Dw} = \frac{W_{asf} L^2}{8}$$

MDW = 0.00 (T-m)

b) MOMENTOS POR CARGA VIVA

M camion o Tandem = 21.765 (Tn -m)
 Mscarg. Equivalente = 4.32 (Tn -m)

$$M (LL + IM) = \frac{0.5 M_{camion o Tandem} \times 1.33 + M_{scEqui} \times \frac{0.3 + \frac{E}{4}}{3}}{E \text{ Borde}}$$

M (LL+IM) = 15.44 (Tn-m)

XI. COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA PARA BORDE

RESISTENCIA I = $n(1,25M_{Dc} + 1,5 MDw + 1,75 M(LL+IM))$
 SERVICIO I = $n(1M_{Dc} + 1MDw + 1M(LL+IM))$
 FATIGA = $n(0,75M(LL+IM))$

MOMENTO POSITIVO DE CARGA PARA FRANJA INFERIOR				
CARGA	MOMENTO	RESISTENCIA	SERVICIO	FATIGA
Dc	6.165	1.25	1	0
Dw	0.00	1.5	1	0
LL + IM	15.44	1.75	1	1.5

XII CALCULO DE ACERO (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I) EN BORDE

FORMULARIO

RECUBRIMIENTO EN LOSA		Varilla	Ø 1"
r =	2.5	Diametro	2.55 (cm)
n =	1	Area	5.1 (cm ²)

a) (NORMA) $n = N_o \cdot N_k \cdot N_i > 0.95$

$N_o = 1$
 $N_k = 1$
 $N_i = 1$

b) MOMENTO POR RESISTENCIA I
 $M_u = n(1,25M_{Dc} + 1,5 MDw + 1,75 M(LL+IM))$

Mu =	34.73	(Tn-m)
f'c =	280	(Kg/cm ²)
f'y =	4200	(Kg/cm ²)
b =	100	(cm)
d =	36.225	(cm)
Ø =	0.9	(cm)
As =	27.16	(cm ²)

c) ÁREA DE ACERO

$$A_s = \frac{1.7 f'c b d}{2 f'y} \cdot \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2.89 (f'c b d)^2}{f'y^2} - \frac{6.8 f'c b M_u}{f'y^2}}$$

4) ESPACIAMIENTO

$$S = \frac{A_{sv}}{A_s}$$

S = 0.19 (m)

12.1. ACERO MAXIMO

$$a = \frac{ASf'Y}{\beta f'c b} \quad C = \frac{\alpha}{\beta}$$

$$f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta = 0.85$$

$$f'c > 280 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta = 0.85 - \frac{(f'c - 280) \cdot 0.05}{70}$$

a=	4.79
c=	5.64
d=	36.225

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

USAR: $c/d = 0.16 < 0.42$ **OK CUMPLE!**
 $\beta = 0.85$

12.2. ACERO MINIMO

*Capaz de Resistir el menor valor de 1,2 MCr y 1,33 Mu

$$*f_r = 2.01 \sqrt{f'c}$$

$$*S = \frac{br^2}{6}$$

$$*MCr = f_r S$$

fr =	33.63	
S =	26667	
MCr =	8.97	(Tn-m)
Mu =	34.73	(Tn-m)

1,2MCr = 10.76 (Tn-m) **USAR**
 1,33MCr = 46.19 (Tn-m) **10.76**

As min = 8.02 cm2 < 27.16 **OK CUMPLE!!!**

12.3. ACERO DE DISTRIBUCIÓN (Asd)

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

% = 22.59
 USAR: 22.59

Varilla	Ø 5/8"
Diametro	0.995
Area	1.99

L = Luz del puente en (mm)

$$As \text{ Rep.} = \% As$$

As Rep. = 6.14 cm2

$$S = \frac{Asv}{As}$$

S = 0.32 cm

12.4. ACERO DE TEMPERATURA (AsTem)

$$As \text{ Tem.} = \frac{7.56 Ag}{f'y} \left(\frac{cm^2}{capa} \right)$$

Capas = 1 (sentidos de la Malla)
 b = 100 (cm)
 t = 40 (cm)

Varilla	Ø 3/8"
Diametro	0.355
Area	0.71

$$Ag = bxt$$

Ag = 4000

$$As \text{ Tem.} = 0.0018xAg/2$$

As Tem = 3.60 (cm2)

El menor de $\left\{ \begin{array}{l} S_{m\acute{a}x} = 3t \quad 120 \quad (\text{cm}) \\ S_{m\acute{a}x} = Asv/As \quad 19.72 \quad (\text{cm}) \\ S_{m\acute{a}x} = 45 \quad 45 \quad (\text{cm}) \end{array} \right. \Rightarrow \text{(Por Norma)}$

S = 19.72 cm

XIII REVISIÓN DE LA FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA (BORDE)

$$dc = r + \frac{\phi}{2}$$

$$A = \frac{2x d c x b}{n v}$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d c x A)^{1/3}} \leq 0.6 f'y$$

r =	2.5	(cm)
Ø =	2.55	(cm)
b =	19	(cm)
nv =	1	(und)
Z =	30000	(kg/cm) (Por Norma)

dc =	3.775	(cm)
A =	143.5	(cm2)

f_{sa} = 3688.30 > 2520 (kg/cm2) **USAR: 2520 (kg/cm2)**

XIV ESFUERZO DE ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO (BORDE)

$$M_s = n(1MD_c + 1MD_w + 1M(LL+IM))$$

$$M_{st} = M_s \times S$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$A_s T = n \times A_s$$

RECUBRIMIENTO EN LOSA	
r =	2.5
nv =	1

Vanilla	Ø 1"
Diametro	2.55
Area	5.1

Ms =	21.61	(Tn-m)
f'c =	280	(Kg/cm ²)
f'y =	4200	(Kg/cm ²)
b =	100	(cm)
d =	36.225	(cm)
Ø =	0.9	
As =	5.10	(cm ²)

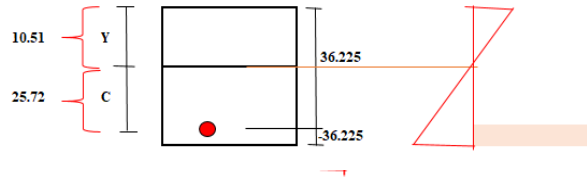
Mst =	4.11
Es =	2000000
Ec =	250998.0
n =	7.97

USAR: 8

S =	0.19
-----	------

USAR: 0.15

$$A_s T = 40.80$$



$$\frac{19 Y^2}{2} = 40.80 (36.225 - Y)$$

$$10 Y^2 + Y 40.80 - 1477.98 = 0$$

Y1 =	10.51
Y2 =	-14.80

$$Y = 10.51$$

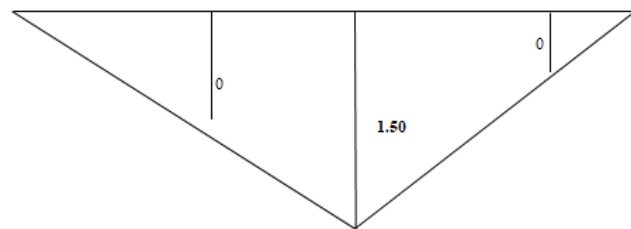
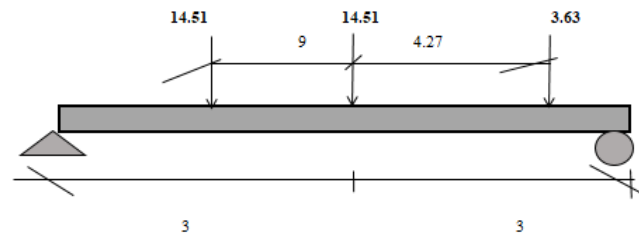
$$C = 25.72$$



$$I = 32784.50$$

$$f_s = 2576.32 > 2520 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \text{NO CUMPLE!!!}$$

XV ANALISIS POR FATIGA



$$MCL = 21.77 \text{ T-m}$$

XVI.COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA POR FATIGA

FATIGA = $n(0,75M(LL+IM))$
 FATIGA-E = $n(0,75M(LL+IM)) \times 1.15/E$

n =	1
M(LL+IM) =	21.77
E =	2.36
FATIGA =	16.32375
FATIGA-E =	7.96

16.1. SECCION FISURADA

$f_{traccion} = 0.80\sqrt{f_c}$
 $M_{fact} = 1MD_c + 1MD_w + 1.5M_{fatiga} - E$
 $S = l \times t \times b$
 $F_{fat} = \frac{M_{fact}}{S}$

$f_{traccion} =$	13.39
$M_{fact} =$	18.10
L =	100
t =	40
b =	15
S =	60000
$F_{fat} =$	30.17

$F_{fat} \geq f_{traccion}$ OK CUMPLE!!!

XVII VERIFICACION DE ESFUERZOS

$Asm = \left(\frac{Asv}{Esp.corregido}\right) \times 100$
 $f_{min} = 0 + fDl$

As(principal) =	25.81	cm ²
Asm =	34	cm ² /m
Jd =	32.80	cm
fLL =	1623.65	kg/cm ²
MDl =	4.32	Tn-m
fDl =	387.42	kg/cm ²
fmin =	387.42	kg/cm ²
fmax =	2011.08	kg/cm ²

XVIII RANGO LIMITE

f _{limite} =	1505.95
f _{max} =	1236.23
f _{rango} =	848.81

$f_{limite} > f_{rango}$ OK CUMPLE!!!

5.2.3.2 Modelamiento AASHTO LRFD -Pontón

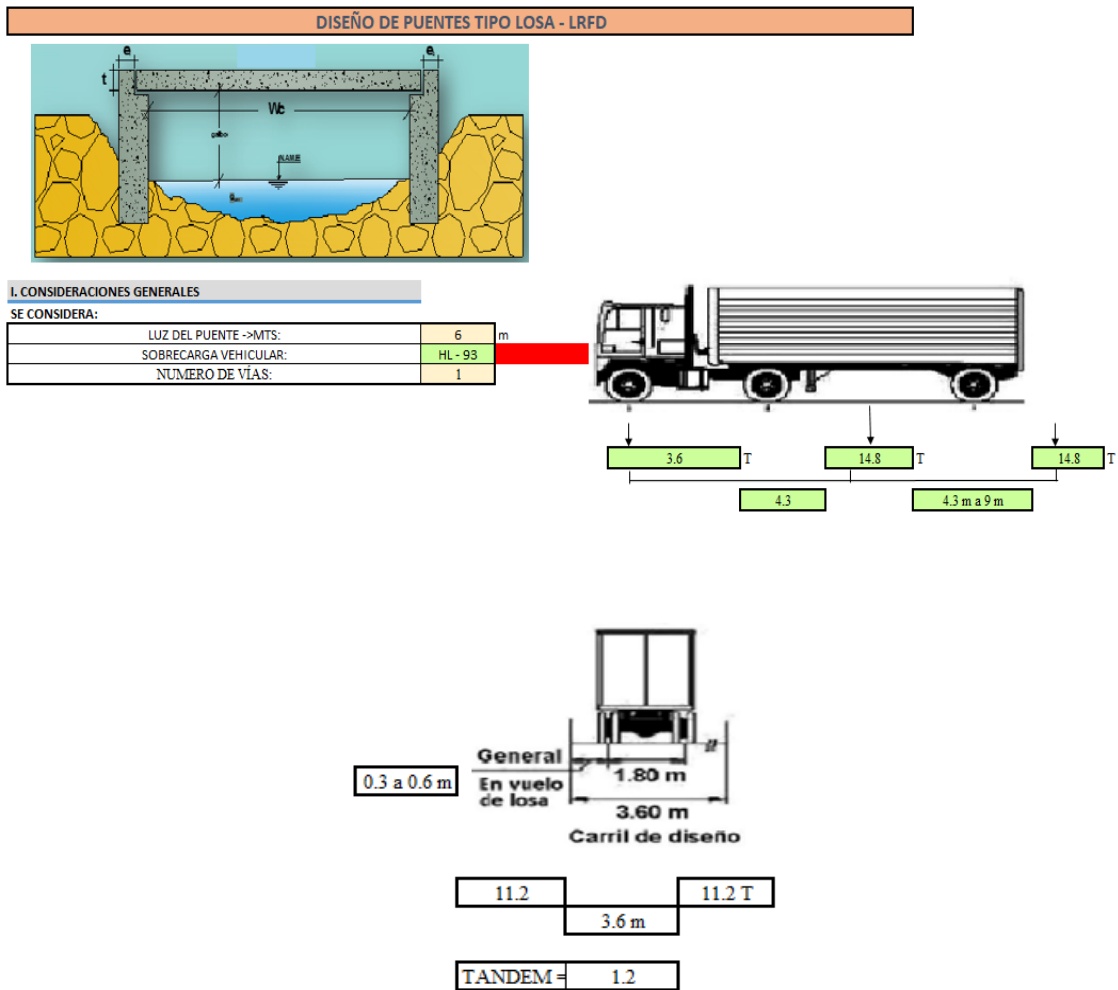
EXPEDIENTE 1: Creación de servicio del camino vecinal en el tramo Yorencca-Wanso de la comunidad campesina de Ccollana del distrito de Quiñota-Provincia de Chumbivilcas-Departamento de Cusco.

Año:2021

Metodología: Norma AASHTO LRFD

Pontón: Tipo losa

Tipo de vehículo: HL-93



MATERIALES:

RESISTENCIA DEL CONCRETO (f'c):	280	Kg/cm ²
FLUENCIA DEL ACERO (f'y):	4200	Kg/cm ²
CARPETA ASFALTICA (t):	0	m
DENSIDAD DEL CONCRETO (P.E.):	2400	Kg/cm ³
DENSIDAD DEL ASFALTO:	2000	Kg/cm ³
Elasticidad de Acero (Es)	2000000	kg/cm ²
Elasticidad del Concreto (Ec)	250998.0	kg/cm ²
BOMBEO:	2	%

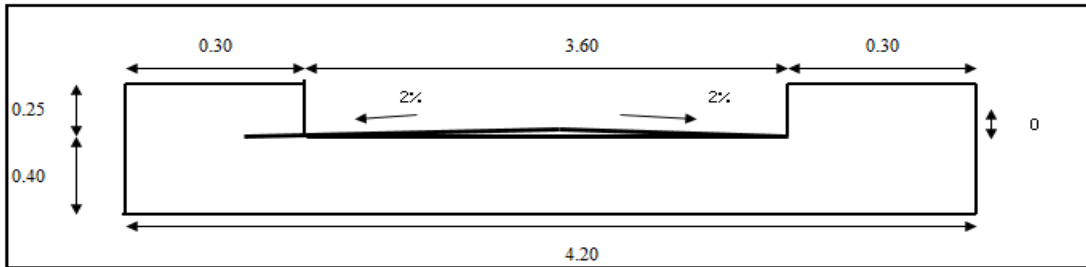
II PREDIMENSIONAMIENTO:

LUZ DEL PUENTE (L,S):	6	m
ANCHO DE CALZADA:	3.6	m
PERALTE DE LOSA: h1=(1.2(S+3000))/30	0.36	m
PERALTE DE LOSA: h2=L/15	0.40	m

$$t_{min} = \frac{1.2(S + 3000)}{30}$$

SE ASUME:

PERALTE	h=	0.4	m
ANCHO DEL SARDINEL	b=	0.3	m
H DE LA VIGA DE BORDE	hb=	0.25	m



a) MOMENTOS POR CARGA MUERTA

CARGA MUERTA (DC)

$$W_{losa} = 0.4 \text{ peralte (m)} \times 1.00 \text{ ancho(m)} \times 2.4 \text{ P.E. T/m}^3$$

$$W_{losa} = 0.96 \text{ (T/m)}$$

$$MDC = 4.32 \text{ (T-m)}$$

$$M_{DC} = \frac{w_{losa} L^2}{8}$$

CARGA POR SUPERFICIE DE RODADURA (DW)

