



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL,
ARQUITECTURA Y DISEÑO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE UN PUENTE DE 20 METROS DE LUZ
SOBRE EL RÍO BURGAY**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

FREDY PATRICIO CLAVIJO VERGARA

Director: Ing. Juan Medardo Solá Quintuña

2015

DECLARACIÓN

Yo, Fredy Patricio Clavijo Vergara, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Fredy Patricio Clavijo Vergara

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Fredy Patricio Clavijo Vergara, bajo mi supervisión.

Ing. Juan Medardo Solá Quintuña

DIRECTOR

DEDICATORIA

A mis amadas esposa e hijas, que con inmenso amor y mucha paciencia me apoyaron en el transcurso de estos años de estudio, convirtiéndose en el pilar fundamental y principal motivación para culminar con éxito esta meta tan anhelada. Este logro es de ustedes enteramente, en correspondencia de todos aquellos años en los cuales sacrificaron muchas horas de diversión y dedicación por parte de su padre, a mi adorada esposa que supo entenderme y apoyarme siempre en los momentos difíciles de mi carrera cuando en un abrazo amoroso me reconfortaba y me impregnaba de fortaleza para salir adelante.

A mis queridos padres, por creer en mí y brindarme siempre su experiencia de vida que ha calado en lo mas profundo de mi ser, brindándome la fortaleza y los principios necesarios para poder enfrentar todos y cada uno de los retos que se presenten.

A mis hermanos que me han brindado generosamente sus consejos, su apoyo y comprensión han sido fundamentales para la consecución de esta meta, por cada uno de los momentos en los cuales estuvieron presentes para apoyarme y extenderme una mano generosa y comprensiva.

A mis abuelitos, tíos y demás familiares por la preocupación permanente, su apoyo y confianza depositada en mi, por su motivación constante que me fortaleció en los momentos mas duros y complicados

A mis amigos y compañeros que siempre estuvieron junto a mi compartiendo las alegrías derivadas de los triunfos alcanzados, así como también compartimos la desazón y tristeza de los fracasos que se presentaron en el camino, sin embargo su amistad sincera y su coraje han servido para salvar los obstáculos y salir avante ante las adversidades.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Católica de Cuenca por brindarme la posibilidad de formarme profesionalmente bajo la tutela y seguimiento de un personal académico de primer nivel que siempre me brindaron sus conocimientos y experiencias desinteresadamente.

A mis profesores, que han dejado el legado del conocimiento que me permitirá demostrar en el desarrollo de la vida profesional, la calidad y eficiencia requeridos para ser competitivo.

A mi Director, que ha sido a más de maestro un amigo que me ha aconsejado y guiado acertadamente en el desarrollo de este proyecto investigativo.

De manera muy especial quiero expresar mi mas profundo agradecimiento a mi tío, el Ing. Patricio Vergara Calle por el acompañamiento al desarrollo de mis estudios, porque siempre estuvo motivándome y compartiéndome enseñanzas valiosas de manera desinteresada y sin egoísmos con un don de gente muy especial supo incentivar la consecución de mi carrera.

RESUMEN

Para el diseño general de un puente aporticado de hormigón armado de 20 metros de luz sobre el río Burgay en la vía de ingreso a la Plaza del Ganado en el Cantón Biblián, provincia del Cañar, se realizaron estudios técnicos basados en normas nacionales e internacionales para la viabilidad del proyecto.

El diseño del puente se efectuó por la necesidad de una estructura carrosable que resista el tipo de tráfico existente especialmente en los días que tiene lugar la Feria de Ganado, actualmente se cuenta con un puente en malas condiciones de un solo carril, con estribos erosionados a simple vista y una estructura de hormigón armado que ha cumplido ya su vida útil; en virtud de lo expuesto es necesario un puente que garantice la funcionabilidad y seguridad de los usuarios.