$$W_{asf} = 0 \text{ C.A. 2" (m)} \times 1.00 \text{ ancho(m)} \times 2$$

$$W_{asf} = 0.000 \text{ (T/m)}$$

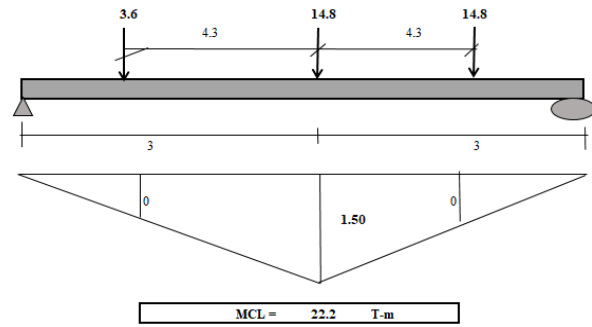
$$MDW = 0.0 \text{ (T-m)}$$

$$M_{DW} = \frac{w_{asf} L^2}{8}$$

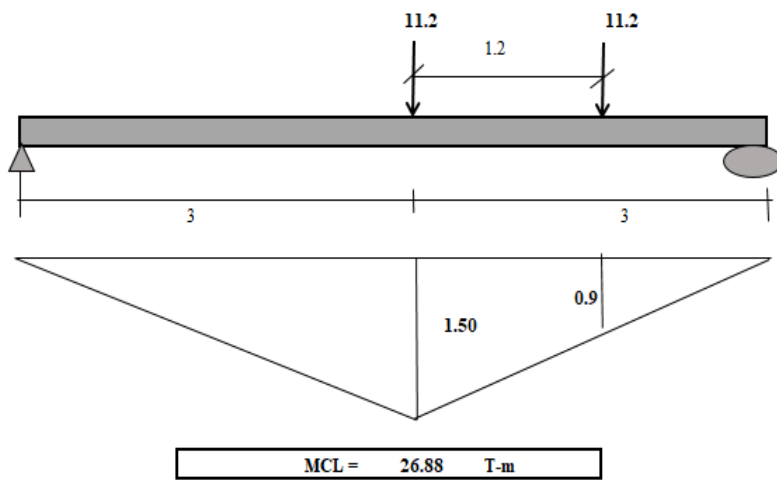
b) MOMENTOS POR CARGA VIVA

b.1) MOMENTO POR SOBRECARGA EN EL CENTRO DE LUZ

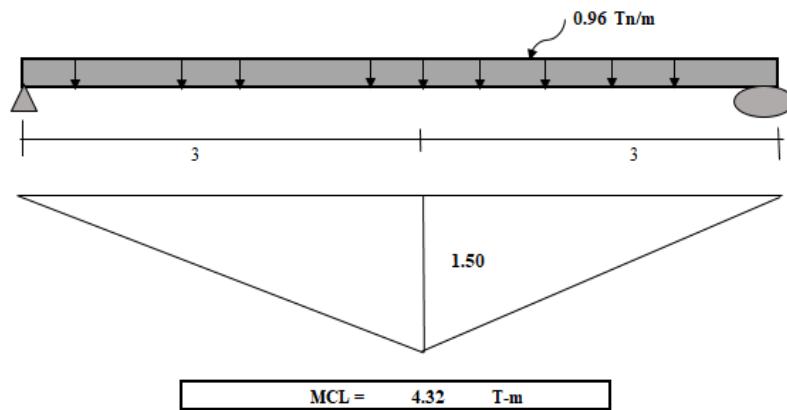
b.1.1) CAMION DE DISEÑO



b.1.2) TANDEM DE DISEÑO



b.1.3) CARGA DE CARRIL

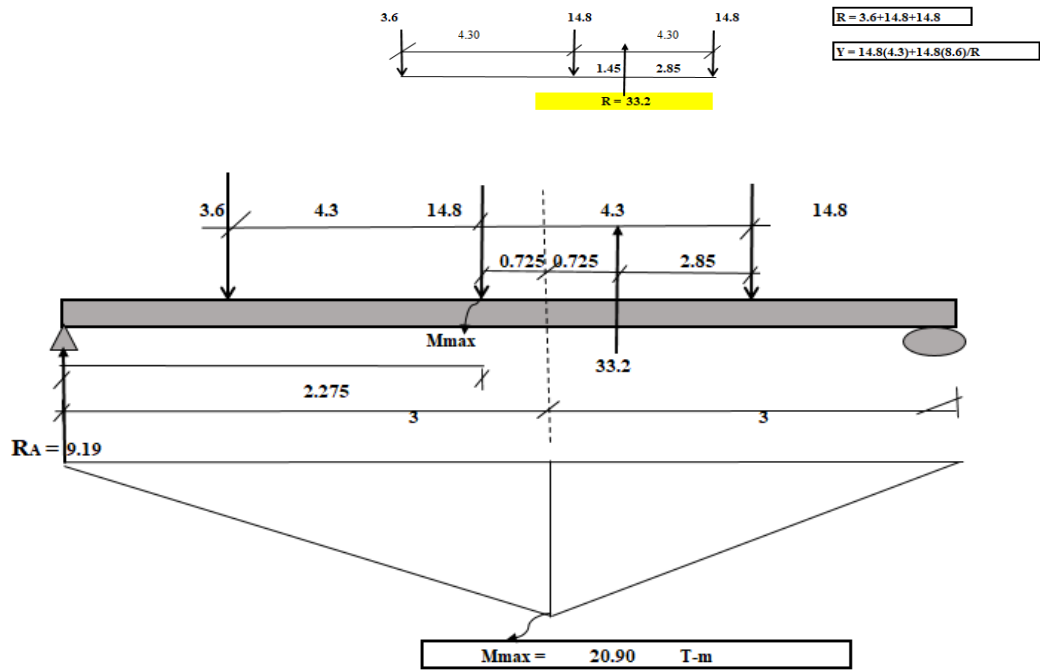


$$M_{\max} (LL+IM) = M_{\text{camion o Mtandem}(1.33)} + M_{\text{car.carril}}$$

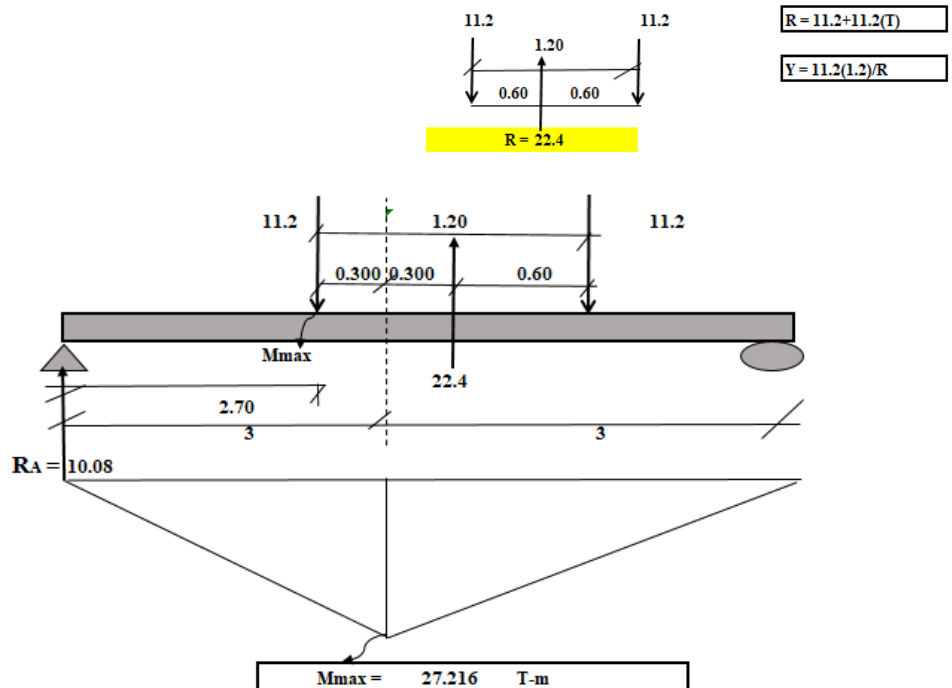
$$M_{\max} (LL+IM) = 40.07 \quad \text{T-m}$$

b.2) MOMENTO MÁXIMO POR SOBRECARGA

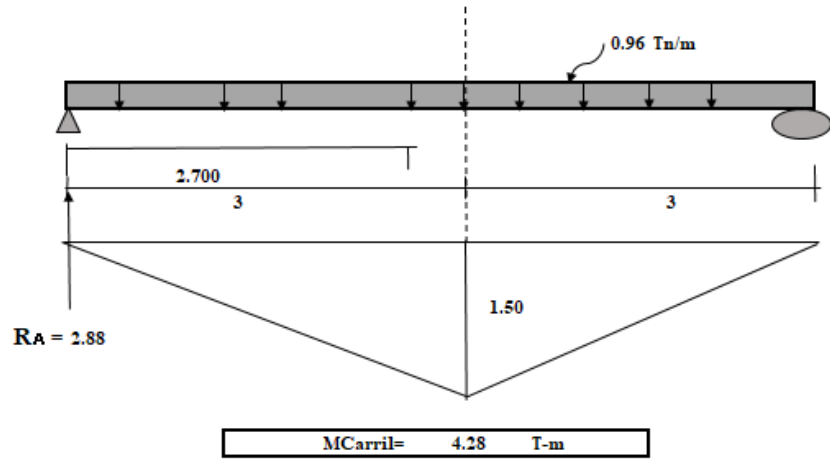
b.2.1) CAMION DE DISEÑO



b.2.2) TANDEM DE DISEÑO



b.2.3) CARGA DE CARRIL

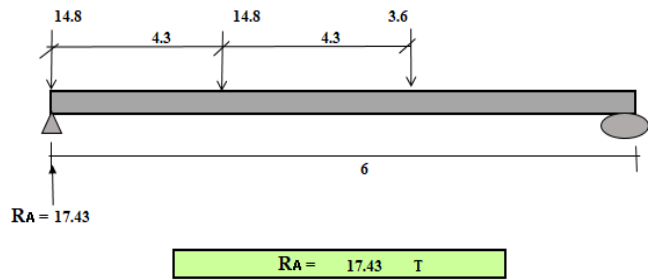


$$M_{max} (LL+IM) = M_{camion} \text{ o } M_{tandem}(1.33) + M \text{ car.carril}$$

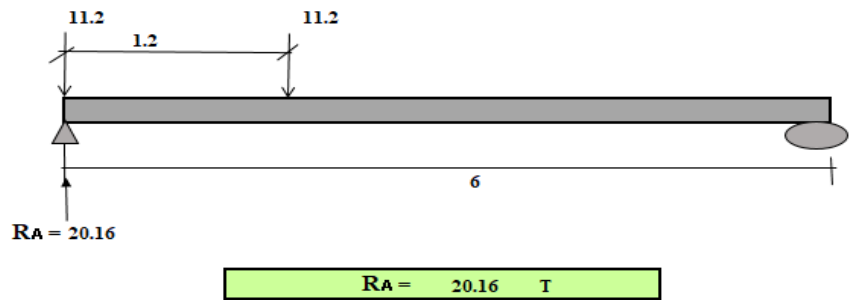
$$M_{max} (LL+IM) = 40.47 \quad T-m$$

C) REACCIONES MÁXIMAS POR SOBRECARGA PROVOCADA

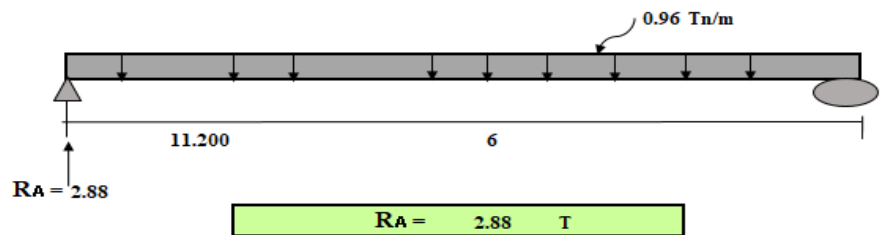
C.1) CAMION DE DISEÑO



C.2) TANDEM DE DISEÑO



C.3) CARGA CARRIL



$$R_{max} (LL+IM) = M_{camion} \text{ o } M_{tandem}(1.33) + M \text{ car.carril}$$

$$R_{max} (LL+IM) = 29.69 \quad T-m$$

IV. DETERMINACION DE ANCHO DE FRANJA PARA LA CARGA VIVA

$$E1 = 2100 + 0.12 \sqrt{L1 \cdot W1} \leq \frac{W}{NL}$$

$$E2 = 250 + 0.42 \sqrt{L1 \cdot W1}$$

L1 = menor valor (mm) entre longitud real y 18 m.
 W1 = *menor valor (mm) entre ancho real y 18m. En multiples carriles
 * menor valor (mm) entre ancho real y 9m. En un solo Carril cargado
 W = Ancho de la Via (Secc. Transversal mm)
 NL = Numero de Vias

L1=	6000
W1=	4200
W=	4200
NL=	1

E1 =	2702.40	≤	2100	E1 =	2100.00
E2 =	2358.38				

→ E = 2.10

V. COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA

RESISTENCIA I = n(1,25MDc + 1,5 MDw + 1,75 M(LL+IM))

SERVICIO I = n(1MDc + 1MDw + 1M(LL+IM))

FATIGA = n(0,75M(LL+IM))

MOMENTO POSITIVO DE CARGA PARA FRANJA INFERIOR				
CARGA	MOMENTO	RESISTENCIA	SERVICIO	FATIGA
Dc	4.32	1.25	1	0
Dw	0.0	1.5	1	0
LL + IM	19.27	1.75	1	1.5

VI CÁLCULO DE ACERO (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I)

FORMULARIO

RECUBRIMIENTO EN LOSA		Vanilla	Ø 1"
r =	2.5	Diametro	2.55 (cm)
n =	1	Area	5.1 (cm2)

a) (NORMA) n = No * Nr * Ni > 0.95

No = 1
 Nr = 1
 Ni = 1

b) MOMENTO POR RESISTENCIA I

$$Mu = n(1,25MDc + 1,5 MDw + 1,75 M(LL+IM))$$

Mu =	39.13	(Tn-m)
f'c =	280	(Kg/cm2)
f'y =	4200	(Kg/cm2)
b =	100	(cm)
d =	36.225	(cm)
Ø =	0.9	
As =	30.90	(cm2)

c) ÁREA DE ACERO

$$As = \frac{1.7f'cbd}{2f'y} \cdot \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2.89(f'cbd)^2}{f'y^2} - \frac{6.8f'cbMu}{\phi f'y^2}}$$

4) ESPACIAMIENTO

$$S = \frac{Asv}{As}$$

S =	0.17	USAR 0.15
-----	------	-----------

6.1. ACERO MAXIMO

$$a = \frac{Asf'y}{\beta f'cb} \quad C = \frac{a}{\beta}$$

f'c ≤ 280 kg/cm2 → β = 0.85

f'c > 280 kg/cm2 → β = 0.85 - \frac{(f'c - 280) * 0.05}{70}

USAR:

β = 0.85

a =	5.45
c =	6.42
d =	36.225

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

c/d = 0.18 <= 0.42 OK CUMPLE!

6.2. ACERO MINIMO

*Capaz de Resistir el menor valor de 1,2 MCr y 1,33 Mu

$$*fr = 2.01 \sqrt{f'c}$$

$$*S = \frac{bt^2}{6}$$

$$*MCr = fr S$$

fr =	33.63
S =	26667
MCr =	8.97 (Tn-m)
Mu =	39.13 (Tn-m)

1,2MCr = 10.76 (Tn-m)
 1,33MCr = 52.04 (Tn-m)

USAR

10.76

As min =	8.02	cm2
----------	------	-----

6.3. ACERO DE DISTRIBUCIÓN (Asd)

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

L = Luz del puente en (mm)

$$As\ Rep. = \% As$$

$$S = \frac{Asv}{As}$$

% = 22.59
USAR: 22.59

Varilla	Ø 5/8"
Diametro	0.995
Area	1.99

$$As\ Rep. = 6.98 \quad cm^2$$

$$S = 0.29 \quad cm$$

6.4. ACERO DE TEMPERATURA (AsTem)

$$As\ Tem. = \frac{7.56Ag}{f'y} \left(\frac{cm^2}{capa} \right)$$

$$Ag = bxt$$

$$As\ Tem. = 0.0018xAg/2$$

Capas = 1 (sentidos de la Malla)
b = 100 (cm)
t = 40 (cm)

Ag = 4000

Varilla	Ø 3/8"
Diametro	0.355
Area	0.71

$$As\ Tem = 3.60 \quad (cm^2)$$

El menor de $\left\{ \begin{array}{l} Sm\acute{x} = 3t \quad 120 \quad (cm) \\ Sm\acute{x} = Asv/As \quad 19.7 \quad (cm) \\ Sm\acute{x} = 45 \quad 45.00 \quad (cm) \end{array} \right. \rightarrow$ (Por Norma)

$$S = 19.72 \quad cm$$

VII REVISIÓN DE LA FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA

$$dc = r + \frac{\phi}{2}$$

$$A = \frac{2x d c x b}{n v}$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d c x A)^{1/3}} \leq 0.6 f'y$$

r =	2.5	(cm)
Ø =	2.55	(cm)
b =	17	(cm)
nv =	1	(und)
Z =	30000	(kg/cm) (Por Norma)

dc =	3.775	(cm)
A =	128.4	(cm ²)

$$f_{sa} = 3827.47 > 2520 \quad (kg/cm^2) \rightarrow USAR: 2520 \quad (kg/cm^2)$$

VIII ESFUERZO DE ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO

$$Ms = n(1MDc + 1MDw + 1M(LL+IM))$$

$$Mst = Ms \times S$$

$$n = \frac{Es}{Ec}$$

$$AsT = n \times As$$

RECUBRIMIENTO EN LOSA	
r =	2.5
nv =	1

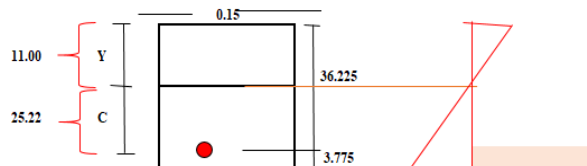
Varilla	Ø 1"
Diametro	2.55
Area	5.1

Ms =	23.59	(Tn-m)
f'c =	280	(Kg/cm ²)
f'y =	4200	(Kg/cm ²)
b =	100	(cm)
d =	36.225	(cm)
Ø =	0.9	(cm)
As =	5.10	(cm ²)

Mst =	4.01	HL 93
Es =	2000000	
Ec =	250998.0	
n =	7.97	USAR: 8

$$As\ T = 40.80$$

$$S = 0.17 \quad USAR: 0.15$$



$$s \times \frac{y^2}{2} = AsT (d - y)$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$I = AsT \times C^2 + \frac{by^3}{3}$$

$$f_s = \frac{Mst \times C \times n}{I} \leq f_{sa}$$



$$17 \frac{y^2}{2} = 40.80 \quad (36.225 - Y)$$

$$9 y^2 + Y 40.80 - 1477.98 = 0$$

Y1 =	11.00	Y =	11.00
Y2 =	-15.80	C =	25.22

$$C = 25.22$$

$$I = 32615.34$$



$$f_s = 2481.34 < 2520 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{OK CUMPLE!!}$$

IX ANCHO EFECTIVO DE FRANJA EN LOS BORDES DE LOSAS

2.6.4.2.1.4 Ancho Efectivo de Franjas en los Bordes de Losa

$$\frac{E}{4} + 0.4 + 0.3 < 1.8$$

E BORDE

$$0.53 + 0.4 + 0.3 < 1.8$$

$$1.23 < 1.8 \quad \text{OK CUMPLE!!}$$

X MOMENTO DE FLEXION POR CARGA (FRANJA 1 m. DE ANCHO DE LOSA)

CARGA MUERTA (DC)

$$W_{losa} = \frac{0.4}{\text{peralte (m)}} \times 1.00 \text{ ancho(m)} \times 2.4 \text{ P.E. T/m}^3$$

$$W_{losa} = \frac{0.96}{\text{T/m}}$$

$$W_{barrera} = \frac{0.41}{\text{T/m}}$$

$$W_{Dc} = \frac{1.37}{\text{T/m}}$$

$$M_{DC} = \frac{w_{losa} L^2}{8}$$

$$MDC = 6.165 \quad (\text{T-m})$$

CARGA POR SUPERFICIE DE RODADURA (DW)

$$W_{asf} = \frac{0}{\text{C.A. 2" (m)}} \times 1.00 \text{ ancho(m)} \times 2$$

$$W_{asf} = \frac{0.000}{\text{T/m}}$$

$$w_{asf} \text{ a Usar} = \frac{0.00}{\text{T/m}}$$

$$M_{DW} = \frac{w_{asf} L^2}{8}$$

$$MDW = 0.00 \quad (\text{T-m})$$

b) MOMENTOS POR CARGA VIVA

$$M_{\text{camion o Tandem}} = 26.88 \quad (\text{Tn -m})$$

$$M_{\text{scarg. Equivalente}} = 4.32 \quad (\text{Tn -m})$$

$$M (LL + IM) = \frac{0.5 M_{\text{camion o Tandem}} \times 1.33 + M_{\text{scarg. Equivalente}} \times \frac{0.3 + \frac{E}{4}}{3}}{E \text{ Borde}}$$

$$M (LL+IM) = 18.84 \quad (\text{Tn-m})$$

XI. COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA PARA BORDE

$$\text{RESISTENCIA I} = n(1.25M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M(LL+IM))$$

$$\text{SERVICIO I} = n(1M_{DC} + 1M_{DW} + 1M(LL+IM))$$

$$\text{FATIGA} = n(0.75M(LL+IM))$$

MOMENTO POSITIVO DE CARGA PARA FRANJA INFERIOR				
CARGA	MOMENTO	RESISTENCIA	SERVICIO	FATIGA
Dc	6.165	1.25	1	0
Dw	0.00	1.5	1	0
LL + IM	18.84	1.75	1	1.5

XII CALCULO DE ACERO (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I) EN BORDE

FORMULARIO

RECUBRIMIENTO EN LOSA		Varilla	Ø 1"
r =	2.5	Diametro	2.55 (cm)
n =	1	Area	5.1 (cm2)

a) (NORMA) $n = N_o \cdot N_R \cdot N_i > 0.95$

$N_D = 1$
 $N_R = 1$
 $N_i = 1$

b) MOMENTO POR RESISTENCIA I

$$M_u = n(1.25M_{Dc} + 1.5M_{Dw} + 1.75M_{(LL+IM)})$$

c) ÁREA DE ACERO

$$A_s = \frac{1.7f_c b d}{2f_y} \cdot \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2.89(f_c b d)^2}{f_y^2} - \frac{6.8f_c b M_u}{\phi f_y^2}}$$

4) ESPACIAMIENTO

$$S = \frac{A_{sv}}{A_s}$$

$M_u =$	40.68	(Tn-m)
$f_c =$	280	(Kg/cm2)
$f_y =$	4200	(Kg/cm2)
$b =$	100	(cm)
$d =$	36.225	(cm)
$\phi =$	0.9	
$A_s =$	32.24	(cm2)

$$S = 0.16 \text{ (m)}$$

12.1. ACERO MÁXIMO

$$a = \frac{A_s f_y}{\beta f_c b} \quad C = \frac{a}{\beta}$$

$$f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta = 0.85$$

$$f_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta = 0.85 - \frac{(f_c - 280) \cdot 0.05}{70}$$

a =	5.69
c =	6.69
d =	36.225

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

USAR:

$$\beta = 0.85$$

$$c/d = 0.18 \leq 0.42 \quad \text{OK CUMPLE!}$$

12.2. ACERO MÍNIMO

*Capaz de Resistir el menor valor de 1,2 MCr y 1,33 Mu

$$*f_r = 2.01\sqrt{f_c}$$

$$*S = \frac{b t^2}{6}$$

$$*M_{Cr} = f_r S$$

$f_r =$	33.63	
$S =$	26667	
$M_{Cr} =$	8.97	(Tn-m)
$M_u =$	40.68	(Tn-m)

$$1,2M_{Cr} = 10.76 \quad \text{(Tn-m)}$$

$$1,33M_{Cr} = 54.11 \quad \text{(Tn-m)}$$

USAR

$$10.76$$

$A_s \text{ min} =$	8.02	cm2	<	32.24	OK CUMPLE!!!
---------------------	------	-----	---	-------	--------------