Para el diseño del puente fueron analizados los diferentes estados de carga que debe soportar la estructura para lo cual se realizó un análisis individual de cada uno de los elementos constitutivos tales como cimentación, muros de ala, pórticos y losa de rodadura; todo el proceso de cálculo se lo desarrolló a mano utilizando un nuevo método simplificado propuesto por el Ing. Patricio Vergara Calle y avalado por el Colegio de Ingenieros Civiles del Ecuador, así como también cada una de las hipótesis de carga fue corroborada con el programa de cálculo de estructuras SAP.

Como resultado se obtiene el estudio de un puente que por sus características de diseño representa una alternativa económicamente viable a la vez que brinda las garantías necesarias en aspectos de servicio y seguridad.

Puente: Estructura dispuesta para salvar un vano ya sea generado por un río, un valle, una vía, un brazo de mar, etc.

Cargas: Pesos a los que va a estar sometida la estructura, pudiendo clasificarlas como carga muerta cuando hace referencia al peso propio de la misma y carga viva cuando se trata de sistemas ocasionales (tren de cargas, peatones, etc).

ABSTRACT

For the general design of a reinforced concrete bridge arcaded 20 meters light on the river Burgay on the road entering the Plaza del Ganado in Biblián Canton province of Cañar, technical studies were made based on national and international standards project viability.

The bridge design was made by the necessity of a crossable structure to withstand the type of existing traffic especially in the days that takes place Cattle Fair, Currently has a bridge in poor condition a single lane, with stirrups eroded to sight and reinforced concrete structure that has already fulfilled its useful life; foregoing under a bridge to ensure the functionality and safety of users is necessary.

For the design of the bridge they different states of load on the structure were analyzed the for which an individual analysis of each of the constituent elements such as foundation, wing walls, gates and rolling slab was made; the entire process of calculation was developed it by hand using a new simplified method proposed by Ing. Patricio Vergara Calle and endorsed by the College of Civil Engineers of Ecuador, as well as each load case was corroborated with the computer program SAP calculating structures.

As a result the study of a bridge for their design features represents an economically viable alternative while providing the necessary guarantees of service and safety aspects is obtained.

Puente: Estructura dispuesta para salvar un vano ya sea generado por un río, un valle, una vía, un brazo de mar, etc.

Loads: Weights that is going to be subjected by the structure and can classify them as dead load when referring to the weight of it and live load when it comes to casual sets (train loads, pedestrians, etc.).

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	I
CERTIFICACIÓN.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
RESUMEN.....	V
ABSTRACT.....	VI
 CAPÍTULO 1 RECONOCIMIENTO Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	 01
1.1. INTRODUCCIÓN.....	01
1.2. COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA.....	03
1.2.1. SUPERESTRUCTURA.....	03
1.2.2. INFRAESTRUCTURA.....	04
1.3. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES.....	05
1.3.1. POR SU LONGITUD.....	06
1.3.2. POR EL TIPO DE SECCIÓN.....	06
1.3.2.1 PUENTES CON SECCIÓN TIPO LOSA.....	06
1.3.2.2 PUENTES CON SECCIÓN TIPO VIGA.....	07
1.3.3. SEGÚN EL TIPO DE VIGA.....	08
1.3.3.1 VIGAS PRETENSADAS.....	08
1.3.3.2 VIGAS DE ACERO.....	08
1.3.3.3 VIGAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	08
1.3.4. DE ACUERDO A SU FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL.....	09
1.3.5. POR EL SERVICIO QUE PRESTA.....	11
1.3.6. POR EL MATERIAL QUE SE UTILIZA EN SU CONSTRUCCIÓN.....	11
1.3.7. POR LA UBICACIÓN DEL TABLERO.....	11
1.3.8. POR LOS MECANISMOS DE TRANSMISIÓN DE CARGA.....	12
1.3.9. POR SUS CONDICIONES ESTÁTICAS.....	12
1.3.9.1 ISOSTÁTICOS.....	12
1.3.9.2 HIPERESTÁTICOS.....	12
1.3.10. POR EL ÁNGULO FORMADO CON EL EJE DEL RÍO.....	12
1.3.11. POR SU DURACIÓN.....	12
1.4. ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO.....	13
1.4.1. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA.....	13
1.4.2. JUSTIFICACIÓN GEOMÉTRICA.....	13
1.4.2.1 SECCIÓN TRANSVERSAL.....	14
1.4.2.2 ANCHO DE LA SUPERFICIE DE RODADURA.....	14
1.4.2.3 VEREDAS.....	14
1.4.2.4 BARANDAS.....	14
1.4.2.5 LOSAS DE TRANSICIÓN.....	15
1.4.2.6 DRENAJE.....	15
1.4.2.7 GÁLIBO.....	15
1.4.2.8 JUNTAS DE DILATACIÓN.....	15