12.3. ACERO DE DISTRIBUCIÓN (A_{sd})

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%$$

$$\% = 22.59$$

USAR: 22.59

Varilla	Ø 5/8"
Diametro	0.995
Area	1.99

L = Luz del puente en (mm)

$$A_s \text{ Rep.} = \% A_s$$

$$S = \frac{A_{sv}}{A_s}$$

$$A_s \text{ Rep.} = 7.28 \quad \text{cm}^2$$

$$S = 0.27 \quad \text{cm}$$

12.4. ACERO DE TEMPERATURA (AsTem)

$$As_{Tem} = \frac{7.56Ag}{f'y} \left(\frac{cm^2}{capa} \right)$$

$$Ag = b \times t$$

$$As_{Tem} = 0.0018 \times Ag / 2$$

Capas = 1 (sentidos de la Malla)
 b = 100 (cm)
 t = 40 (cm)

Varilla	Ø 3/8"
Diametro	0.355
Area	0.71

Ag = 4000

As Tem = 3.60 (cm²)

El menor de $\left\{ \begin{array}{l} S_{m\acute{a}x} = 3t = 120 \text{ (cm)} \\ S_{m\acute{a}x} = A_{sv}/A_s = 19.72 \text{ (cm)} \\ S_{m\acute{a}x} = 45 = 45 \text{ (cm)} \end{array} \right. \rightarrow \text{(Por Norma)}$

S = 19.72 cm

XIII REVISIÓN DE LA FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA (BORDE)

$$dc = r + \frac{\phi}{2}$$

$$A = \frac{2 \times dc \times b}{nv}$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(dc \times A)^{1/3}} \leq 0.6 f'y$$

r =	2.5	(cm)
Ø =	2.55	(cm)
b =	16	(cm)
nv =	1	(und)
Z =	30000	(kg/cm) → (Por Norma)

dc =	3.775	(cm)
A =	120.8	(cm ²)

f_{sa} = 3905.53 > 2520 (kg/cm²) → USAR: 2520 (kg/cm²)

XIV ESFUERZO DE ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO (BORDE)

$$M_s = n(1M_{Dc} + 1M_{Dw} + 1M(L+IM))$$

$$M_{st} = M_s \times S$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$A_s T = n \times A_s$$

RECUBRIMIENTO EN LOSA

r =	2.5
nv =	1

Varilla	Ø 1"
Diametro	2.55
Area	5.1

M _s =	25.01	(Tn-m)
f'c =	280	(Kg/cm ²)
f'y =	4200	(Kg/cm ²)
b =	100	(cm)
d =	36.225	(cm)
Ø =	0.9	(cm)
A _s =	5.10	(cm ²)

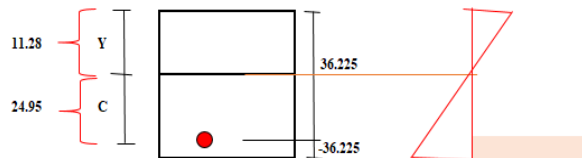
M _{st} =	4.00
E _s =	2000000
E _c =	250998.0
n =	7.97

USAR: 8

As T = 40.80

S = 0.16

USAR: 0.15



$$16 \frac{Y^2}{2} = 40.80 (36.225 - Y)$$

$$8 Y^2 + Y 40.80 - 1477.98 = 0$$

Y1 =	11.28
Y2 =	-16.38

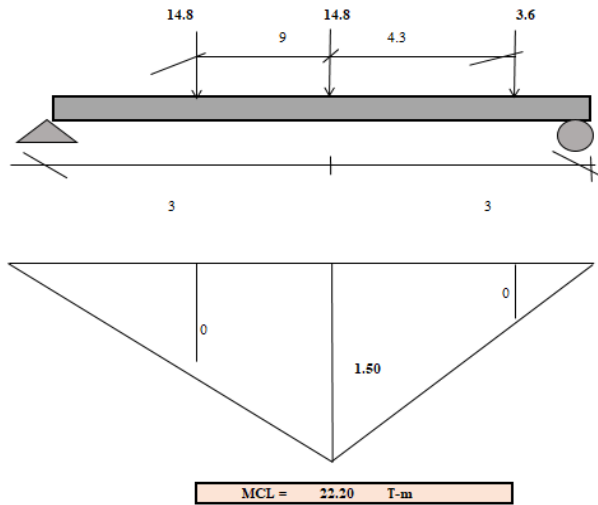
Y = 11.28

C = 24.95

I = 32564.26

f_s = 2452.32 < 2520 (kg/cm²) OK CUMPLE!!

XV ANALISIS POR FATIGA



XVI.COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA POR FATIGA

FATIGA = $n(0,75M(LL+IM))$
 FATIGA-E = $n(0,75M(LL+IM)) \times 1.15/E$

n = 1
M(LL+IM) = 22.20
E = 2.36
FATIGA = 16.65
FATIGA-E = 8.12

16.1. SECCION FISURADA

$f_{fraccion} = 0.80\sqrt{f_c}$
 $M_{fact} = 1MDc + 1MDw + 1.5M_{fatiga} - E$
 $S = l \times t \times b$
 $F_{fat} = \frac{M_{fact}}{S}$

f _{fraccion} = 13.39
M _{fact} = 18.34
L = 100
t = 40
b = 15
S = 60000
F _{fat} = 30.57

F_{fat} >= f_{fraccion} OK CUMPLE!!!

XVII VERIFICACION DE ESFUERZOS

$Asm = \left(\frac{Asv}{Esp.corregido}\right) \times 100$
 $f_{min} = 0 + fDl$

As(principal) = 30.90	cm ²
Asm = 34	cm ² /m
Jd = 32.56	cm
fLL = 1657.11	kg/cm ²
MDl = 4.32	Tn-m
fDl = 390.26	kg/cm ²
fmin = 390.26	kg/cm ²
fmax = 2047.37	kg/cm ²

XVIII RANGO LIMITE

2.7.1.1.3. ESTADO LIMITE DE FATIGA
 El Rango de esfuerzos en el acero de refuerzos recto no debera exceder :
 $f_{limite} = 1479 - 0.33f_{min} + 516\frac{r}{h}$
 r/h= relacion del radio a la altura de las deformaciones transversales del acero (corrugaciones); si no se conoce el valor actual se puede tomar 0.3

f _{limite} = 1505.01
f _{max} = 1266.85
f _{rango} = 876.59

f_{limite} > f_{rango} OK CUMPLE!!!

$f_{rango} = f_{max} - f_{min}$

5.3 Presentación de Resultados

5.3.1 Modelamiento AASHTO STANDARD – alcantarilla.

Luego de haber realizado el respectivo modelamiento de cada caso en las hojas de cálculo, analizamos los resultados obtenidos en cada ítem principal del proceso de diseño estructural de las alcantarillas, de esa manera podremos determinar si se realizó el respectivo cumplimiento de la norma de diseño, consideramos como dato importante el peso de la rueda trasera que para la carga AASHTO STANDARD el peso de 7250 kg el cual corresponde al camión de diseño tipo HS 20 – 44.

A) Cargas últimas sobre los elementos

En los tres casos analizamos los resultados obtenidos en la hoja de cálculo, donde iniciamos con la obtención del primer resultado que es la carga sobre la losa superior luego la reacción del terreno, por último, la carga sobre la losa inferior y la carga tanto en la zona superior e inferior del muro lateral. (Ver Tabla 16).

Donde los resultados obtenidos nos indican que los diseños estructurales son óptimos, encontrando un rango de diferencia mínima.

Tabla 16.
Resultados de las cargas últimas (NORMA A. STANDARD)

Cargas últimas sobre los elementos			
NORMA STANDARD (HS-20-44)			
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Análisis en situación de estructura llena	3850.38 kg/m ²	3269.02 kg/m ²	3129.02 kg/m ²
	6699.38 kg/m ²	6629.02 kg/m ²	5509.02 kg/m ²
	-6699.38 kg/m ²	-6629.02 kg/m ²	-5509.02 kg/m ²
	986.65 kg/m ²	746.57 kg/m ²	716.30 kg/m ²
	2876.93 kg/m ²	3611.14 kg/m ²	2343.04 kg/m ²
Análisis en situación de estructura Vacía	3850.38 kg/m ²	3269.02 kg/m ²	3129.02 kg/m ²
	4774.38 kg/m ²	4829.02 kg/m ²	4762.35 kg/m ²
	-4774.38 kg/m ²	-4829.02 kg/m ²	-4762.35 kg/m ²
	986.65 kg/m ²	746.57 kg/m ²	716.30 kg/m ²
	2876.93 kg/m ²	3611.14 kg/m ²	2343.04 kg/m ²

Fuente: elaboración propia

B) Momentos de empotramiento

En los tres casos analizamos los resultados obtenidos en la hoja de cálculo, donde se da inicio con el análisis del resultado obtenido en el momento de empotramiento en el extremo de la losa superior, con el mismo criterio se analiza para el extremo de la losa inferior y por último se analiza los resultados obtenidos en el momento de empotramiento de la pared lateral tanto para la zona superior e inferior. (Ver Tabla 17).

Dichos momentos cumplen su correcta función el de impedir el deslizamiento tanto para las losas y los muros laterales, ya que los verificamos numéricamente en el desarrollo de la hoja de cálculo.

Tabla 17.

Resultados de los momentos (NORMA A. STANDARD)

Momentos de empotramiento			
NORMA STANDARD (HS-20-44)			
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Análisis en situación de estructura llena	4158.41 kg.m	3337.12 kg.m	375.48 kg.m
	7235.33 kg.m	6767.12 kg.m	661.08 kg.m
	470.55 kg.m	630.80 kg.m	164.04 kg.m
	572.62 kg.m	821.77 kg.m	203.08 kg.m
Análisis en situación de estructura Vacía	4158.41 kg.m	3337.12 kg.m	375.48 kg.m
	5156.33 kg.m	4929.62 kg.m	571.48 kg.m
	470.55 kg.m	630.80 kg.m	164.04 kg.m
	572.62 kg.m	821.77 kg.m	203.08 kg.m

Fuente: elaboración propia

C) Distribución por el método de Cross (Momentos finales)

Para los tres casos estudiados se realiza el análisis de los momentos finales obtenidos en la hoja de cálculo, los cuales se hallaron bajo el método de Cross, donde se observa que para los tres casos el número de iteraciones se mantiene constante. Como las secciones son iguales en todo el cajón y el material también es el mismo, "EI" queda constante. (Ver Tabla 18).

Tabla 18.
Resultados de los momentos finales (NORMA A. STANDARD)

Distribución por el método de Cross (Momentos Finales)						
NORMA STANDARD (HS-20-44)						
		CASO 1		CASO 2		CASO 3
Análisis en situación de estructura llena	MA=MB	2598.58	MA=MB	1978.24	MA=MB	238.94
	MC=MD	5344.96	MC=MD	4979.94	MC=MD	462.90
Análisis en situación de estructura Vacía	MA=MB	2829.58	MA=MB	2190.84	MA=MB	250.14
	MC=MD	3727.96	MC=MD	3598.02	MC=MD	406.90

Fuente: elaboración propia

D) Cortantes en la estructura

Para el diseño estructural de la alcantarilla tipo cajón de nuestra hoja de cálculo consideramos el análisis de la cortante isostática, hiperestática para las paredes laterales tanto en la zona superior e inferior; los momentos en los centros de claro tanto para la losa como para el centro de pared lateral. Como se observa en los resultados de los casos, cada resultó nos muestra que su diseño estructural es óptimo y cumple con la normativa de diseño. (Ver Tabla 19)

Tabla 19.
Resultados de las Cortantes en la estructura (NORMA A. STANDARD)

Cortantes en la estructura						
NORMA STANDARD (HS-20-44)						
	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
Análisis en situación de estructura llena	6930.68	kg	5720.78	kg	1877.41	kg
	12058.88	kg	11600.78	kg	3305.41	kg
	1511.78	kg	1796.91	kg	787.66	kg
	1965.45	kg	2560.80	kg	1047.94	kg
	-1525.77		-1500.49		-186.63	
	3491.21	kg	4061.65	kg	1234.57	kg
	2079.20	kg	1668.56	kg	187.74	kg
	3617.66	kg	3383.56	kg	330.54	kg
3141.09	kg	4342.08	kg	1132.52	kg	
Análisis en situación de estructura Vacía	6930.68	kg	5720.78	kg	1877.41	kg
	8593.88	kg	8450.78	kg	2857.41	kg
	1511.78	kg	1796.91	kg	787.66	kg
	1965.45	kg	2560.80	kg	1047.94	kg
	-499.10		-703.59		-130.63	
	2464.55	kg	3264.39	kg	1178.57	kg
	2079.20	kg	1668.56	kg	187.74	kg
	2578.16	kg	2464.81	kg	285.74	kg
3141.09	kg	4342.08	kg	1132.52	kg	

Fuente: elaboración propia

E) Revisión por cortante en muros

Realizamos el análisis para los tres casos, donde se inicia calculando el valor de la cortante que absorbe el concreto, en la losa superior, losa inferior y los muros laterales.

Cabe resaltar que debemos de tener en cuenta que dicha revisión cumpla:

- Cortante que absorbe el concreto > Cortantes en la estructura

De esa manera se estará cumpliendo el requerimiento dado por la normativa y el diseño será óptimo y cumplirá su función. (Ver Tabla 20)

Tabla 20.
Resultados de las Cortantes en las estructuras (NORMA A. STANDARD)

	Revisión por cortante en muros					
	NORMA STANDARD (HS-20-44)					
	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
Análisis en situación de estructura llena	7981.74	kg	13824.77	kg	11972.60	kg
Análisis en situación de estructura Vacía	7981.74	kg	13824.77	kg	11972.60	kg

Fuente: elaboración propia

F) Capacidad del suelo

Luego de haber realizado el respectivo modelamiento de los tres casos, analizamos los resultados respecto al Factor de seguridad los cuales, para los tres casos en ambas situaciones, verificamos que son mayores a 1.5, con la verificación obtenida consideramos el diseño estructural de cada caso, un diseño óptimo, que demostraría que dicha obra da seguridad y sobre todo se da el cumplimiento de la normativa utilizada en su diseño estructural. (Ver Tabla 21).

Tabla 21.
Resultados de la capacidad del suelo (NORMA A. STANDARD)

	Capacidad del suelo (Factor de seguridad >1.5)		
	NORMA STANDARD (HS-20-44)		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Análisis en situación de estructura llena	3.58	3.77	4.54
Análisis en situación de estructura Vacía	5.03	5.18	5.25

Fuente: elaboración propia

5.3.2 Modelamiento AASHTO LRFD - alcantarilla

Luego de haber realizado el respectivo modelamiento de cada caso en las hojas de cálculo, analizamos los resultados obtenidos en cada ítem principal del proceso de diseño estructural de las alcantarillas, de esa manera podremos determinar si se realizó el respectivo cumplimiento de la norma de diseño, considerar como dato importante el peso de la rueda trasera que para la carga AASHTO LRFD el peso es de 7323 kg el cual corresponde al camión de diseño tipo HL - 93.

A) Cargas últimas sobre los elementos

Para el segundo modelamiento realizamos la verificación de los resultados en los tres casos, tuvimos en cuenta lo principal, es que se dio la variación del peso de la rueda trasera siendo de 7323 kg. Dichas cargas últimas halladas se verifican que los resultados de los momentos, son óptimas, ya que se cumple lo principal analizar la variación al aumentar la carga vehicular. (Ver Tabla 22)

Tabla 22.

Resultados de las cargas últimas sobre los elementos (NORMA A. LRFD)

Cargas últimas sobre los elementos						
NORMA LRFD (HL-93)						
	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
Análisis en situación de estructura llena	3884.06	kg/m ²	3293.46	kg/m ²	3153.46	kg/m ²
	6733.06	kg/m ²	6653.46	kg/m ²	5533.46	kg/m ²
	-6733.06	kg/m ²	-6653.46	kg/m ²	-5533.46	kg/m ²
	996.58	kg/m ²	754.08	kg/m ²	723.51	kg/m ²
	2886.86	kg/m ²	3618.65	kg/m ²	2350.24	kg/m ²
Análisis en situación de estructura Vacía	3884.06	kg/m ²	3293.46	kg/m ²	3153.46	kg/m ²
	4808.06	kg/m ²	4853.46	kg/m ²	4786.79	kg/m ²
	-4808.06	kg/m ²	-4853.46	kg/m ²	-4786.79	kg/m ²
	996.58	kg/m ²	754.08	kg/m ²	723.51	kg/m ²
	2886.86	kg/m ²	3618.65	kg/m ²	2350.24	kg/m ²

Fuente: elaboración propia

B) Momentos de empotramiento

Luego de haber realizado el modelamiento de los 3 casos, realizamos el análisis de los resultados iniciando con el análisis del momento de empotramiento en el extremo de la losa superior, con el mismo criterio se analiza para el extremo de la losa inferior y por último se analiza los resultados obtenidos en el momento de empotramiento de la pared lateral tanto para la zona superior e inferior. (Ver Tabla 23).

Dichos momentos cumplen su correcta función el de impedir el deslizamiento tanto para las losas y los muros laterales, ya que los verificamos numéricamente en el desarrollo de la hoja de cálculo.

Tabla 23.

Resultados de los momentos de empotramiento (NORMA A. LRFD)

Momentos de empotramiento			
NORMA LRFD (HL-93)			
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Análisis en situación de estructura llena	4194.79 kg.m	3362.07 kg.m	378.41 kg.m
	7271.71 kg.m	6792.07 kg.m	664.01 kg.m
	473.23 kg.m	633.30 kg.m	164.90 kg.m
	575.30 kg.m	824.27 kg.m	203.95 kg.m
Análisis en situación de estructura Vacía	4194.79 kg.m	3362.07 kg.m	378.41 kg.m
	5192.71 kg.m	4954.57 kg.m	574.41 kg.m
	473.23 kg.m	633.30 kg.m	164.90 kg.m
	575.30 kg.m	824.27 kg.m	203.95 kg.m

Fuente: elaboración propia

C) Distribución por el método de Cross (Momentos finales)

En la siguiente tabla se muestra los momentos finales correspondiente al tipo de vehículo HL-93, los cuales se hallaron bajo el método de Cross, donde se observa que para los tres casos el número de iteraciones se mantiene constante. (Ver Tabla 24).

Tabla 24.
Resultados de los momentos finales (NORMA A. LRFD)

Distribución por el método de Cross (Momentos Finales)						
NORMA LRFD (HL-93)						
	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
Análisis en situación de estructura llena	MA=MB	2623.73	MA=MB	1995.03	MA=MB	240.84
	MC=MD	5370.11	MC=MD	4996.73	MC=MD	464.80
Análisis en situación de estructura Vacía	MA=MB	2854.73	MA=MB	2207.63	MA=MB	252.04
	MC=MD	3753.11	MC=MD	3614.80	MC=MD	408.80

Fuente: elaboración propia

D) Cortantes en la estructura

Para el cálculo de las cortantes respecto a su diseño estructural de la alcantarilla tipo cajón se ha considerado 3 factores que son el análisis de la cortante isostática, hiperestática y los momentos en los centros de claro, estos datos se muestran en la siguiente tabla cabe resaltar que esto se da tanto en la parte superior e inferior de la losa.

Como se observa en la siguiente tabla, cada caso resulta que cumple con la normativa de diseño. (Ver Tabla 25).

Tabla 25.
Resultados de las Cortantes en la estructura (NORMA A. LRFD)

Cortantes en la estructura						
NORMA LRFD (HL-93)						
	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
Análisis en situación de estructura llena	6991.31	kg	5763.55	kg	1892.07	kg
	12119.51	kg	11643.55	kg	3320.07	kg
	1520.71	kg	1804.42	kg	791.99	kg
	1974.38	kg	2568.31	kg	1052.26	kg
	-1525.77	kg	-1500.85	kg	-186.63	kg
	3500.15	kg	4069.16	kg	1238.90	kg
	2097.39	kg	1681.04	kg	189.21	kg
	3635.85	kg	3396.04	kg	332.01	kg
	3158.25	kg	4356.00	kg	1138.74	kg
Análisis en situación de estructura Vacía	6991.31	kg	5763.55	kg	1892.07	kg
	8654.51	kg	8493.55	kg	2872.07	kg
	1520.71	kg	1804.42	kg	791.99	kg
	1974.38	kg	2568.31	kg	1052.26	kg
	-499.10	kg	-703.59	kg	-130.63	kg
	2473.48	kg	3271.89	kg	1182.90	kg
	2097.39	kg	1681.04	kg	189.21	kg
	2596.35	kg	2477.29	kg	287.21	kg
	3158.25	kg	4356.00	kg	1138.74	kg

Fuente: elaboración propia

E) Revisión por cortante en muros

Para la revisión de los cortantes respecto al uso de la Norma Lrfd, debemos tener en cuenta que la cortante que absorbe el concreto debe ser mayor a la cortante en la estructura, pero en este caso para un HL-93 en el caso 1 resultó que en la estructura llena y vacía no cumplen en la losa inferior, pero si cumplen en la losa superior y en los muros laterales, lo contrario sucede en los casos 2 y 3 donde cumple en sus totalidades las cortantes de las estructuras llenas y vacías.

Tabla 26.
Resultados de Cortantes en la estructura (NORMA A. LRFD)

Revisión por cortante en muros						
NORMA LRFD (HL-93)						
	CASO 1		CASO 2		CASO 3	
Análisis en situación de estructura llena	7981.74	kg	13824.77	kg	11972.60	kg
Análisis en situación de estructura Vacía	7981.74	kg	13824.77	kg	11972.60	kg

Fuente: elaboración propia

F) Capacidad del suelo

Para este caso de la norma Aashto Lrfd realizaremos el modelamiento de los tres casos y analizaremos los resultados respecto al Factor de seguridad los cuales resultan para los tres casos un $F_s > 1.5$, esto nos indica que con la verificación obtenida respecto al factor de seguridad cumplen con la normativa utilizada en su diseño estructural. (Ver Tabla 27).

Tabla 27.
Resultados de la capacidad del suelo (NORMA A. LRFD)

Capacidad del suelo (Factor de seguridad >1.5)			
NORMA LRFD (HL-93)			
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Análisis en situación de estructura llena	3.56	3.77	4.52
Análisis en situación de estructura vacía	4.99	5.15	5.22

Fuente: elaboración propia

5.3.3 Comparación de los modelamientos STANDARD Y LRFD - alcantarilla.

Se realizó la comparación de resultados obtenidos en cada caso, los cuales se sometieron a su respectivo peso de la rueda trasera, tanto para la carga AASHTO STANDARD siendo su peso de rueda trasera 7250 kg y la carga AASHTO LRFD siendo su peso de rueda trasera 7323 kg.

A) Cargas últimas sobre los elementos

Ya con los resultados completos se analizó y calculamos que el margen promedio de diferencia es del 0.59% entre las cargas últimas obtenidas con la metodología AASHTO STANDARD y las cargas últimas obtenidas con la metodología AASHTO LRFD, cuyos resultados se manejan respecto a la carga AASHTO LRFD como patrón de comparación, el análisis se realizó tanto para la situación de estructura llena y estructura vacía, dichos resultados cumplen con la normativa de diseño. (Ver Tabla 28).

Tabla 28.
Porcentaje de comparación entre las C.U (STANDARD-LRFD)

	Cargas últimas sobre los elementos		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
CARGAS AASHTO	STANDARD(HS-20-44) / LRFD(HL-93)		
Análisis en situación de estructura llena	0.87%	0.74%	0.77%
	0.50%	0.37%	0.44%
	0.50%	0.37%	0.44%
	1.00%	1.00%	1.00%
	0.34%	0.21%	0.31%
Análisis en situación de estructura Vacía	0.87%	0.74%	0.77%
	0.70%	0.50%	0.51%
	0.70%	0.50%	0.51%
	1.00%	1.00%	1.00%
	0.34%	0.21%	0.31%

Fuente: elaboración propia

B) Momentos de empotramiento

Con los resultados completos analizamos y calculamos que el margen promedio de diferencia es del 0.53% entre los momentos de empotramiento obtenidos con la metodología AASHTO STANDARD y los momentos de empotramiento obtenidos con la metodología AASHTO LRFD, cuyos resultados se manejan respecto a la carga AASHTO LRFD como patrón de comparación, el análisis de la situación de estructura llena y estructura vacía, dichos resultados cumplen con la normativa de diseño. (Ver Tabla 29).

Tabla 29.
Porcentaje de comparación entre los M.E (STANDARD-LRFD)

CARGAS AASHTO	Momentos de empotramiento		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
	STANDARD(HS-20-44) / LRFD(HL-93)		
Análisis en situación de estructura llena	0.87%	0.74%	0.77%
	0.50%	0.37%	0.44%
	0.57%	0.40%	0.52%
	0.47%	0.30%	0.42%
Análisis en situación de estructura Vacía	0.87%	0.74%	0.77%
	0.70%	0.50%	0.51%
	0.57%	0.40%	0.52%
	0.47%	0.30%	0.42%

Fuente: elaboración propia

C) Distribución por el método de Cross (Momentos finales)

Con los resultados obtenidos, analizamos y calculamos que el margen promedio de diferencia es de 0.65% entre los momentos finales obtenidos con la metodología AASHTO STANDARD y los momentos finales obtenidos con la metodología AASHTO LRFD respecto al análisis en situación de estructura llena; caso contrario el margen promedio de diferencia es de 0.68% entre los momentos finales obtenidos con la metodología AASHTO STANDARD y los momentos finales obtenidos con la metodología AASHTO LRFD respecto al análisis en situación de estructura vacía, cuyos resultados se manejan respecto a la carga AASHTO LRFD como patrón de comparación, dichos resultados cumplen con la normativa de diseño. (Ver Tabla 30).

Tabla 30.
Porcentaje de comparación entre los M.F. (STANDARD-LRFD)

Distribución por el método de Cross (Momentos finales)			
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
CARGAS AASHTO	STANDARD(HS-20-44) / LRFD(HL-93)		
Análisis en situación de estructura llena	0.96%	0.84%	0.79%
	0.47%	0.34%	0.41%
Análisis en situación de estructura Vacía	0.88%	0.76%	0.75%
	0.67%	0.46%	0.46%

Fuente: elaboración propia

D) Cortantes en la estructura

Con los resultados obtenidos, analizamos, calculamos que el margen promedio de diferencia es de 0.51% entre las cortantes en la estructura obtenidas con la metodología AASHTO STANDARD y las cortantes en la estructura obtenidas con la metodología AASHTO LRFD respecto al análisis en situación de estructura llena; caso contrario el margen promedio de diferencia es de 0.55% entre las cortantes en la estructura obtenidas con la metodología AASHTO STANDARD y las cortantes en la estructura obtenidas con la metodología AASHTO LRFD respecto al análisis en situación de estructura vacía , cuyos resultados se manejan respecto a la carga AASHTO LRFD como patrón de comparación, dichos resultados cumplen con la normativa de diseño. (Ver Tabla 31).

Tabla 31.

Cortantes en la estructura en los tres casos (STANDARD-LRFD)

CARGAS AASHTO	Cortantes en la estructura		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Análisis en situación de estructura llena	STANDARD(HS-20-44) / LRFD(HL-93)		
	0.87%	0.74%	0.77%
	0.50%	0.37%	0.44%
	0.59%	0.42%	0.55%
	0.45%	0.29%	0.41%
	0.26%	0.18%	0.35%
	0.87%	0.74%	0.77%
	0.50%	0.37%	0.44%
Análisis en situación de estructura Vacía	0.54%	0.32%	0.55%
	0.87%	0.74%	0.77%
	0.70%	0.50%	0.51%
	0.59%	0.42%	0.55%
	0.45%	0.29%	0.41%
	0.36%	0.23%	0.37%
	0.87%	0.74%	0.77%
	0.70%	0.50%	0.51%
0.54%	0.32%	0.55%	

Fuente: elaboración propia

E) Revisión por cortante en muros

Al realizar el análisis de los resultados de los tres casos respecto a la revisión por cortantes observamos que: tanto en el diseño estructural STANDARD y LRFD los resultados son iguales respecto a la revisión por cortante en muros. Por normativa se tiene que cumplir que la cortante que absorbe el concreto sea mayor a la cortante en la estructura. Para el primer caso: Se inició con la revisión del resultado respecto a la losa superior y se determina que “CUMPLE”, se continúa con la losa inferior y se determina que “NO CUMPLE” y por último el análisis del resultado de los muros laterales donde se determina que para ambos muros “CUMPLE”.

Tanto para el segundo caso y tercer caso el diseño estructural STANDARD y LRFD sus resultados son iguales respecto a la revisión por cortante en muros: Por normativa se tiene que cumplir que la cortante que absorbe el concreto sea mayor a la cortante en la estructura. Se inició con la revisión primero en la losa superior y se determina que “CUMPLE”, se continúa con la losa inferior y se determina que “CUMPLE” y por último el análisis del

resultado de los muros laterales donde se determina que para ambos “CUMPLE”.

Como se observa en la tabla 32 no existe porcentaje de diferencia entre los resultados. Mostrando que los resultados cumplen con la normativa de diseño. (Ver Tabla 32).

Tabla 32.
Revisión por cortante en muros (STANDARD-LRFD)

	Revisión por cortante en muros		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
	STANDARD(HS-20-44) / LRFD(HL-93)		
Análisis en situación de estructura llena	0.00%	0.00%	0.00%
Análisis en situación de estructura Vacía	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: elaboración propia

F) Capacidad del suelo

Realizamos el análisis de los resultados para los tres casos respecto a los factores de seguridad, donde se observa que los resultados tanto para la carga AASHTO STANDARD y LRFD superan satisfactoriamente el 1.5, lo que es indicado en la normativa. (Ver Tabla 33)

Al analizar los resultados el porcentaje promedio de diferencia es del 0.33% en situación de estructura llena y 0.65% en situación de estructura vacía, las cuales muestran una mínima diferencia entre ambas metodologías.

Tabla 33.
Capacidad del suelo (STANDARD-LRFD)

	Capacidad del suelo (Factor de seguridad >1.5)		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
	STANDARD(HS-20-44) / LRFD(HL-93)		
Análisis en situación de estructura llena	3.58 - 3.56 0.56%	3.77- 3.77 0.00%	4.54 - 4.52 0.44%
Análisis en situación de estructura Vacía	5.03 -4.99 0.80%	5.18 - 5.15 0.58%	5.25 - 5.22 0.57%

Fuente: elaboración propia

5.3.4 Modelamiento AASHTO STANDARD – Baden

A) Radio de rigidez

Para el cálculo de rigidez se realizó en base a la fórmula del Dr. Westergaard, el cual reemplazamos nuestros datos en la ecuación, y estos datos fueron el módulo de elasticidad (E) que fueron de 198431, 198431,217371 kg/cm² respectivamente, el coeficiente de poisson (U) que son de 0.15 en el caso 1 y 3 y el caso 2 de 0.15, el valor del módulo de reacción de la subrasante (K) que son 5.8, 4 y 5.2 respectivamente y finalmente un espesor (h).

Para el radio de rigidez lo que influye en esta ecuación es el módulo de reacción de la subrasante (k) de esto dependerá los resultados finales, lo que nos indica Weestergaard es que debe de aplicarse sobre un área circular cuyo diámetro se comprende entre 15 y 76 cm para así producir un hundimiento de 1.27 cm y que el valor del CBR (%). En este caso según el tipo de vehículo HS 20-44, vemos que en el caso 1 para un espesor de 20 cm resulta un radio de rigidez 69.50 cm con un k de 5.8 cm siendo el K el mayor que ambos casos y en el caso 2 se visualiza que para un espesor de 30 cm su radio de rigidez es de 103.84 cm siendo el más alto respecto a los otros dos casos con k de 4 cm, pero dentro de las comparaciones de los resultados vemos que en los 3 casos sus resultados son muy similares.

Tabla 34.

Radio de rigidez (NORMA STANDARD)

AASHTO STANDARD			
Radio de rigidez (cm)	CASO 1	CASO2	CASO3
	69.50	76.61	73.07
	72.09	79.47	75.79
	74.65	82.29	78.49
	77.18	85.08	81.15
	79.69	87.84	83.78
	82.16	90.57	86.38
	84.62	93.27	88.96
	87.05	95.95	91.52
	89.45	98.60	94.05
	91.84	101.23	96.55
	94.20	103.84	99.04

Fuente: elaboración propia

B) Esfuerzo en esquina

Para el cálculo del esfuerzo de esquina usamos la fórmula de Pickett en donde nuestras incógnitas son la carga, espesor, radio del área y radio de rigidez, para este caso nos basamos en la norma Aashto Standard el cual usamos el tipo de vehículo HS20-44 donde usaremos su carga de rueda designada y para el radio del área de contacto de cargas de rueda (a) para los 3 casos resultó 24.2 cabe resaltar que este (a) se obtuvo mediante un ábaco de Westergaard respecto a su carga de rueda. En la siguiente tabla se vemos los esfuerzos en esquina donde nos damos cuenta que el espesor de 20 cm es 34,37 y 35 kg/cm² respectivamente y en espesor de 30 cm resulta 21,22 y 21 kg/cm² quiere decir a mayor espesor el esfuerzo es esquina es menor.

Tabla 35.
Esfuerzo de esquina (NORMA STANDARD)

AASHTO STANDARD			
Esfuerzo en esquina (kg/cm ²)	CASO 1	CASO2	CASO3
	34	37	35
	32	34	33
	30	32	31
	29	30	30
	27	29	28
	26	27	26
	24	26	25
	23	24	24
	22	23	22
	21	22	21
	20	21	20

Fuente: elaboración propia

C) Verificación de la estabilidad

En este punto influye 2 puntos; el primero es el peso de la losa de concreto, el segundo el peso de los dentellones y el peso de la verificación es la suma de ambos pesos, cabe resaltar que el peso de la losa será mayor al peso de los dentellones; ya que el peso de la losa influye mucho el ancho de la vía. Respecto a su recorrido por filtración en todo el badén en el caso 1 resulta

siendo mayor que en los otros casos esto sucede porque influye a su esfuerzo de esquina del primer caso resultó menor a los otros 2 casos.

Tabla 36.
Verificación de estabilidad (NORMA STANDARD)

AASHTO STANDARD			
Verificación de la estabilidad			
	CASO 1	CASO2	CASO3
Peso de la losa de concreto	2640	2880	2880
Peso de los Dentellones	326.4	355.2	336
Peso Total	2966.4	3235.2	3216
Perdida de carga	8.25	12	42
Longitud de filtracion	12.24	7.42	8.30
Perdida de carga	0.67	1.62	5.06

Fuente: elaboración propia

D) Subpresión

Para el cálculo de la supresión se realiza en base al ancho de la sección, el factor de Subpresión que esto dependerá de la porosidad del terreno o del material, la profundidad de un punto cualquiera respecto al punto A y la carga de pérdida en el recorrido, finalmente podemos apreciar que los puntos más altos en el caso 1 y 2 existen 3 se da en los puntos 2,7, y 11; en el caso 3 los puntos más altos se dan al inicio del recorrido siendo los puntos 2,3 y 4.

Tabla 37.
Subpresión (NORMA STANDARD)

AASHTO STANDARD			
SUBPRESION			
PUNTO	CASO 1	CASO2	CASO3
1	0.00	0.00	0.00
2	420.21	484.02	752.29
3	218.86	280.78	542.17
4	277.92	308.03	584.58
5	213.21	233.64	301.20
6	152.27	200.89	243.61
7	350.92	397.65	433.49
8	209.98	224.91	275.90
9	204.58	211.97	235.42
10	143.64	179.22	177.83
11	342.29	375.98	367.71
12	0.00	0.00	0.00

Fuente: elaboración propia

E) Fuerzas de Subpresión

Para las fuerzas de Subpresión se realiza en base al ítem anterior de la Subpresión, para obtener cada fuerza es la suma del primer punto más el siguiente punto entre dos todo eso multiplicado por 0.20 que es el ancho de la estructura del badén. Para el caso del Aashto estándar debemos regirnos en el total como se muestra en la tabla 38 donde el caso 1 resulta mayor que el caso 2 y 3, quiere decir que al hacer la relación $F_s < W_e$ cumpla o no cumpla y esto dependerá del total de las fuerzas, para el caso del Aashto Standard respecto a la verificación cumple en los 3 casos.

Tabla 38.
Fuerzas de Subpresión (NORMA STANDARD)

AASHTO STANDARD			
FUERZAS DE SUBPRESION			
PUNTO	CASO 1	CASO2	CASO3
1	63.91	76.48	129.45
2	2357.41	1245.84	2480.19
3	50.32	59.85	67.71
4	165.82	174.75	204.53
5	48.59	55.52	54.55
TOTAL	2686.05	1612.45	2936.43

Fuente: elaboración propia

5.3.5 Modelamiento AASHTO LRFD – Badén

A) Radio de rigidez

En este caso para esta norma Lrfd el tipo de vehículo es el HL – 93, vemos que en los 3 casos los radios de rigidez más altos se encuentran en el espesor de 30 cm el cual resultan 97.76,106.88 y 100.52 cm y siendo sus K de 5, 3.5 y 4.9 cm respectivamente, todo esto influye por el tipo de vehículo elegido.

Tabla 39.
Radio de rigidez (NORMA LRFD)

Radio de rigidez (cm)	AASHTO LRFD		
	CASO 1	CASO2	CASO3
	72.13	78.86	74.17
	74.82	81.79	76.93
	77.47	84.70	79.66
	80.10	87.57	82.36
	82.70	90.41	85.03
	85.27	93.22	87.68
	87.81	96.00	90.29
	90.34	98.76	92.89
	92.83	101.49	95.45
	95.31	104.20	98.00
	97.76	106.88	100.52

Fuente: elaboración propia

B) Esfuerzo en esquina

Para el cálculo del esfuerzo de esquina usamos la fórmula de Pickett en donde nuestras incógnitas son la carga, espesor, radio del área y radio de rigidez, para este caso nos basamos en la norma Aashto Lrfd el cual usamos el tipo de vehículo HL-93 donde usaremos su carga de rueda designada y para el radio del área de contacto de cargas de rueda (a) para los 3 casos resultó 24.4 cabe resaltar que este (a) se obtuvo mediante un ábaco de Westergaard respecto a su carga de rueda.

Tabla 40.
Esfuerzo en esquina (NORMA LRFD)

AASHTO LRFD			
Esfuerzo en esquina (kg/cm²)	CASO 1	CASO2	CASO3
	35	38	36
	33	35	34
	31	33	32
	29	31	30
	28	29	28
	26	27	27
	25	26	25
	24	25	24
	22	23	23
	21	22	22
	20	21	21

Fuente: elaboración propia

C) Verificación de la estabilidad

Para la verificación debemos hallar el peso de la losa de concreto y el peso de los dentellones es la suma de ambos pesos, cabe resaltar que el peso de la losa será mayor al peso de los dentellones; ya que el peso de la losa influye mucho el ancho de la vía. Como se puede visualizar en la Tabla 41, el caso 2 respecto a la verificación de la estabilidad para la norma LRFD es mayor que los casos 1y3.