1.5	PREDIMENSIONAMIENTO, ASPECTOS GENERALES.....	15
1.5.1	CARACTERIZACIÓN SEGÙN CLAFICACIÒN DE PUENTES Y ASPECTOS DE DISEÑO.....	16
CAPÍTULO 2 ESTUDIOS PRELIMINARES.....		17
2.1	ESTUDIO TOPOGRÁFICO.....	17
2.1.1	PLANIMETRÍA.....	17
2.1.2	ALTIMETRÌA.....	18
2.2	ESTUDIO HIDROLÒGICO.....	18
2.2.1	GENERALIDADES DE LA CUENCA.....	18
2.2.2	CARACTERÍSTICAS FÌSCAS DE LA MICROCUENCA.....	18
2.2.2.1	ÁREA DE LA MICROCUENCA.....	19
2.2.2.2	LONGITUD DEL CAUCE MAS LARGO.....	19
2.2.2.3	PERÍMETRO DE LA MICROCUENCA.....	19
2.2.2.4	ELEVACIÒN MEDIA DE LA MICROCUENCA.....	19
2.2.2.4.1	CURVA HIPSOMÉTRICA.....	19
2.2.2.5	PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA.....	21
2.2.2.6	COEFICIENTE DE COMPACIDAD.....	21
2.2.2.7	FACTOR DE FORMA.....	21
2.2.3	PERÍODO DE RETORNO.....	22
2.2.4	TIEMPO DE CONCENTRACIÒN.....	22
2.2.5	CURVAS DE INTENSIDAD, DURACIÒN Y FRECUENCIA (IDF).....	23
2.2.5.1	ANÁLISIS DE CAUDALES MÀXIMOS.....	23
2.2.5.2	INTENSIDAD DE LA LLUVIA.....	25
2.3	ESTUDIO HIDRAÚLICO.....	27
2.3.1	CURVA DE DESCARGA NATURAL.....	27
CAPÍTULO 3 DISEÑO.....		32
3.1	DETERMINACIÒN DE CARGAS.....	33
3.1.1	CARGA VIVA.....	33
3.1.1.1	PROCESO DE CÁLCULO (CARGA VIVA).....	34
3.1.2	CARGA MUERTA.....	45
3.1.2.1	PROCESO DE CÁLCULO (CARGA MUERTA).....	45
3.1.3	ENVOLVENTE DE ESFUERZOS.....	46
3.2	DISEÑO DE LA VIGA.....	47
3.2.1	DEFORMACIÒN ELÁSTICA.....	47
3.2.2	DISEÑO DE CUANTÍAS DE ACERO EN LA VIGA.....	49
3.2.2.1	DISEÑO DE LA VIGA EN LOS APOYOS.....	49
3.2.2.2	DISEÑO DE LA VIGA EN EL TRAMO CENTRAL.....	51
3.2.3	DISEÑO DE LA VIGA AL ESFUERZO CORTANTE.....	56
3.3	DISEÑO DE LOS SEGMENTOS EXTREMOS DE LA VIGA PRINCIPAL.....	58
3.3.1	ESFUERZO POR CARGA VIVA.....	58