Tabla 41.
Verificación de la estabilidad (NORMA LRFD)

AASHTO LRFD			
Verificación de la estabilidad			
	CASO 1	CASO2	CASO3
Peso de la losa de concreto	2640	2880	2880
Peso de los Dentellones	336	364.8	345.6
Peso Total	2976	3244.8	3225.6
Perdida de carga	8.25	12	42
Longitud de filtracion	12.30	7.48	8.36
Perdida de carga	0.67	1.60	5.02

Fuente: elaboración propia

D) Subpresión

En este punto se debe tener en cuenta que la supresión se realiza en base a 4 factores que ya se mencionaron anteriormente para finalmente obtener la supresión en los 12 puntos que es largo del recorrido de todo el badén. Los puntos más altos en el caso 1 y caso 2 se dan en los puntos 2,7 y 11 en cambio para el caso 3 se da en los puntos 2,3 y 4.

Tabla 42.
Subpresión (NORMA LRFD)

AASHTO LRFD			
SUBPRESION			
PUNTO	CASO 1	CASO2	CASO3
1	0.00	0.00	0.00
2	430.15	493.90	761.91
3	228.81	290.70	551.87
4	277.80	307.81	583.83
5	213.41	234.01	302.49
6	162.41	211.12	254.45
7	361.07	407.91	444.40
8	210.06	225.03	276.36
9	204.70	212.19	236.17
10	153.69	189.30	188.13
11	352.35	386.10	378.09
12	0.00	0.00	0.00

Fuente: elaboración propia

E) Fuerzas de Subpresión

Para el caso del Aashto Lrfd debemos regirnos en el total como se muestra en la tabla 43 donde el caso 3 resulta mayor que el caso 1 y 2, quiere decir que al hacer la relación $F_s < W_e$ se dé la constancia de que cumpla o no cumpla y esto dependerá del total de las fuerzas.

Tabla 43.
Fuerzas de Subpresión (NORMA LRFD)

AASHTO LRFD			
FUERZAS DE SUBPRESION			
PUNTO	CASO 1	CASO2	CASO3
1	65.90	78.46	131.38
2	2357.85	1246.18	2481.68
3	52.35	61.90	69.89
4	165.90	174.89	205.01
5	50.60	57.54	56.62
TOTAL	2692.60	1618.97	2944.58

Fuente: elaboración propia

5.3.6 Comparación de los modelamientos STANDARD Y LRFD – Baden.

A) Radio de rigidez

Para el cálculo del radio de rigidez en base a los dos tipos de vehículos elegidos que son el HS20-44 Y HL-93, nos damos cuenta que para el Caso 1, 2 y 3 no varía su radio de rigidez.

Tabla 44.
Radio de rigidez (STANDARD - LRFD)

COMPARACIÓN DE LAS NORMAS AASHTO STANDARD / LRFD			
Radio de rigidez (cm)	CASO 1	CASO2	CASO3
	3.64%	2.85%	1.47%
	3.64%	2.85%	1.47%
	3.64%	2.85%	1.47%
	3.64%	2.85%	1.47%
	3.64%	2.85%	1.47%
	3.64%	2.85%	1.47%
	3.64%	2.85%	1.47%
	3.64%	2.85%	1.47%
	3.64%	2.85%	1.47%
	3.64%	2.85%	1.47%

Fuente: elaboración propia

B) Esfuerzos en esquina

Los esfuerzos en esquina para los 3 casos si hubo variaciones, pero fueron mínimas a pesar que el K es distinto para cada caso respecto a sus

modelamientos del Aashto Standard y Aashto Lrfd, el (a) que es el radio de contacto depende de la carga de rueda, donde para el Aashto Estándar es de 24.2 y para el Lrfd es 24.4 siendo muy similares. Solo en el Caso 1 se ve que hay una variación respecto a ambas normas utilizadas, pero en cambio en los casos 2 y 3 no varía su esfuerzo.

Tabla 45.
Esfuerzos en esquina (STANDARD - LRFD)

COMPARACIÓN DE LAS NORMAS AASHTO STANDARD / LRFD			
Esfuerzo en esquina (kg/cm²)	CASO 1	CASO2	CASO3
	3%	2%	1%
	3%	2%	1%
	3%	2%	1%
	3%	2%	1%
	3%	2%	1%
	2%	2%	1%
	2%	2%	1%
	2%	2%	1%
	2%	2%	1%
	2%	2%	1%
	2%	2%	1%

Fuente: elaboración propia

C) Verificación de la estabilidad

Para la verificación de la estabilidad, nos damos cuenta que respecto al peso total no existe ninguna variación dando un 0% en todos los casos en cambio para la longitud de filtración y pérdida de carga si existe una ligera variación de sólo 1% en los casos 2 y 3. Para la longitud de filtración en el caso 1 es de 12.24, caso 2 es 7.42 y el caso 3 es 8.3, esto sucede porque la longitud final en todo el recorrido de los casos 2 y 3 son menores al caso 1.

Tabla 46.
Verificación de la estabilidad (STANDARD-LRFD)

COMPARACIÓN DE LAS NORMAS AASHTO STANDARD / LRFD			
	CASO 1	CASO2	CASO3
Peso de la losa de concreto	0%	0%	0%
Peso de los Dentellones	3%	3%	3%
Peso Total	0%	0%	0%
Perdida de carga	0%	0%	0%
Longitud de filtracion	0%	1%	1%
Perdida de carga	0%	1%	1%

Fuente: elaboración propia

D) Subpresión

Para la Subpresión debido a las dos normas Aashto resulta que en el punto 10 existe una variación de 7% y 5% en los 3 casos luego en el punto 6 se da en esta proporción de 6%,5% y 4% pero en los puntos 1,4,5,8,9,12 no existe ninguna variación respecto a sus debidas subpresiones dando como resultado un 0%.

Tabla 47.
Subpresión (STANDARD - LRFD)

COMPARACIÓN DE LAS NORMAS AASHTO STANDARD / LRFD			
SUBPRESION	CASO 1	CASO2	CASO3
1	0%	0%	0%
2	2%	2%	1%
3	4%	3%	2%
4	0%	0%	0%
5	0%	0%	0%
6	6%	5%	4%
7	3%	3%	2%
8	0%	0%	0%
9	0%	0%	0%
10	7%	5%	5%
11	3%	3%	3%
12	0%	0%	0%

Fuente: elaboración propia

E) Fuerzas de Subpresión

Para este punto debemos tener en cuenta la verificación de $F_s < W_e$ y que, a pesar de haber realizado dos modelamientos con 2 tipos de vehículos diferentes, nos damos cuenta que en los 3 casos con la norma Aashto Standard si son estables y que en los 3 casos para la norma Aashto Lrfd también son estables, esto lo podemos visualizar en la tabla 48 en la parte del total no señala un 0% es decir no varía.

Tabla 48.
Fuerzas de Subpresión (STANDARD-LRFD)

COMPARACIÓN DE LAS NORMAS AASHTO STANDARD / LRFD			
FUERZAS DE SUBPRESION	CASO 1	CASO2	CASO3
1	3%	3%	1%
2	0%	0%	0%
3	4%	3%	3%
4	0%	0%	0%
5	4%	4%	4%
TOTAL	0%	0%	0%

Fuente: elaboración propia

5.3.7 Modelamiento AASHTO STANDARD – Pontón

Luego de haber realizado el respectivo modelamiento de cada caso en las hojas de cálculo, analizamos los resultados obtenidos en cada ítem principal del proceso de diseño estructural del Pontón, de esa manera podremos determinar si se realizó el respectivo cumplimiento de la norma de diseño, consideramos como dato importante el peso de cada eje, siendo para la carga AASHTO STANDARD el peso del eje delantero de 3.63 Ton. y de los ejes posteriores el peso de 14.51 Ton., en este vehículo de diseño el peso del tándem es 0, estos pesos corresponden al camión de diseño tipo HS 20 – 44.

A) Momento de flexión por carga

Se realizó los cálculos indicados en diseño estructural desarrollado, consideramos como valor importante al hallar el momento máximo, el cual será comparado con el valor indicado en la norma AASHTO STANDARD, en el Apéndice II – B, donde observamos que el momento máximo para una luz de 6 m es de 35.10 (T-m), comparado con lo hallando que es de 33.27 (T-m), encontrándose dentro del margen de lo permitido por la norma AASHTO STANDARD. Respecto a las reacciones máximas lo indicado en la norma es que para una luz de 6m la máxima reacción es de 27 (T) y lo hallado en es 25.70 (T), se encuentra dentro del margen permitido por la normativa. (Ver Tabla 49).

Tabla 49.
Momento de flexión por carga (NORMA STANDARD)

		STANDARD (HS 20 -44)
Momentos por Carga muerta	Carga muerta (T-m)	4.32
	Carga por Sup. Rod. (T-m)	0.00
Momento por sobrecarga en el centro de luz	Camión de diseño (T-m)	21.77
	Tándem de diseño (T-m)	0.00
	Carga de carril (T-m)	4.32
	M máx. (LL+IM) (T-m)	33.27
Momentos por Carga viva	Camión de diseño (T-m)	20.54
	Tándem de diseño (T-m)	0.00
	Carga de carril (T-m)	4.08
	M máx. (LL+IM) (T-m)	31.40
Reacciones máximas por sobrecarga provocada	Camión de diseño (T)	17.16
	Tándem de diseño (T)	0.00
	Carga de carril (T)	2.88
	R máx. (LL+IM) (T-m)	25.70

Fuente: elaboración propia

B) Determinación de ancho de franja

Se determina el valor del ancho de franja en la losa realizando ambos cálculos tanto para un carril cargado y para dos o más carriles cargados, de los cuales el ancho escogido es el menor con la finalidad de magnificar la carga viva. Siendo el valor hallado el E. (Ver Tabla 50)

Tabla 50.

Ancho de franja (NORMA STANDARD)

STANDARD (HS 20 -44)	
Determinación de ancho de franja para la carga viva	E=2.10

Fuente: elaboración propia

C) Cálculo de acero (estado límite de resistencia I)

Se realizan cálculos estructurales respecto al acero, bajo el criterio de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad. Para el cálculo del acero máximo los resultados cumplen con la normativa. (Ver Tabla 51), considerando el valor de la cuantía como constante, ya que se diseña con la misma varilla para ambas metodologías.

Tabla 51.

Cálculo de acero (NORMA STANDARD)

STANDARD (HS 20 -44)		
Cálculo de acero (estado límite de resistencia I)		
Acero máximo	$c/d = 0.15 < 0.42$	OK, CUMPLE

Fuente: elaboración propia

D) Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio

Luego de realizar los cálculos definitivos para realizar el diseño de acero bajo cargas de servicio, respecto al esfuerzo permisible en el acero de refuerzo no cumple la normativa ya que dicho valor está indicado que si el f_y es mayor o igual a 4200 kg/cm². El $f_s = 0.4 \cdot f_y$, según la normativa. (Ver tabla 52)

Tabla 52.

Esfuerzo de acero (NORMA STANDARD)

STANDARD (HS 20 -44)		
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (kg/cm ²)	$f_s = 2543.81 > 2520$	NO CUMPLE

Fuente: elaboración propia

E) Ancho efectivo de franja en los bordes de losas

Para el diseño se considera una viga borde cuyo ancho es tomado como un ancho de franja reducido. El cual según la normativa es menor a 1.8. (Ver Tabla 53).

Tabla 53.

Ancho efectivo de franja (NORMA STANDARD)

STANDARD (HS 20 -44)		
Ancho efectivo de franja en los bordes de losas	1.23 < 1.8	OK, CUMPLE

Fuente: elaboración propia

F) Momento de flexión (Franja 1m de ancho de losa)

El momento de flexión calculado se analiza considerando la línea de influencia, donde el momento por carga viva es el valor de mayor importancia ya que ahí es donde se observará la influencia de la carga vehicular de diseño en el proceso de diseño estructural del pontón. (Ver tabla 54).

Tabla 54.

Momento de flexión (NORMA STANDARD)

STANDARD (HS 20 -44)	
Momento de flexión por carga (Franja 1m de ancho de losa)	
Carga muerta (T-m)	6.17
Carga por superficie de rodadura (T-m)	0.00
Momentos por carga viva (Tn-m)	
M (LL+IM) (T-m)	15.44

Fuente: elaboración propia

G) Cálculo de acero (estado límite de resistencia I) en borde

Luego de haber realizado el cálculo para el acero en estado límite de resistencia I en borde determina que tanto para el acero máximo y mínimo se CUMPLE según la normativa de diseño. (Ver Tabla 55).

Tabla 55.
Cálculo de acero - Borde (NORMA STANDARD)

STANDARD (HS 20 -44)		
Cálculo de acero (estado límite de resistencia I) en borde		
Acero máximo	$c/d = 0.16 < 0.42$	OK, CUMPLE
Acero mínimo (cm2)	$As_{min} = 8.02 < 27.16$	OK, CUMPLE

Fuente: elaboración propia

H) Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde)

Respecto al acero bajo cargas de servicio en borde no cumple la normativa debido a que el esfuerzo permisible del acero es mayor al que indica bajo la condición de la norma que si el f_y es mayor e igual a 4200 kg/cm², el f_s mayor a $0.4 \cdot f_y$. (Ver tabla 56)

Tabla 56.
Esfuerzo de acero (NORMA STANDARD)

STANDARD (HS 20 -44)		
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde)(kg/cm ²)	$f_s = 2576.32 > 2520$	NO CUMPLE

Fuente: elaboración propia

I) Análisis por fatiga

Respecto al análisis por fatiga, independientemente al número de vías el estado límite de fatiga se considera como carga vertical un solo camión de diseño, en este caso el HS20 – 44, donde se considera punto importante la distancia entre ejes. El resultado final del análisis se observa en el cuadro, donde se analiza que dicho diseño cumple con la normativa aplicada. (Ver Tabla 57). Ya que se aplica la carga del vehículo de diseño correspondiente.

Tabla 57.
Análisis por fatiga (NORMA STANDARD)

STANDARD (HS 20 -44)	
Análisis por fatiga (T-m)	22.77

Fuente: elaboración propia

J) Combinaciones por carga y factores de carga por fatiga

Se realiza el cálculo correspondiente aplicando las ecuaciones de la norma, obteniéndose que los resultados se ajustan a lo normado. Cabe resaltar que para la sección fisurada se cumple la condición como lo indica la norma que los valores de la f tracción $\geq f$ tracción.

Tabla 58.
Combinaciones por carga y factores (NORMA STANDARD)

STANDARD (HS 20 -44)			
Combinaciones por carga y factores de carga por fatiga			
FATIGA		16.323	
FATIGA - E		7.96	
Seccion fisurada	F fat \geq f traccion	OK, CUMPLE	
f tracción		13.39	
F fat		30.17	

Fuente: elaboración propia

K) Rango límite

El rango límite determinado en el diseño, se calcula y se observa que cumple con la normativa dado que el f limite $>$ f rango, como se observa en la tabla. (Ver Tabla 59).

Tabla 59.
Rango límite (NORMA STANDARD)

STANDARD (HS 20 -44)		
Rango limite	f limite $>$ f rango	OK, CUMPLE
f limite =	1505.95	
f máx =	1236.23	
f rango =	848.81	

Fuente: elaboración propia

5.3.8 Modelamiento AASHTO LRFD – Pontón

Luego de haber realizado el respectivo modelamiento de cada caso en las hojas de cálculo, analizamos los resultados obtenidos en cada ítem principal del proceso de diseño estructural del Pontón, de esa manera podremos determinar si se realizó el respectivo cumplimiento de la norma de diseño, consideramos como dato importante el peso de cada eje, siendo para la carga AASHTO LRFD el peso del eje delantero de 3.6 Ton. y de los ejes posteriores el peso de 14.8 Ton., en este vehículo de diseño el tándem consiste en un par de ejes de carga igual a 11.2 T espaciados longitudinalmente a 1.2 m y el espaciamiento transversal será de 1.8 m, estos pesos corresponden al camión de diseño tipo HL - 93.

A) Momento de flexión por cargas

Continuando con los cálculos realizados, consideramos como valor importante al hallar el momento máximo, el cual será comparado con el valor indicado en la norma AASHTO LRFD, en el Apéndice II – B, donde observamos que el momento máximo para una luz de 6 m es de 40.89 (T-m), comparado con lo hallado que es de 40.07 (T-m), encontrándose dentro del margen de lo permitido por la norma AASHTO LRFD. Respecto a las reacciones máximas lo indicado en la norma es que para una luz de 6m la máxima reacción es de 30(T) y lo hallado en es 29.69 (T), se encuentra dentro del margen permitido por la normativa. (Ver Tabla 60)

Tabla 60.
Momentos de flexión por cargas (NORMA LRFD)

		LRFD (HL - 93)
Momentos por Carga muerta	Carga muerta (T-m)	4.32
	Carga por Sup. Rod. (T-m)	0.00
Momento por sobrecarga en el centro de luz	Camión de diseño (T-m)	22.20
	Tándem de diseño (T-m)	26.88
	Carga de carril (T-m)	4.32
	M máx. (LL+IM) (T-m)	40.07
	Camión de diseño (T-m)	20.90
Momentos por Carga viva	Tándem de diseño (T-m)	27.22
	Carga de carril (T-m)	4.28
	M máx. (LL+IM) (T-m)	40.47
	Camión de diseño (T)	17.43
Reacciones máximas por sobrecarga provocada	Tándem de diseño (T)	20.16
	Carga de carril (T)	2.88
	R máx. (LL+IM) (T-m)	29.69

Fuente: elaboración propia

B) Determinación de ancho de franja

Se determina el valor del ancho de franja en la losa realizando ambos cálculos tanto para un carril cargado y para dos o más carriles cargados, de los cuales el ancho escogido es el menor con la finalidad de magnificar la carga viva. Siendo el valor hallado el E. (Ver Tabla 61)

Tabla 61.
Ancho de franja para la carga viva (NORMA LRFD)

		LRFD (HL - 93)
Determinación de ancho de franja para la carga viva		E=2.10

Fuente: elaboración propia

C) Cálculo de acero (estado límite de resistencia I)

Se realizan cálculos estructurales respecto al acero, bajo el criterio de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad, tanto global como local, para poder resistir las combinaciones de carga. Una de las combinaciones es la resistencia I, siendo esta combinación de carga básica para el camión normal sin viento. Para el cálculo del acero máximo los resultados cumplen con la normativa. (Ver Tabla 51), considerando el

valor de la cuantía como constante, ya que se diseña con la misma varilla para ambas metodologías.

Tabla 62.
Acero máximo (resistencia I) (NORMA LRFD)

LRFD (HL - 93)		
Cálculo de acero (estado límite de resistencia I)		
Acero máximo	$c/d = 0.18 < 0.42$	OK, CUMPLE

Fuente: elaboración propia

D) Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio

Luego de realizar los cálculos definitivos para realizar el diseño de acero bajo cargas de servicio, respecto al esfuerzo permisible en el acero de refuerzo no cumple la normativa, ya que dicho valor está indicado que si el f_y es mayor o igual a 4200 kg/cm². EL $f_s = 0.4 \cdot f_y$, según la normativa. (Ver tabla 63).

Tabla 63.
Acero bajo cargas de servicio (NORMA LRFD)

LRFD (HL - 93)		
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (kg/cm ²)	$f_s = 2481 < 2520$	OK, CUMPLE

Fuente: elaboración propia

E) Ancho efectivo de franja en los bordes de losas

El ancho efectivo de una franja con o sin vida de borde puede ser tomado como la suma de la distancia entre el borde transversal del tablero y la línea central de los apoyos más la mitad del ancho de la franja como se especifica en el artículo 2.6.4.2.1.3. Considerando que el cálculo debe ser menor a 1.8. (Ver Tabla 64).