3.3.2	PROCESO DE CÁLCULO (CARGA MUERTA).....	59
3.3.3	ENVOLVENTE DE ESFUERZOS.....	60
3.3.4	DISEÑO DEL TRAMO DE VIGA EXTREMO.....	61
3.4	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA COLUMNA INCLINADA.....	61
3.5	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA COLUMNA VERTICAL.....	63
3.6	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA LOSA DE RODADURA.....	67
3.6.1	DISEÑO DE LA LOSA DE RODADURA.....	71
3.6.1.1	DEFORMACIÓN ELÁSTICA DE LA LOSA DE RODADURA.....	73
3.7	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA LOSA EN VOLADIZO.....	74
3.8	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA PANTALLA.....	76
3.9	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	79
3.9.1	CÁLCULO DE LAS TENSIONES DE CARGA.....	79
3.9.2	DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN.....	82
3.9.2.1	DISEÑO POR CORTANTE DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN.....	85
3.9.3	DISEÑO DE LA ZAPATA DE CIMENTACIÓN.....	86
3.10	CÁLCULO Y DISEÑO DE LOS MUROS DE ALA.....	88
3.10.1	DETERMINACIÓN DEL EMPUJE ACTIVO DEL SUELO.....	89
3.10.2	DETERMINACIÓN DEL MOMENTO DE VOLCAMIENTO.....	90
3.10.3	DETERMINACIÓN DE CARGAS Y MOMENTO EQUILIBRANTE.....	91
3.10.4	COMPROBACIÓN AL VOLCAMIENTO, DESLIZAMIENTO Y EXCENT.....	92
3.10.5	DETERMINACIÓN DE TENSIONES EN LA ZAPATA.....	94
3.10.6	MOMENTOS Y CUANTÍA DE ACERO EN LA PANTALLA.....	98
3.10.7	CUANTÍA DE ACERO EN LA ZAPATA.....	101
CAPÍTULO 4 PRESUPUESTO.....		103
CONCLUSIONES.....		104
RECOMENDACIONES.....		104
BIBLIOGRAFÍA.....		104
ANEXOS.....		105

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Puente, vista longitudinal	05
Figura 2. Puente, vista transversal	05
Figura 3. Puente con losa maciza	06
Figura 4. Puente con losa alivianada con celdas ortogonales	06
Figura 5. Puente con losa alivianada con celdas circulares	07
Figura 6. Puente con losa reticular	07
Figura 7. Puente con vigas macizas	07
Figura 8. Puente con vigas cajón, celdas ortogonales	07
Figura 9. Puente con vigas cajón, celdas trapezoidales	07
Figura 10. Losa maciza sobre vigas I de hormigón armado	08
Figura 11. Losa maciza sobre vigas T de hormigón pretensado	08
Figura 12. Losa maciza sobre vigas I de acero	08
Figura 13. Losa maciza sobre celdas ortogonales de acero	09
Figura 14. Losa maciza sobre celdas trapezoidales	09
Figura 15. Losa maciza sobre vigas de hormigón	09
Figura 16. Puente Isostático sobre apoyos	10

Figura 17. Puente Isostático sobre dos apoyos con voladizo	10
Figura 18. Puente isostático tipo Gerbert sección constante	10
Figura 19. Puente isostático continuo tipo Gerber sección variable	10
Figura 20. Puente aporticado	10
Figura 21. Puente aporticado con columnas inclinadas	11
Figura 22. Curvas IDF	26
Figura 23. Calado contrastado con caudal	29
Figura 24. Geometría transversal	32
Figura 25. Geometría longitudinal	32
Figura 26. Tren de cargas denominación H	33
Figura 27. Tren de cargas denominación HS	34
Figura 28. Esquema de aporte de tren similar y paralelo	35
Figura 29. Esquema primera hipótesis de carga	37
Figura 30. Esquema de presunción 1era. hipótesis	38
Figura 31. Diagrama cortante 1era. hipótesis	38
Figura 32. Esquema 2da. hipótesis	39
Figura 33. Esquema de presunción 2 da. hipótesis	40
Figura 34. Diagrama cortante 2 da. hipótesis	40

Figura 35. Esquema 3 era. hipótesis	41
Figura 36. Esquema de presunción 3 era. hipótesis	41
Figura 37. Diagrama cortante 3 era. hipótesis	42
Figura 38. Esquema 4 ta. hipótesis	42
Figura 39. Diagrama cortante 4 ta. hipótesis	43
Figura 40. Diagrama de momentos carga viva	44
Figura 41. Diagrama de análisis del cortante, carga viva	44
Figura 42. Esquema de chapa de rodadura, losa y viga	45
Figura 43. Esquema de carga muerta sobre la viga	45
Figura 44. Esquema de momento cortante generado por carga muerta	46
Figura 45. Esquema de sumatoria de esfuerzos	46
Figura 46. Esquema de cuerpos para el cálculo de la inercia	47
Figura 47. Geometría de la viga prediseñada	49
Figura 48. Geometría de la viga prediseñada 2 da. iteración	51
Figura 49. Geometría de la viga prediseñada, tramo central 1era iteración	52
Figura 50. Geometría de la viga prediseñada, tramo central 2 da iteración	54
Figura 51. Geometría de la viga prediseñada, tramo central 3 era iteración	55

Figura 52. Esquema, armadura de la viga	58
Figura 53. Esquema, hipótesis de carga	58
Figura 54. Diagrama de corte, hipótesis de carga	59
Figura 55. Esquema de momento cortante generado por carga viva	59
Figura 56. Esquema de carga muerta sobre la viga	59
Figura 57. Esquema de momento y cortante generado por carga muerta	60
Figura 58. Esquema de sumatoria de esfuerzos, viga pequeña	60
Figura 59. Geometría de la viga prediseñada	61
Figura 60. Análisis de cortante y diagrama de la columna	62
Figura 61. Diagrama de área de influencia y empuje sobre la columna	63
Figura 62. Esquema de carga, 1era hipótesis	64
Figura 63. Esquema de distribución de momentos, 1era. hipótesis	65
Figura 64. Prediseño de la geometría de la columna	65
Figura 65. Armadura de las columnas	66
Figura 66. Carga sobre la losa de rodadura	67
Figura 67. Carga puntual sobre losa de rodadura	68
Figura 68. Corte, hipótesis de carga sobre losa de rodadura	68
Figura 69. Diagrama de momento y cortante en la losa de rodadura	69

Figura 70. Esquema de carga muerta sobre losa de rodadura	69
Figura 71. Diagrama de momentos y cortante generado por carga muerta	70
Figura 72. Sumatoria de esfuerzos generados sobre losa de rodadura	70
Figura 73. Geometría de la losa de rodadura.	71
Figura 74. Esquema de carga sobre el voladizo	74
Figura 75. Armadura de la losa en voladizo	76
Figura 76. Diagrama de presión del suelo sobre la pantalla	76
Figura 77. Vista en planta, pantalla	77
Figura 78. Diagrama de momentos en la pantalla	78
Figura 79. Cargas actuantes en la columna	80
Figura 80. Esquema de esfuerzos en la zapata	82
Figura 81. Diagrama de momentos en la zapata	83
Figura 82. Geometría de la zapata y viga de cimentación	85
Figura 83. Geometría y distribución de acero en la viga de cimentación	85
Figura 84. Sección transversal de la viga de cimentación	86
Figura 85. Diagrama de esfuerzos en la zapata	87
Figura 86. Armadura de la zapata de cimentación	88
Figura 87. Geometría del muro de ala	91