Tabla 64.
Ancho efectivo de franja (NORMA LRFD)

LRFD (HL - 93)		
Ancho efectivo de franja en los bordes de losas	$1.23 < 1.8$	OK, CUMPLE

Fuente: elaboración propia

F) Momento de flexión (Franja 1m de ancho de losa)

El momento de flexión calculado se analiza considerando la línea de influencia, donde el momento por carga viva es el valor de mayor importancia ya que ahí es donde se observará la influencia de la carga vehicular de diseño y el peso del tándem también influye en el proceso de diseño estructural del pontón. (Ver tabla 65).

Tabla 65.
Momento de flexión (NORMA LRFD)

LRFD (HL - 93)	
Momento de flexión por carga (Franja 1m de ancho de losa)	
Carga muerta (T-m)	6.17
Carga por superficie de rodadura (T-m)	0.00
Momentos por carga viva (Tn-m)	
M (LL+IM) (T-m)	18.84

Fuente: elaboración propia

G) Cálculo de acero (estado límite de resistencia I) en borde

Luego de haber realizado el cálculo para el acero en estado límite de resistencia I en borde determina que tanto para el acero máximo y mínimo se CUMPLE según la normativa de diseño. (Ver Tabla 66)

Tabla 66.
Cálculo de acero (NORMA LRFD)

LRFD (HL - 93)		
Cálculo de acero (estado límite de resistencia I) en borde		
Acero máximo	$c/d = 0.18 < 0.42$	OK, CUMPLE
Acero mínimo (cm²)	$As_{min} = 8.02 < 32.24$	OK, CUMPLE

Fuente: elaboración propia

H) Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde)

Respecto al acero bajo cargas de servicio en borde si cumple la normativa debido a que el esfuerzo permisible del acero es mayor al que indica bajo la condición de la norma que si el f_y mayor o igual a 4200 kg/cm²., el f_s mayor a $0.4 \cdot f_y$.

Tabla 67.

Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (NORMA LRFD)

LRFD (HL - 93)		
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde)(kg/cm ²)	$f_s = 2452.32 < 2520$	OK, CUMPLE

Fuente: elaboración propia

I) Análisis por fatiga

Respecto al análisis por fatiga, independientemente al número de vías el estado límite de fatiga se considera como carga vertical un solo camión de diseño, en este caso el HL - 93, donde se considera punto importante la distancia entre ejes. El resultado final del análisis se observa en el cuadro, donde se analiza que dicho diseño cumple con la normativa aplicada. (Ver Tabla 68). Ya que se aplica la carga del vehículo de diseño correspondiente.

Tabla 68.

Análisis por fatiga (NORMA LRFD)

LRFD (HL - 93)	
Análisis por fatiga (T -m)	22.20

Fuente: elaboración propia

J) Combinaciones por carga y factores de carga por fatiga

Se realiza el cálculo correspondiente aplicando las ecuaciones de la norma, obteniéndose que los resultados se ajustan a lo normado. Cabe resaltar que para la sección fisurada se cumple la condición como lo indica la norma que los valores de la f tracción $\geq f$ tracción.

Tabla 69.

Combinaciones por carga y factores (NORMA LRFD)

LRFD (HL - 93)		
Combinaciones por carga y factores de carga por fatiga		
FATIGA	16.65	
FATIGA - E	8.12	
Seccion fisurada	$F \text{ fat} \geq f \text{ traccion}$	OK, CUMPLE
f tracción	13.39	
F fat	30.57	

Fuente: elaboración propia

K) Rango límite

El rango límite determinado en el diseño, se calcula y observa que cumple con la normativa; dado que el f límite $>$ f rango, como se observa en la tabla. (Ver Tabla 70).

Tabla 70.
Rango límite (NORMA LRFD)

LRFD (HL - 93)		
Rango limite	f limite $>$ f rango	OK, CUMPLE
f limite =	1505.01	
f máx =	1266.85	
f rango =	876.59	

Fuente: elaboración propia

5.3.9 Comparación de los modelamientos STANDARD Y LRFD – Pontón.

A) Momento de flexión por carga

Para los momentos de flexión por carga analizados en los tres casos se presenta la tabla 71, para poder observar la variación de los resultados obtenidos con la metodología AASHTO y LRFD, los ítems que resultan mínimamente afectados son los momentos por sobrecarga en el centro de luz, el momento máximo por sobrecarga y las reacciones máximas por sobrecarga, (Ver Tabla 71).

Tabla 71.
Momento de flexión por carga (STANDARD – LRFD)

		LRFD (HL - 93) / STANDARD (HS 20 - 44)		
		CASO 1	CASO 2	CASO 3
Momentos por Carga muerta	Carga muerta (T-m)	MISMO %	MISMO %	MISMO %
	Carga por Sup. Rod. (T-m)	NO VARIA	NO VARIA	MISMO %
Momento por sobrecarga en el centro de luz	Camión de diseño (T-m)	1.96%	1.24%	1.96%
	Tándem de diseño (T-m)	NO VARIA	NO VARIA	NO VARIA
	Carga de carril (T-m)	MISMO %	MISMO %	MISMO %
Momentos por Carga viva	M máx. (LL+IM) (T-m)	16.97%	12.13%	15.04%
	Camión de diseño (T-m)	1.72%	1.80%	1.67%
	Tándem de diseño (T-m)	NO VARIA	NO VARIA	NO VARIA
	Carga de carril (T-m)	4.67%	1.74%	5.78%
Reacciones máximas por sobrecarga provocada	M máx. (LL+IM) (T-m)	22.41%	17.94%	21.94%
	Camión de diseño (T)	1.55%	1.66%	1.53%
	Tándem de diseño (T)	NO VARIA	NO VARIA	NO VARIA
	Carga de carril (T)	MISMO %	MISMO %	MISMO %
	R máx. (LL+IM) (T-m)	13.44%	1.42%	20.47%

Fuente: elaboración propia

Tanto el momento por carga muerta no varían. Se determina que ambas metodologías cumplen con la normativa.

B) Determinación de ancho de franja

Para poder determinar el ancho de franja donde se realizará el análisis, se observa que para los tres casos no varía el ancho escogido. (Ver Tabla 72). Según lo indicado en la norma se utiliza el de menor valor. Con la finalidad de magnificar la carga viva.

Tabla 72.
Ancho de franja (STANDARD – LRFD)

	LRFD (HL - 93) / STANDARD (HS 20 -44)		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Determinación de ancho de franja para la carga viva	NO VARIA	NO VARIA	NO VARIA

Fuente: elaboración propia

C) Cálculo de acero (estado límite de resistencia I)

Para el cálculo del acero en los 3 casos analizados con ambas metodologías, la diferencia es relativamente pequeña, pero diferentes, debido a que cada obra de arte es de diferentes dimensiones. Observando que en el caso dos la diferencia es del 8.33% entre lo utilizado en la metodología LRFD y la metodología STANDARD siendo la menor diferencia. (Ver tabla 73).

Tabla 73.
Cálculo de acero (resistencia I) (STANDARD – LRFD)

	LRFD (HL - 93) / STANDARD (HS 20 -44)		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Cálculo de acero (estado limite de resistencia I)			
Acero máximo	16.67%	8.33%	13.64%

Fuente: elaboración propia

D) Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio

Respecto a los esfuerzos de acero bajo cargas de servicio obtenidos la diferencia es variable en cada caso, pero igual son pequeños y se observa que el primer caso es el de menor valor de diferencia entre sus resultados, considerando que en los tres casos se cumple la normativa. (Ver Tabla 74).

Tabla 74.
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (STANDARD – LRFD)

	LRFD (HL - 93) / STANDARD (HS 20 -44)		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (kg/cm²)	2.53%	6.51%	9.03%

Fuente: elaboración propia

E) Ancho efectivo de franja en los bordes de losas

Para el análisis del ancho efectivo de franja en los bordes se observa que los resultados no sufren ninguna variación, lo que indica y es dable que las dimensiones no cambian en cada estructura analizada y ahí no afecta en nada la carga vehicular de diseño. (Ver Tabla 75)

Tabla 75.
Ancho efectivo de franja (STANDARD – LRFD)

	LRFD (HL - 93) / STANDARD (HS 20 -44)		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Ancho efectivo de franja en los bordes de losas	NO VARIA	NO VARIA	NO VARIA

Fuente: elaboración propia

F) Momento de flexión (Franja 1m de ancho de losa)

Para los momentos de flexión obtenidos en los tres casos, solo el momento máximo por carga viva varía siendo el porcentaje promedio de diferencia de 15.69% entre ambas metodologías utilizadas. Los porcentajes de diferencia se observan en la tabla 76. (Ver Tabla 76).

Tabla 76.
Momento de flexión (Franja 1m) (STANDARD – LRFD)

	LRFD (HL - 93) / STANDARD (HS 20 -44)		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Momento de flexión por carga (Franja 1m de ancho de losa)			
Carga muerta (T-m)	NO VARIA	NO VARIA	NO VARIA
Carga por superficie de rodadura (T-m)	NO VARIA	NO VARIA	NO VARIA
Momentos por carga viva (Tn-m)			
M (LL+IM) (T-m)	18.05%	13.18%	15.84%

Fuente: elaboración propia

G) Cálculo de acero (estado límite de resistencia I) en borde

Para los resultados obtenidos en el cálculo de acero de cada caso se observa que tanto para el acero máximo la menor diferencia entre ambas metodologías se observa en el caso uno siendo un 11.11% y respecto al acero mínimo se da en el caso tres que la diferencia es de 15.31% entre la metodología LRFD y la metodología STANDARD. (Ver tabla 77).

Tabla 77.
Cálculo de acero (resistencia I) (STANDARD – LRFD)

	LRFD (HL - 93) / STANDARD (HS 20 -44)		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Cálculo de acero (estado límite de resistencia I) en borde			
Acero máximo	11.11%	20.22%	15.63%
Acero mínimo (cm2)	15.76%	19.74%	15.31%

Fuente: elaboración propia

H) Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde)

Respecto al esfuerzo de acero bajo cargas de servicio en el borde se observa que en los tres casos la diferencia es mínima entre un 2 al 5 %, siendo el caso dos la menor diferencia del 2.82% entre la metodología LRFD y la metodología STANDARD. (Ver Tabla 78).

Tabla 78.
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde) (STANDARD – LRFD)

	LRFD (HL - 93) / STANDARD (HS 20 -44)		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde)(kg/cm2)	5.06%	2.82%	4.68%

Fuente: elaboración propia

I) Análisis por fatiga

Para los resultados obtenidos según los análisis por fatiga en cada caso, independientemente al número de vías se considera como carga vertical un solo camión de diseño, que para cada caso es distinto, para el LRFD será el vehículo de diseño HL 93 y para el STANDARD el vehículo de diseño HS 20 – 44; dichos vehículos son colocados en dirección longitudinal y transversal produciendo así los efectos máximos y mínimos para el pontón en este caso. Como se observa la diferencia es mínima en los resultados obtenidos ya que solo los pesos de los ejes posteriores se diferencian en una cantidad mínima. En el caso tres se da la menor diferencia entre ambos diseños. (Ver tabla 79).

Tabla 79.

Análisis por fatiga (STANDARD – LRFD)

	LRFD (HL - 93) / STANDARD (HS 20 -44)		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Análisis por fatiga (T -m)	2.57%	2.57%	1.95%

Fuente: elaboración propia

J) Combinaciones por carga y factores de carga por fatiga

Para las combinaciones de carga y factores de carga por fatiga la diferencia de los resultados es mínima, siendo el caso dos de menor diferencia. (Ver tabla 80). Sobre todo, que lo indicado en la norma es que el Ffact mayor o igual a f tracción y para los tres casos dicha condición cumple.

Tabla 80.

Combinaciones por carga y factores de carga (STANDARD – LRFD)

	LRFD (HL - 93) / STANDARD (HS 20 -44)		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Combinaciones por carga y factores de carga por fatiga			
FATIGA	1.96%	1.73%	1.96%
FATIGA - E	1.97%	1.74%	2.02%
Seccion fisurada			
f tracción	NO VARIA	NO VARIA	NO VARIA
F fat	1.31%	0.79%	1.29%

Fuente: elaboración propia

K) Rango límite

Para el rango límite en los tres casos la diferencia de los resultados es pequeña como se observa en la tabla, tanto para el estado límite, el estado máximo y el rango de esfuerzos, siendo el caso uno donde los resultados son los menores. Se corroboró que en cada caso como indica la norma el $f_{\text{limite}} > f_{\text{rango}}$, se da cumplimiento a lo indicado.

Tabla 81.
Rango límite (STANDARD – LRFD)

	LRFD (HL - 93) / STANDARD (HS 20 -44)		
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Rango limite			
f limite =	0.06%	5.23%	0.10%
f máx =	2.42%	1.99%	2.64%
f rango =	3.17%	3.07%	3.41%

Fuente: elaboración propia

5.4 Análisis de Resultados

5.4.1 AASHTO STANDARD para alcantarillas, badén y pontón

De los resultados presentados en 5.3 para el Caso 1 aplicando la norma AASHTO STANDARD para un vehículo cuyas características son HS 20-44 en las obras de arte de alcantarillas, badén y pontón para caminos de bajo volumen podemos resumir en la tabla 82, en términos generales se cumple con la normatividad.

Tabla 82.
Resultados respecto a la carga AASHTO STANDARD

Alcantarillas	Cumple	Baden	Cumple	Pontón	Cumple
Cargas últimas sobre los elementos	✓	Radio de rigidez	✓	Momento de flexión por carga	✓
Momentos de empotramiento	✓	Esfuerzo en esquina	✓	Determinación de ancho franja	✓
Momentos finales	✓	Verificación de estabilidad	✓	Cálculo de acero	✓
Cortantes en la estructura	✓	Subpresión	✓	Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio	✗
Revisión por cortante en muros	✓	Fuerzas de Subpresión	✓	Ancho efectivo de franja en los bordes de losas	✓
Capacidad del suelo	✓			Momento de flexión (Franja 1m de ancho de losa)	✓
				Cálculo de acero (estado límite de resistencia I) en borde	✓
				Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde)	✗
				Análisis por fatiga	✓
				Combinaciones por carga y factores de carga por fatiga	✓
				Rango límite	✓

Fuente: elaboración propia

En cuanto al cálculo de acero de borde se puede observar que no cumple porque las cuantías de acero de acuerdo a los módulos de elasticidad salen mayores que la cuantía de acero por los momentos. Igual sucede con las cuantías de acero para la viga de borde. De lo contrario sucede para los Casos 2 y 3 donde cumple tanto en el esfuerzo de acero bajo cargas de servicio y esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde).

Si mantenemos la cuantía de acero de acuerdo a los módulos cumple con la norma LRFD, pero no con la norma AASHTO STANDARD.

5.4.2 AASHTO LRFD para alcantarillas, badén y pontón

De los resultados presentados en 5.3 aplicando la norma AASHTO LRFD para un vehículo cuyas características son las del HL -93 en las obras de arte de alcantarillas, badén y pontón para caminos de bajo volumen podemos resumir en la tabla 83, que en términos generales se cumple con la normatividad.

Tabla 83.
Resultados respecto a la carga AASHTO LRFD

Alcantarillas	Cumple	Baden	Cumple	Pontón	Cumple
Cargas últimas sobre los elementos	✓	Radio de rigidez	✓	Momento de flexión por carga	✓
Momentos de empotramiento	✓	Esfuerzo en esquina	✓	Determinación de ancho franja	✓
Momentos finales	✓	Verificación de estabilidad	✓	Cálculo de acero	✓
Cortantes en la estructura	✓	Subpresión	✓	Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio	✓
Revisión por cortante en muros	✓	Fuerzas de Subpresión	✓	Ancho efectivo de franja en los bordes de losas	✓
Capacidad del suelo	✓			Momento de flexión (Franja 1m de ancho de losa)	✓
				Cálculo de acero (estado límite de resistencia I) en borde	✓
				Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde)	✓
				Análisis por fatiga	✓
				Combinaciones por carga y factores de carga por fatiga	✓
				Rango límite	✓

Fuente: elaboración propia

En cuanto a los modelamientos realizados para cada obra de arte siguiendo la metodología AASHTO LRFD, se determina que analizando cada ítem cumplen con la normatividad. Es decir que con la normativa AASHTO LRFD no han surgido imprevistos en su modelamiento estructural y todas las once especificaciones que hemos considerado para su modelamiento cumplen para un diseño óptimo.

5.4.3 Cuadro comparativo para alcantarillas, badén y pontón

De los resultados presentados en ambas metodologías, desarrolladas se analiza las tablas 82 y 83 y se muestra en la tabla 84 un resumen general de lo determinado siguiendo cada diseño estructural de las obras de arte que fueron estudiadas. Se tendrá en cuenta como idea central es que se utilizó un vehículo de diseño para cada metodología, donde se observó que la diferencia en cada resultado es pequeña.

Tabla 84.
Resultados de la comparación entre STANDARD - LRFD

Alcantarillas	STANDARD	LRFD	Baden	STANDARD	LRFD	Pontón	STANDARD	LRFD
Cargas últimas sobre los elementos	✓	✓	Radio de rigidez	✓	✓	Momento de flexión por carga	✓	✓
Momentos de empotramiento	✓	✓	Esfuerzo en esquina	✓	✓	Determinación de ancho franja	✓	✓
Momentos finales	✓	✓	Verificación de estabilidad	✓	✓	Cálculo de acero	✓	✓
Cortantes en la estructura	✓	✓	Subpresión	✓	✓	Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio	✗	✓
Revisión por cortante en muros	✓	✓	Fuerzas de Subpresión	✓	✓	Ancho efectivo de franja en los bordes de losas	✓	✓
Capacidad del suelo	✓	✓				Momento de flexión (Franja 1m de ancho de losa)	✓	✓
						Cálculo de acero (estado límite de resistencia I) en borde	✓	✓
						Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde)	✗	✓
						Análisis por fatiga	✓	✓
						Combinaciones por carga y factores de carga por fatiga	✓	✓
						Rango límite	✓	✓

Fuente: elaboración propia

Es decir que al momento de haber realizado el modelamiento estructural en ambas normas, podemos resaltar que la Norma AASHTO LRFD es la más óptima al momento de diseñar una obra de arte es decir alcantarillas, badenes y pontones, en la Tabla 84 para AASHTO LRFD podemos visualizar que en las tres obras de arte cumplen con los requerimientos de la norma basándonos en lo que nos pide para un buen diseño estructural, caso contrario sucede para la norma AASHTO STANDARD el cual queda como la siguiente opción a considerar para un buen diseño de obra de arte al no cumplir con todas las especificaciones requeridas.

5.5 Contrastación de Hipótesis

Hipótesis específica 1

H1- 1: El Modelamiento AASHTO STANDARD HS 20-44 de alcantarillas, badén y pontón., si cumple la norma.

H0-1: El Modelamiento AASHTO STANDARD HS 20-44 de alcantarillas, badén y pontón., no cumple la norma.

- Del análisis comparativo del modelamiento Aashto standard HS 20 – 44 se observa que en el diseño de alcantarillas cumple con la norma.
- La cortante por la revisión en muros en el caso 2 es de 13824.77 y en el caso 3 es de 11972.60 y ambos casos cumplen la norma en la losa superior e inferior.
- Forero Gómez, Prieto Suárez, & Puerto Gil, (2012) aplicó el modelamiento Aashto estándar HS 20 -44 en Colombia y se encontraba dentro de la norma.
- Ramírez Heredia, (2008) aplicó el modelamiento AASHTO STANDARD HS -15 -44 (C3) en Colombia y cumplió con la norma.
- Flores Arévalo, (2020) desarrolló el modelamiento de AASHTO STANDARD HS 20-44 y cumplía con la norma.
- Por lo tanto, se valida la hipótesis específica H1-1 y se descarta la hipótesis nula H0-1.

Hipótesis 2

H2 -1: Modelamiento AASHTO LRFD de alcantarillas, badén y pontón., si cumple la norma.