Figura 88. Diagrama de tensiones en el punto B	95
Figura 89. Diagrama de cargas y reacciones en el punto B	96
Figura 90. Diagrama de tensiones en el punto C	97
Figura 91. Diagrama de cargas y reacciones punto C	97
Figura 92. Geometría de la zarpa exterior de la zapata	101
Figura 93. Geometría de la zarpa interior de la zapata	102

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1. Tabulación de Datos para la curva Hipsométrica	20
Cuadro 2. Período de retorno	22
Cuadro 3. Estadísticas de la Estación Pluviométrica de Referencia (Anuario INAMHI 2011)	23
Cuadro 4. Coeficientes de escorrentía, Método Racional	24
Cuadro 5. Ecuaciones IDF para zona 11	25
Cuadro 6. Intensidades máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno (INAMHI)	25
Cuadro 7. Intensidades de precipitación	26
Cuadro 8. Coeficientes de Rugosidad (Ven Te Chow, Hidrología Aplicada)	28
Cuadro 9. Altura de calado y caudales	29
Cuadro 10. Cálculo del momento equilibrante	91
Cuadro 11. Momentos y cuantía de acero en la pantalla	99
Cuadro 12. Distribución de acero transversal en la pantalla	100

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Caracterización según clasificación	16
Tabla 2. Caracterización según aspectos de diseño	16
Tabla 3. Análisis de la cota media	20
Tabla 4. Porcentajes de tren paralelo según tipo de vías (Ing. Patricio Vergara)	36

LISTA DE ANEXOS

Anexo A. 1era. Hipótesis de carga en el SAP	105
Anexo B. 2da. Hipótesis de carga en el SAP	106
Anexo C. 3ra. Hipótesis de carga en el SAP	107
Anexo D. 4ta. Hipótesis de carga en el SAP	108
Anexo E. Análisis de Precios Unitarios	109
Anexo F. Cronograma Valorado	110
Anexo G. Planos	111

CERTIFICACIÓN DEL MÉTODO DE CÁLCULO



EL XXII CONGRESO ORDINARIO DEL COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DEL ECUADOR.

Celebrado en la ciudad de Guayaquil, los días 10, 11 y 12 de
Octubre de 2012.

Considerando la calidad de la exposición y el aporte científico a la solución
de los diferentes problemas de la Ingeniería Civil.

ACUERDA.

presentar un

RECONOCIMIENTO ESPECIAL Y FELICITACIÓN.

Al Ing. Civil. Patricio Vergara Calle.

Por haber obtenido el

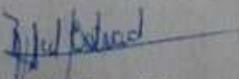
PRIMER LUGAR

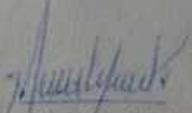
Con la presentación de su Trabajo Técnico denominado.

"Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sísmo resistente de
edificios de hormigón armado, incluye software para la determinación del
riesgo sísmico en vigas y columnas, con sus respectivos sistemas de
reforzamiento".

y otorgarle el BOTON DE ORO Institucional
y el PRESENTE ACUERDO.

Por la delegación del Congreso, el Directorio.


Ing. Civil Rafael Estrada V.
PRESIDENTE DEL CICE


Ing. Civil Jorge Merlo P.
SECRETARIO EJECUTIVO

OBJETIVO GENERAL

- Desarrollar el estudio y diseño de un puente aporticado de hormigón armado sobre el río Burgay para beneficio de los pobladores del cantón Biblián, sector “Los Chirijos”

OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Reconocer la zona de implantación del proyecto e Identificar la necesidad que justifica el requerimiento.
- Efectuar el levantamiento topográfico del área en donde se implementará el puente.
- Realizar el estudio hidráulico e hidrológico del río.
- Diseñar el puente así como las obras de defensa necesarias.
- Dibujar los planos del puente y sus detalles constructivos
- Elaborar el presupuesto referencial

CAPÍTULO 1 RECONOCIMIENTO Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1. INTRODUCCIÓN

Desde edades primitivas, existió la necesidad de atravesar un vano construyendo una estructura fija, motivo por el cual los primeros puentes estuvieron conformados seguramente por elementos naturales simples como por ejemplo un tronco dejado caer sobre un arroyo, unas piedras dispuestas sobre un río, etc. Se tiene conocimiento que algunas tribus americanas utilizaron árboles y cañas unidos con cuerdas a manera de paneles para atravesar agujeros dentro de las cavernas.