H0-2: Modelamiento AASHTO LRFD de alcantarillas, badén y pontón., no cumple la norma.

- Del análisis comparativo del modelamiento AASHTO LRFD HL-93 se observa que en el diseño de badenes cumple con la norma.
- Para la verificación del $F_s < W_e$ resultaron de esta forma $2692.60 < 2976.00$, $1618.97 < 3244.80$ y $2944.58 < 3225.60$ siendo estables en los 3 casos respectivamente.
- Delgado Castro, Rodríguez Rivas, & Verá Ávila, (2018) aplicó el modelamiento HL-93 en Ecuador y se encontraba dentro de la norma.
- Chamba Dejo, (2017) aplicó el modelamiento Aashto Lrfd HL-93 en Cajamarca-Perú y cumplió con la norma.

- Porras García, (2021) aplicó el modelamiento HL-93 en Perené – Perú y cumplía con la norma.
- Por lo tanto, se valida la hipótesis específica H2-1 y se descarta la hipótesis nula H0-2.

Hipótesis 3

H3-1: El modelamiento AASHTO STANDARD y LRFD cumple con la normativa y la realidad.

H0-3: El modelamiento AASHTO STANDARD y LRFD no cumple con la normativa y la realidad.

- Ochoa Espinoza, (2008) realizó el modelamiento con las normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD, encontrando inconsistencias en la norma AASHTO STANDARD.
- Santiago Gómez, (2015) realizó el modelamiento con las normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD, señala que los ingenieros podrían optar entre las dos normas para guiarse a la hora del modelamiento.
- Por lo tanto, se valida la hipótesis H3-1 y se descarta la hipótesis nula H0-3.

Hipótesis General

Analizando y comparando las normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD se determinó mediante la hipótesis alterna (H1, H2 y H3) que el modelo de carga aplicado en el modelamiento de las estructuras de obras de arte cumple con la normativa para la conservación de las carreteras de bajo volumen de tránsito por lo tanto la hipótesis general se cumple.

CONCLUSIONES

1. El modelo de carga AASHTO STANDARD utilizado en los modelamientos para carreteras de bajo volumen de tránsito en alcantarillas y badenes cumplen con la normativa en todos sus parámetros de diseño estructural, caso contrario sucede en el modelamiento para pontones donde no cumple con algunos parámetros de diseño estructural, siendo estos el esfuerzo de acero bajo cargas de servicio en losa y viga de borde ya que en ambos casos las cuantías de acero de acuerdo a los módulos de elasticidad resultan mayores que las cuantías de acero de acuerdo a los momentos, lo cual se evidencia en la tabla 82.
2. El modelo de carga AASHTO LRFD utilizado en los modelamientos para carreteras de bajo volumen de tránsito en alcantarillas cumple con la normativa de diseño tanto llena y vacía debido a que la cortante que absorbe el concreto $>$ cortante en la estructura y a los factores de seguridad ($F_s > 1.5$) el cual se encuentran en un rango de 3.56 al 5.22, cómo se verifican en la tabla 25, 26 y 27; para los badenes cumplen con la normativa de diseño debido al parámetro donde la fuerza total de Subpresión es menor que el peso total resultando un óptimo diseño estructural en todos los casos analizados y en pontones cumplen con la normativa diseño debido que el valor importante es el momento máximo para nuestro caso resulta 40.07 Tn-m y según lo investigado se encuentra dentro del margen permitido por la normativa en el Apéndice II-B del libro Puentes con AASHTO LRFD.
3. Los modelos de carga AASHTO LRFD y AASHTO STANDARD cumplen con la normativa de diseño estructural para alcantarillas, badenes y pontones; en la Tabla 84 podemos visualizar que para la norma AASHTO LRFD cumple en todos sus parámetros de diseño en tanto AASHTO STANDARD no cumple con algunos parámetros de diseño para el pontón, por ello no podemos descartarla sino queda como la siguiente opción a considerar para un diseño estructural debido a que la diferencia en ambos resultados es mínima.
4. Los modelos de carga que se aplica para los modelamientos estructurales en alcantarillas, badenes y pontones cumplen con la normativa para la conservación de las carreteras de bajo volumen de tránsito y se encuentran en un margen de 0.5% y

3% de diferencia entre los modelos LRFD Y STANDARD, para alcantarillas, badenes y pontones se evidencian desde las tablas 28 al 33, 44 al 48 y 71 al 81 respectivamente.

RECOMENDACIONES

1. Sugerir a futuras investigaciones aplicar un tercer tipo de vehículo de diseño como el HS 15-44 y observar los resultados entre los tres tipos de vehículos y así poder determinar cuál sería el más óptimo entre los tres vehículos de diseño que nos dé la certeza que se llevará a cabo la conservación de la carretera de bajo volumen y sobre todo que la estructura cumpla con su ciclo de vida.
2. Se recomienda que se continúe la investigación hacia la norma AASHTO STANDARD ya que considera cuatro tipos de vehículos de diseño a comparación de la LRFD y por qué no aprovechar esa gama de variedad de vehículos de diseño para poder aplicarlas en diversos modelamientos estructurales, así tendríamos varias opciones de modelos de carga vehicular y también la certeza de un buen diseño estructural.
3. Se recomendaría a los futuros investigadores que sugieran realizar nuevos modelamientos estructurales tomando en cuenta los diferentes tipos de vehículos de diseño que existen en cada modelo de carga estudiadas en esta investigación, sin dejar de lado el estudio de tráfico actual así mismo revisar de manera completa la geometría de las carreteras de bajo volumen de tránsito, a fin de tener diferentes alternativas de modelamiento estructural.
4. Se recomienda utilizar otros recursos para la realización del modelamiento estructural, como programas: CSIBRIDGE, SAP2000, ETABS, SewerCAD. Para así continuar con el estudio y motivar a que los ingenieros civiles busquen actualizarse y aplicar sus nuevos conocimientos con el fin de lograr que se mejoren los diseños de las obras de arte.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (ERA), A. d. (2011). *Manual para Carreteras de Bajo Volumen*. Etiopía.
- AASHTO STANDARD, *Standard Specifications for Highway Bridges* (Vol. 17th Edition). (2002). Washington - USA.
- AASHTO LRFD Bridge Design specifications, 5th Edition. (2010). Washington - USA.
- Aroni Espinoza, V. L. (2020). "*Diseño de la carretera Buenos Aires-Unión Quilagan-Succha Alta-La Palma, distrito de Querocotillo, provincia de Cutervo, departamento de Cajamarca, 2018*". Chiclayo.
- Botero Pardo, J. A., Hernández García, L. C., Murillo Ospina, I. A., & Sandino Bonilla, E. (2018). "*Obras de Arte para vías en concreto reflectivo*". Cartagena - Colombia.
- Caballero Huamán, C. J., & Cencia Mayhua, J. P. (2018). *Modelamiento hidrológico de Obras de Arte, en la carretera HV-107; tramo EMP - 26B KM 0+000 al KM 12 +150, provincia de Angaraes- Huancavelica*. Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica.
- Camacho Vallejo, L. E., & Fernández Echeverry, O. I. (2018). "*Evaluación del estado del arte de la infraestructura hidráulica (pasos de agua y obras de arte) y taludes de la red vial secundaria del tramo Motel As de Amor vía Armenia Mundo Nuevo y el acceso edificio de Bellas Artes (UTP), municipio de Pereira*". Pereira - Colombia.
- Castillo Altamirano, E. (2017). *Evaluación hidrológica e hidráulica de los drenajes transversales en la carretera Cocahuayco - Cocachimba - Bongará - Amazonas*. Universidad Nacional de Cajamarca, Jaén - Cajamarca - Perú.
- Céspedes Abanto, J. (2001). *CARRETERAS Diseño moderno*. Cajamarca, Perú.
- Chamba Dejo, L. (2017). *Elaboración del expediente técnico del puente carrozable en el río Yanumayo, distrito de Ninabamba-provincia de Santa Cruz- departamento de Cajamarca, 2017*. Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo.
- Delgado Castro, C. G., Rodríguez Rivas, R. A., & Verá Ávila, W. A. (2018). "*Propuesta de puente aplicando el método de diseño AASHTO LRFD para la ciudad de Manta*". Manta - Ecuador. (2017). *DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA Y*

SUBESTRUCTURA DEL PUENTE LA VAINILLA POR EL MÉTODO AASHTO LRFD 2010 CON LAS CARGAS HS20- 44 + 25%. Managua - Nicaragua.

Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. (2015). Resumen ejecutivo de la actualización del inventario de carácter básico de la red vial departamental o regional. Resumen ejecutivo, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Lima. Obtenido de <https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/documentos/Resumen%20Ejecutivo%20Inventario%20Basico%20Red%20Vial%20Departamental.pdf>

Flores Arévalo, R. R. (2020). *Procedimiento de Evaluación de Operatividad para puentes incorporando el modelamiento Numérico por medio de Prueba de Carga Estática y Dinámica*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

Forero Gómez, J. E., Prieto Suárez, N. A., & Puerto Gil, S. I. (2012). “*Comparación de modelos de cartillas de puentes y pontones en concreto reforzado*”. Tunja - Colombia.

Girón Albarracín, O. A. (2012). *Revisión del Camión C40-95 como representante de la carga móvil en la actualidad colombiana*. Bogotá, Colombia.

Gómez Pachon, L. F., Romero Vanegas, A. J., & Ronchaquira Sabogal, Y. (2017). “*Propuesta de diseño de un sistema de drenaje vial para el tramo de carretera terciaria San Joaquín - Alto del tigre en el municipio de La Mesa, Cundinamarca*”. Bogotá - Colombia.

Hidalgo Negrete, R. D. (2017). *Aplicación de métodos teóricos de análisis de capacidad de carga propuestos en "The manual for Bridge evaluation (AASHTO) para puentes existentes, aplicado en la superestructura metálica tipo pórtico del puente Lita*. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

Keller, G., & Sherar, J. (2008). *Ingeniería de Caminos Rurales*. Mexico: US Agency for International Development (USAID). Obtenido de <https://www.yumpu.com/es/document/read/35754535/libro-ingenieria-de-caminos-rurales-mopt>

Lenz Sartorti, A., & Tadeu Mascia, N. (2011). *Identificación y análisis de patologías en puentes de carreteras urbanas y rurales*. Campinas- Brasil.

- Londoño, C. (13 de 05 de 2022). MIDAS. Obtenido de Midasoft: <https://www.midasoft.com/latinoamerica/learning/hub/codigos-dise%C3%B1o-estructural-puentes>
- Magán Uchuya, C. E. (2019). "Diseño de pontón peatonal empleando el método LRFD para mejoramiento de transitabilidad vehicular y peatonal, distrito de Andahuaylas-Apurímac". Lima-Perú.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2011). *Manual de Carreteras: hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima.
- Ministerio Obras Publicas y Comunicaciones. (2019). *Manual de Carreteras del Paraguay*. Paraguay.
- Municipalidad Distrital de Cerro Azul. (2019). *Memoria de Cálculo estructural del puente tipo losa*. Lima.
- Navarro Freyre, P. (2017). *Diseño geométrico y drenaje del camino vecinal división carretera Arq. Fernando Belaunde Terry km 656+000 al km 18+160 Sauce, provincia y región San Martín*. Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, Tarapoto.
- Navarro Freyre, P. (2017). *Diseño geométrico y drenaje del camino vecinal división carretera Arq. Fernando Belaunde Terry km 656+000 al km 18+160 Sauce, provincia y región San Martín*. Tarapoto - Perú.
- Ochoa Espinoza, C. A. (2008). "Diseño de superestructuras de puentes de hormigón armado comparación entre diseño según norma Aashto Standard (Método Asd) y norma Aashto Lrfd ". Valdivia - Chile.
- Portocarrero Briceño, F. (2021). *Evaluación técnica del sistema de drenaje en la carretera Luya Ocumal, tramo Huaylla Belen*. Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas.
- Porras García, J. C. (2021). *Mejoramiento del servicio de transitabilidad vial sobre el río Oso en el Anexo Valle de los Andes del Distrito de Perene*. Huancayo.
- Ramírez Heredia, J. A. (2008). "Revisión de obras de drenaje de la carretera tarecuato-los Hucuares del kilómetro 5+172 al 6+660". Uruapan, Michoacán.

- Rodríguez Serquén, A. (2020). *PUENTES Con AASHTO LRFD 2017* (8th ed.). Lima, Perú.
- S.A., C. A. (2013). "*Mantenimiento periódico de la carretera Emp.Pe-1N (Piura) Santa Ana-Tambo grande*". Piura.
- Santiago Gómez, E. V. (2015). "*Análisis y diseño de la superestructura de un puente viga-losa de concreto armado de 20 metros de longitud, según normas de Aashto Standard y Aashto Lrfd, mediante la aplicación de recursos informáticos*". Guatemala.
- Zapata Rojas, A. I. (2019). *Estudio definitivo de la carretera Virgen del Carmen - Hualtaca Santa Rosa - Hualtaca Chico - Hualtaca Corazón de Jesús- Calera Santa Rosa - Calera Santa Isabel, distrito de Olmos, provincia y departamento de Lambayeque*. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Lambayeque - Perú.

ANEXOS

Anexo 1: Matriz de consistencia

Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Variable	Dimensiones	Indicadores	Metodología
¿Cuál es el modelo de carga que se aplica para modelar las estructuras de obras de arte que cumpla con la normativa para la conservación de las carreteras de bajo volumen de tránsito?	Establecer el modelo de carga que se aplica para modelar las estructuras de obras de arte que cumpla con la normativa para la conservación de las carreteras de bajo volumen de tránsito	El modelo de carga que se aplica en el modelamiento de las estructuras de obras de arte cumple con la normativa para la conservación de las carreteras de bajo volumen de tránsito	V.I: Modelo de carga	Cargas AASHTO STANDARD	H 15 – 44 H 20 – 44 HS 15 – 44 HS 20 – 44	<u>METODO DE INVESTIGACION:</u> Método: Deductivo Orientación: Aplicada Enfoque: Cuantitativo Recolección de datos: Retrolectiva
				Cargas AASHTO LRFD	HL 93	<u>TIPO DE INVESTIGACIÓN:</u> Descriptivo
Problemas Específicos	Objetivo Específicos	Hipótesis Específicos		Dimensiones	Indicadores	
1. ¿En qué medida se aplica el modelo de carga AASHTO STANDARD para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito que cumpla con la normativa?	1. Determinar el modelo de carga AASHTO STANDARD para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito que cumpla con la normativa.	1. El modelo de carga AASHTO STANDARD cumple con la normativa para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito.		Alcantarillas	Pendiente Tipo	<u>NIVEL DE INVESTIGACIÓN:</u> Descriptivo - Explicativo <u>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN:</u> No experimental, transversal, retrospectivo. <u>POBLACIÓN:</u> Obras de arte <u>ESTUDIO DEL DISEÑO:</u>

<p>2. ¿En qué medida se aplica el modelo de carga AASHTO LRFD para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito que cumpla con la normativa?</p>	<p>2. Determinar el modelo de carga AASHTO LRFD para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito que cumpla con la normativa.</p>	<p>2. El modelo de carga AASHTO LRFD cumple con la normativa para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito.</p>	<p>V.D: Obras de arte</p>	<p>Badenes</p>	<p>Pendiente longitudinal <hr/>Pendiente transversal <hr/>Borde libre</p>	<p>Estudio de casos y controles <u>MUESTRA</u> Obras de arte: Alcantarillas Badenes Pontones <u>TÉCNICA:</u> Expedientes técnicos de las obras de arte</p>
<p>3. ¿Cuál es el cumplimiento de la normativa entre los modelos de carga AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito?</p>	<p>3. Determinar el cumplimiento de la normativa entre los modelos de carga AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito.</p>	<p>3. Los modelos de carga AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD cumplen con la normativa para diseñar alcantarillas, badenes y pontones en carreteras de bajo volumen de tránsito.</p>	<p>Pontones</p>	<p>Luz</p>	<p><u>INSTRUMENTOS:</u> Norma AASHTO Norma AASHTO LRFD Manual de carreteras: HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE Manual de Carreteras del Paraguay <u>ESTADÍSTICA:</u> Descriptiva</p>	

Fuente: Elaboración propia

Anexo 2: Operacionalización de variables

Variable Independiente	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Índices	Unidad de medida	Instrumentos	Herramientas
Modelo de carga	Carga viva vehicular en las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designado el HL93, consistirá en una combinación de: Camión de diseño o Tándem de diseño Carga de carril de diseño. (Manual de AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS)	Se define tres tipos de cargas: Carga de camión, Carga de Faja y Carga de Tándem. La carga vehicular total a utilizar es designada "Carga HL-93". Esta carga será la mayor solicitud proveniente de las combinaciones: Carga de camión + Carga de Faja Carga de Tándem +Carga de Faja.	Cargas	H 15 – 44	Tonelada	(t)	Artículos, tesis nacionales e internacionales, expedientes técnicos	MC-07-11 Hidrología, Hidráulica y Drenaje
			AASHTO	H 20 – 44	Tonelada	(t)		MC-04-16 Manual de Puentes 2018
			STANDAR	HS 15 – 44	Tonelada	(t)		
				HS 20 – 44	Tonelada	(t)		
			Cargas	HL93	Tonelada	(t)		Norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges
			AASHTO LRFD					Norma AASHTO LRFD
								Manual de diseño para carreteras de bajo volumen - Parte E
								Manual de Carreteras del Paraguay / Diseño de Drenaje de Carreteras /Volumen 4 / Diseño de Drenaje Vial y Alcantarillas

Variable Dependiente			Pendiente	Porcentual	(%)
Obras de arte	Son estructuras que cumplen un papel determinante en la fluidez del tránsito en una carretera, como el caso de los puentes, pontones, muros de sostenimiento, badenes, etc., y la información requerida pasa por conocer el estado de conservación (grado de deterioro), número de ellos, ubicación y también del material que están estructurados; así como las necesarias a construir.MEF (2011)	Alcantarillas	Tipo	Adimensional	Adimensional
			Pendiente longitudinal	Porcentual	(%)
		Badén	Pendiente transversal	Porcentual	(%)
			Borde libre	Metros	(m)
		Pontón	Luz	Metros	(m)

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3: Cuadro comparativo C. AASHTO STANDARD y LRFD – EXPEDIENTE 2

Alcantarilla Tipo Cajón																								
CARGAS AASHTO	Cargas últimas sobre los elementos		Momentos de empotramiento		Distribución por el método de Cross (Momentos finales)			Cortantes en la estructura		Revisión por cortante en muros		Capacidad del suelo												
	STANDARD(HS-20-44)	LRFD (HL-93)	STANDARD(HS-20-44)	LRFD (HL-93)	STANDARD(HS-20-44)	LRFD (HL-93)	STANDARD(HS-20-44)	LRFD (HL-93)	STANDARD(HS-20-44)	LRFD (HL-93)	STANDARD(HS-20-44)	LRFD (HL-93)												
Análisis en situación de estructura llena	3269.02	kg/m ²	3293.46	kg/m ²	3337.12	kg.m	3362.07	kg.m	MA=MB	1978.24	MA=MB	1995.03	5720.78	kg	5763.55	kg	13824.77	kg	13824.77	kg	6629.02	kg/m ²	6653.46	kg/m ²
	6629.02	kg/m ²	6653.46	kg/m ²	6767.12	kg.m	6792.07	kg.m	MC=MD	4979.94	MC=MD	4996.73	11600.78	kg	11643.55	kg								
	-6629.02	kg/m ²	-6653.46	kg/m ²	630.80	kg.m	633.30	kg.m																
	746.57	kg/m ²	754.08	kg/m ²	821.77	kg.m	824.27	kg.m					1796.91	kg	1804.42	kg								
	3611.14	kg/m ²	3618.65	kg/m ²									2560.80	kg	2568.31	kg								
													296.06	kg	303.57	kg								
													4061.65	kg	4069.16	kg								
													1668.56	kg	1681.04	kg								
													3383.56	kg	3396.04	kg								
													4342.08	kg	4356.00	kg								
Análisis en situación de estructura Vacía	3269.02	kg/m ²	3293.46	kg/m ²	3337.12	kg.m	3362.07	kg.m	MA=MB	2190.84	MA=MB	2207.63	5720.78	kg	5763.55	kg	13824.77	kg	13824.77	kg	4829.02	kg/m ²	4853.46	kg/m ²
	4829.02	kg/m ²	4853.46	kg/m ²	4929.62	kg.m	4954.57	kg.m	MC=MD	3598.02	MC=MD	3614.80	8450.78	kg	8493.55	kg								
	-4829.02	kg/m ²	-4853.46	kg/m ²	630.80	kg.m	633.30	kg.m																
	746.57	kg/m ²	754.08	kg/m ²	821.77	kg.m	824.27	kg.m					1796.91	kg	1804.42	kg								
	3611.14	kg/m ²	3618.65	kg/m ²									2560.80	kg	2568.31	kg								
													1093.33	kg	1100.83	kg								
													3264.39	kg	3271.89	kg								
													1668.56	kg	1681.04	kg								
													2464.81	kg	2477.29	kg								
													4342.08	kg	4356.00	kg								

Fuente: Elaboración propia

Anexo 4: Cuadro comparativo C. AASHTO STANDARD y LRFD – EXPEDIENTE 3

Alcantarilla Tipo Cajón																						
CARGAS AASHTO	Cargas últimas sobre los elementos		Momentos de empotramiento		Distribución por el método de Cross (Momentos finales)				Cortantes en la estructura		Revisión por cortante en muros		Capacidad del suelo									
	STANDARD(HS-20-44)	LRFD(HL-93)	STANDARD(HS-20-44)	LRFD(HL-93)	STANDARD(HS-20-44)	LRFD(HL-93)	STANDARD(HS-20-44)	LRFD(HL-93)	STANDARD(HS-20-44)	LRFD(HL-93)	STANDARD(HS-20-44)	LRFD(HL-93)	STANDARD(HS-20-44)	LRFD(HL-93)								
Análisis en situación de estructura llena	3129.02	kg/m ²	3153.46	kg/m ²	375.48	kg.m	378.41	kg.m	MA=MB 238.94	MA=MB 240.84	1877.41	kg	1892.07	kg	11972.60	kg	11972.60	kg	5509.02	kg/m ²	5533.46	kg/m ²
	5509.02	kg/m ²	5533.46	kg/m ²	661.08	kg.m	664.01	kg.m	MC=MD 462.90	MC=MD 464.80	3305.41	kg	3320.07	kg								
	-5509.02	kg/m ²	-5533.46	kg/m ²	164.04	kg.m	164.90	kg.m														
	716.30	kg/m ²	723.51	kg/m ²	203.08	kg.m	203.95	kg.m			787.66	kg	791.99	kg								
	2343.04	kg/m ²	2350.24	kg/m ²							1047.94	kg	1052.26	kg								
											601.03	kg	605.35	kg								
											1234.57	kg	1238.90	kg								
											187.74	kg	189.21	kg								
											330.54	kg	332.01	kg								
											1132.52	kg	1138.74	kg								
Análisis en situación de estructura Vacía	3129.02	kg/m ²	3153.46	kg/m ²	375.48	kg.m	378.41	kg.m	MA=MB 250.14	MA=MB 252.04	1877.41	kg	1892.07	kg	11972.60	kg	11972.60	kg	4762.35	kg/m ²	4786.79	kg/m ²
	4762.35	kg/m ²	4786.79	kg/m ²	571.48	kg.m	574.41	kg.m	MC=MD 406.90	MC=MD 408.80	2857.41	kg	2872.07	kg								
	-4762.35	kg/m ²	-4786.79	kg/m ²	164.04	kg.m	164.90	kg.m														
	716.30	kg/m ²	723.51	kg/m ²	203.08	kg.m	203.95	kg.m			787.66	kg	791.99	kg								
	2343.04	kg/m ²	2350.24	kg/m ²							1047.94	kg	1052.26	kg								
											657.03	kg	661.35	kg								
											1178.57	kg	1182.90	kg								
											187.74	kg	189.21	kg								
											285.74	kg	287.21	kg								
											1132.52	kg	1138.74	kg								

Fuente: Elaboración propia

Anexo 5: Cuadro comparativo C. AASHTO STANDARD y LRFD – EXPEDIENTE 1

		Pontón	
		EXPEDIENTE 1	
		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Momentos por Carga muerta	Carga muerta (T-m)	4.32	4.32
	Carga por Sup. Rod. (T-m)	0.00	0.00
Momentos por Carga viva	Momento por sobrecarga en el centro de luz	Camión de diseño (T-m)	22.20
		Tándem de diseño (T-m)	26.88
		Carga de carril (T-m)	4.32
		M máx. (LL+IM) (T-m)	40.07
	Momento máximo por sobrecarga	Camión de diseño (T-m)	20.90
		Tándem de diseño (T-m)	27.22
		Carga de carril (T-m)	4.28
		M máx. (LL+IM) (T-m)	40.47
Reacciones máximas por sobrecarga provocada	Camión de diseño (T)	17.43	
	Tándem de diseño (T)	20.16	
	Carga de carril (T)	2.88	
	R máx. (LL+IM) (T-m)	29.69	
		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Determinación de ancho de franja para la carga viva		E=2.10	E=2.10
		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Cálculo de acero (estado limite de resistencia I)		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Acero máximo		c/d = 0.18 < 0.42	c/d = 0.15 < 0.42
		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (kg/cm²)		fs= 2481 < 2520	fs= 2543.81 > 2520
		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Ancho efectivo de franja en los bordes de losas		1.23 < 1.8	1.23 < 1.8
		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Momento de flexión por carga (Franja 1m de ancho de losa)			
Carga muerta (T-m)		6.17	6.17
Carga por superficie de rodadura (T-m)		0.00	0.00
Momentos por carga viva (Tn-m)			
M (LL+IM) (T-m)		18.84	15.44

Fuente: Elaboración propia

	LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Cálculo de acero (estado limite de resistencia I) en borde		
Acero máximo	c/d = 0.18 < 0.42	c/d = 0.16 < 0.42
Acero mínimo (cm2)	As min= 8.02 < 32.24	As min= 8.02 < 27.16

	LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde)(kg/cm2)	fs= 2452.32 < 2520	fs= 2576.32 > 2520

	LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Análisis por fatiga (T -m)	22.20	22.77

	LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Combinaciones por carga y factores de carga por fatiga		
FATIGA	16.65	16.323
FATIGA - E	8.12	7.96
Seccion fisurada	F fat >= f traccion	F fat >= f traccion
f tracción	13.39	13.39
F fat	30.57	30.17

	LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Rango limite	f limite > f rango	f limite > f rango
f limite =	1505.01	1505.95
f máx =	1266.85	1236.23
f rango =	876.59	848.81

Fuente: Elaboración propia

Anexo 6: Cuadro comparativo C. AASHTO STANDARD y LRFD – EXPEDIENTE 2

		Pontón		
		EXPEDIENTE 2		
		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)	
Momentos por Carga muerta	Carga muerta (T-m)	9.22	9.22	
	Carga por Sup. Rod. (T-m)	1.40	1.40	
Momentos por Carga viva	Momento por sobrecarga en el centro de luz	Camión de diseño (T-m)	41.78	41.26
		Tándem de diseño (T-m)	48.16	0.00
		Carga de carril (T-m)	11.52	11.52
		M máx. (LL+IM) (T-m)	75.58	66.41
	Momento máximo por sobrecarga	Camión de diseño (T-m)	38.99	38.29
		Tándem de diseño (T-m)	48.37	0.00
		Carga de carril (T-m)	11.48	11.28
		M máx. (LL+IM) (T-m)	75.81	62.21
Reacciones máximas por sobrecarga provocada	Camión de diseño (T)	23.55	23.16	
	Tándem de diseño (T)	21.03	0.00	
	Carga de carril (T)	4.70	4.70	
	R máx. (LL+IM) (T-m)	36.02	35.51	
		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)	
Determinación de ancho de franja para la carga viva		E=3.09	E=3.09	
		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)	
Cálculo de acero (estado limite de resistencia I)		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)	
Acero máximo		c/d = 0.49 < 0.42	c/d = 0.43 < 0.42	
		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)	
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (kg/cm2)		fs= 1753.26 > 2520	fs= 1911.82 < 2520	
		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)	
Ancho efectivo de franja en los bordes de losas		1.47 < 1.8	1.47 < 1.8	
		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)	
Momento de flexión por carga (Franja 1m de ancho de losa)		LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)	
Carga muerta (T-m)		14.14	14.14	
Carga por superficie de rodadura (T-m)		0.98	0.98	
Momentos por carga viva (Tn-m)				
M (LL+IM) (T-m)		34.83	30.24	

Fuente: Elaboración propia

	LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Cálculo de acero (estado limite de resistencia I) en borde		
Acero máximo	$c/d = 0.89 < 0.42$	$c/d = 0.71 < 0.42$
Acero mínimo (cm2)	$A_s \text{ min} = 6.59 < 120.37$	$A_s \text{ min} = 6.59 < 96.61$

	LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio (borde)(kg/cm2)		
	$f_s = 741.60 < 2520$	$f_s = 1033.68 < 2520$

	LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Análisis por fatiga (T -m)	37.34	36.69

	LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Combinaciones por carga y factores de carga por fatiga		
FATIGA	28.005	27.5197
FATIGA - E	8.64	8.49
Seccion fisurada	$F \text{ fat} \geq f \text{ traccion}$	$F \text{ fat} \geq f \text{ traccion}$
f tracción	13.39	13.39
F fat	58.5	58.04

	LRFD (HL - 93)	STANDARD (HS 20 -44)
Rango limite	$f \text{ limite} > f \text{ rango}$	$f \text{ limite} > f \text{ rango}$
f limite =	1206.66	1269.74
f máx =	2144.3	2101.53
f rango =	849.94	816.51

Fuente: Elaboración propia

Anexo 7: Cuadro comparativo C. AASHTO STANDARD y LRFD – EXPEDIENTE 2

BADÉN					
EXPEDIENTE 2					
AASHTO STANDARD			AASHTO LRFD		
Radio de rigidez	Esfuerzo en esquina	Subpresión	Radio de rigidez	Esfuerzo en esquina	Subpresión
76.61	37	0.00	78.86	38	0.00
79.47	34	484.02	81.79	35	493.90
82.29	32	280.78	84.70	33	290.70
85.08	30	308.03	87.57	31	307.81
87.84	29	233.64	90.41	29	234.01
90.57	27	200.89	93.22	27	211.12
93.27	26	397.65	96.00	26	407.91
95.95	24	224.91	98.76	25	225.03
98.60	23	211.97	101.49	23	212.19
101.23	22	179.22	104.20	22	189.30
103.84	21	375.98	106.88	21	386.10
-	-	0.00	-	-	0.00

Fuente: Elaboración propia

AASHTO STANDARD					AASHTO LRFD				
EXPEDIENTE 2									
Verificación de la estabilidad					Verificación de la estabilidad				
Peso de la losa de concreto	2880.00				2880.00				
Peso de los Dentellones	355.20				364.80				
Peso Total	3235.20				3244.80				
Perdida de carga	12.00				12.00				
Longitud de filtración	7.42				7.48				
Perdida de carga	1.62				1.60				
Fuerzas de subpresión	76.48	1245.84	59.85	174.75	55.52	78.46	1246.18	61.90	174.89
									57.54

Fuente: Elaboración propia

Anexo 8: Análisis comparativo C. AASHTO STANDARD y LRFD – EXPEDIENTE 3

BADÉN					
EXPEDIENTE 3					
AASHTO STANDARD			AASHTO LRFD		
Radio de rigidez	Esfuerzo en esquina	Subpresión	Radio de rigidez	Esfuerzo en esquina	Subpresión
73.07	35	0.00	74.17	36	0.00
75.79	33	752.29	76.93	34	761.91
78.49	31	542.17	79.66	32	551.87
81.15	30	584.58	82.36	30	583.83
83.78	28	301.20	85.03	28	302.49
86.38	26	243.61	87.68	27	254.45
88.96	25	433.49	90.29	25	444.40
91.52	24	275.90	92.89	24	276.36
94.05	22	235.42	95.45	23	236.17
96.55	21	177.83	98.00	22	188.13
99.04	20	367.71	100.52	21	378.09
-	-	0.00	-	-	0.00

Fuente: Elaboración propia

AASHTO STANDARD					AASHTO LRFD					
EXPEDIENTE 3										
Verificación de la estabilidad					Verificación de la estabilidad					
Peso de la losa de concreto	2880.00				2880.00					
Peso de los Dentellones	336.00				345.60					
Peso Total	3216.00				3225.60					
Perdida de carga	42.00				42.00					
Longitud de filtración	8.30				8.36					
Perdida de carga	5.06				5.02					
Fuerzas de subpresión	129.45	2480.19	67.71	204.53	54.55	131.38	2481.68	69.89	205.01	56.62

Fuente: Elaboración propia

APÉNDICE II-B

MOMENTOS y REACCIONES MÁXIMAS EN TRAMOS SIMPLEMENTE APOYADOS
POR CARGA HL-93 (X= distancia desde el apoyo)

MOMENTOS POR CARGA HL-93 (T-m)					REACCIÓN POR CARGA HL-93 (T)				MOMENTO FATIGA (T-m)			
LUZ (m)	X (m)	M por CAMIÓN ó (1)- TANDEM	M por S/C EQUIV	M _(LL+IM) (IM=0.33)	LUZ (m)	R por CAMIÓN ó (1)- TANDEM	R por S/C EQUIV	V _(LL+IM) (IM=0.33)	LUZ (m)	X (m)	M por camión de fatiga	M _(LL+IM) (IM=0.15)
1	0.50	3.63	0.12	4.95	1	14.52	0.48	19.79	1	0.50	3.63	4.17
2	1.00	7.26	0.48	10.13	2	15.88 ⁽¹⁾	0.95	22.07	2	1.00	7.26	8.35
3	1.50	10.89	1.07	15.55	3	18.14 ⁽¹⁾	1.43	25.56	3	1.50	10.89	12.52
4	1.70	16.39 ⁽¹⁾	1.86	23.65	4	19.28 ⁽¹⁾	1.90	27.54	4	2.00	14.52	16.70
5	2.20	21.95 ⁽¹⁾	2.93	32.13	5	19.96 ⁽¹⁾	2.38	28.92	5	2.50	18.15	20.87
6	2.70	27.56 ⁽¹⁾	4.24	40.89	6	20.41 ⁽¹⁾	2.86	30.00	6	3.00	21.78	25.05
7	3.20	33.18 ⁽¹⁾	5.79	49.91	7	20.74 ⁽¹⁾	3.33	30.91	7	3.50	25.41	29.22
8	3.70	38.81 ⁽¹⁾	7.57	59.19	8	21.29	3.81	32.12	8	4.00	29.04	33.40
9	4.20	44.45 ⁽¹⁾	9.60	68.72	9	22.34	4.28	33.99	9	4.07	33.46	38.47
10	4.70	50.10 ⁽¹⁾	11.86	78.49	10	23.37	4.76	35.84	10	4.57	37.96	43.65
11	5.20	55.75 ⁽¹⁾	14.36	88.51	11	24.22	5.24	37.44	11	5.07	42.46	48.83
12	5.70	61.41 ⁽¹⁾	17.09	98.76	12	24.92	5.71	38.86	12	5.57	46.98	54.02
13	5.79	68.70	19.87	111.24	13	25.52	6.19	40.12	13	6.07	51.49	59.22
14	6.29	76.78	23.08	125.19	14	26.03	6.66	41.28	14	6.57	56.01	64.41
15	6.79	84.86	26.53	139.40	15	26.47	7.14	42.35	15	7.07	60.53	69.61
16	7.29	92.96	30.22	153.86	16	26.86	7.62	43.34	16	7.57	65.06	74.82
17	7.79	101.07	34.15	168.57	17	27.20	8.09	44.27	17	6.71	70.93	81.56
18	8.29	109.18	38.31	183.53	18	27.50	8.57	45.15	18	7.21	78.75	90.56
19	8.79	117.30	42.72	198.73	19	27.78	9.04	45.99	19	7.71	86.61	99.60
20	9.29	125.43	47.36	214.18	20	28.02	9.52	46.79	20	8.21	94.50	108.68
21	9.79	133.55	52.24	229.87	21	28.24	10.00	47.56	21	8.71	102.42	117.78
22	10.29	141.69	57.35	245.80	22	28.44	10.47	48.30	22	9.21	110.36	126.91
23	10.79	149.82	62.71	261.97	23	28.63	10.95	49.02	23	9.71	118.32	136.06
24	11.29	157.96	68.30	278.39	24	28.79	11.42	49.72	24	10.21	126.29	145.24
25	11.79	166.10	74.13	295.04	25	28.95	11.90	50.40	25	10.71	134.29	154.43
26	12.29	174.24	80.20	311.94	26	29.09	12.38	51.07	26	11.21	142.29	163.64
27	12.79	182.38	86.51	329.08	27	29.23	12.85	51.72	27	11.71	150.31	172.86
28	13.29	190.53	93.05	346.46	28	29.35	13.33	52.36	28	12.21	158.34	182.09
29	13.79	198.68	99.84	364.08	29	29.46	13.80	52.99	29	12.71	166.38	191.33
30	14.29	206.83	106.86	381.94	30	29.57	14.28	53.61	30	13.21	174.42	200.59
31	14.79	214.98	114.12	400.03	31	29.67	14.76	54.22	31	13.71	182.48	209.85
32	15.29	223.13	121.61	418.37	32	29.76	15.23	54.82	32	14.21	190.54	219.12
33	15.79	231.28	129.35	436.95	33	29.85	15.71	55.41	33	14.71	198.61	228.40
34	16.29	239.43	137.32	455.77	34	29.93	16.18	56.00	34	15.21	206.68	237.68
35	16.79	247.58	145.53	474.82	35	30.01	16.66	56.58	35	15.71	214.76	246.97
36	17.29	255.74	153.98	494.12	36	30.09	17.14	57.15	36	16.21	222.84	256.27
37	17.79	263.89	162.67	513.65	37	30.16	17.61	57.72	37	16.71	230.93	265.57
38	18.29	272.05	171.59	533.42	38	30.22	18.09	58.28	38	17.21	239.02	274.88
39	18.79	280.21	180.76	553.43	39	30.29	18.56	58.84	39	17.71	247.12	284.19
40	19.29	288.36	190.16	573.68	40	30.34	19.04	59.40	40	18.21	255.22	293.50
41	19.79	296.52	199.80	594.17	41	30.40	19.52	59.95	41	18.71	263.33	302.82
42	20.29	304.68	209.67	614.90	42	30.46	19.99	60.50	42	19.21	271.43	312.15
43	20.79	312.84	219.79	635.86	43	30.51	20.47	61.04	43	19.71	279.54	321.47
44	21.29	320.99	230.14	657.07	44	30.56	20.94	61.58	44	20.21	287.65	330.80
45	21.79	329.15	240.73	678.51	45	30.60	21.42	62.12	45	20.71	295.77	340.13
46	22.29	337.31	251.56	700.19	46	30.65	21.90	62.66	46	21.21	303.88	349.47
47	22.79	345.47	262.63	722.11	47	30.69	22.37	63.19	47	21.71	312.00	358.80
48	23.29	353.63	273.93	744.27	48	30.73	22.85	63.72	48	22.21	320.12	368.14
49	23.79	361.79	285.48	766.66	49	30.77	23.32	64.25	49	22.71	328.25	377.48
50	24.29	369.95	297.26	789.30	50	30.81	23.80	64.78	50	23.21	336.37	386.83

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)