Según avanzó el conocimiento de los materiales y la forma en que estos resisten y se fracturan al ser sometidos a diferentes esfuerzos, se desarrollaron técnicas que permitieron construir puentes cada vez mas altos, de mayor luz y con un menor uso de materia prima, así se dio inicio con una evolución que inició con la madera, después la piedra, el ladrillo, mismos que dieron paso al acero y el hormigón en el siglo XIX, continuando la evolución hasta la actualidad construyéndose puentes incluso de fibra de carbono

En virtud de lo expuesto, se concluye que un puente es una construcción fija, que permite salvar un accidente geográfico como un río, un acantilado, un cañón, un valle, una carretera, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier otro tipo de obstáculo.

Tomando en cuenta su importancia y funcionabilidad, el diseño y su cálculo serán competencia de la ingeniería estructural y se pondrá énfasis en factores de vital importancia para su ejecución, pudiendo resaltarse el impacto ambiental, la calidad del suelo o roca en donde habrá de apoyarse, el régimen del río por encima del que cruza, tipo de tráfico para el

que fue destinado; factores que son de suma importancia para garantizar la vida útil del mismo.

En este caso particular, se ha optado por el diseño de un puente de hormigón armado aporticado ya que sus prestaciones obedecen a las necesidades requeridas tales como el tipo de tráfico a soportar, armonía con el entorno, factibilidad de construcción; el sistema constructivo de este tipo de estructuras permite aminorar el tamaño de las secciones transversales de vigas, así como también al tratarse de un pórtico, el diseño de la cimentación evita la construcción de estribos, detalles que mas adelante serán tratados con el debido sustento.

Para el entendimiento y desarrollo de este trabajo investigativo, es necesario desglosar el contenido del mismo por capítulos, esto, con la finalidad de describir paso a paso y de una manera totalmente didáctica un documento de consulta a cerca de los procesos para el diseño de una estructura de un puente, en este caso particular, un puente de hormigón armado aporticado.

El primer capítulo, constituye una recopilación básica de información a cerca de la constitución de un puente, partes que lo conforman y sus variantes dependiendo de los diversos condicionamientos. En este capítulo, también se detalla información importante como por ejemplo la clasificación de los tipos de puentes, los criterios a tomarse en cuenta en la fase de diseño; información que ayudará a la toma de decisiones para la ejecución de un predimensionamiento que satisfaga las necesidades inmediatas que se demanden.

El desarrollo del segundo capítulo, describe de una manera sencilla y de fácil comprensión la ejecución de los estudios previos que son de suma importancia realizarlos para tomar decisiones en la fase de diseño, pudiendo citarse el estudio topográfico, el estudio hidráulico, el estudio hidrológico y los estudios de suelos y geológicos, mismos que se tomarán en cuenta para determinar características tales como la longitud, el gálibo, tipo de cimentación, geometría de la estructura, etc.

El tercer capítulo se centra en el cálculo y diseño de cada uno de los elementos constitutivos del puente, iniciando con la determinación y tratamiento de cargas tanto viva como muerta, apegado siempre a la normativa vigente (ASHHTO); posteriormente se describe el proceso de cálculo y diseño del resto de elementos constitutivos tales como en este caso particular (Puente aporticado) pórticos, cimentación, losa de rodadura, barandas y las pantallas de contención.

En el cuarto capítulo se plasman los resultados del desarrollo del proyecto, aquí podremos contar con información importante acerca de cómo se deben presentar los planos definitivos, el desarrollo de las planillas de hierros, así como la realización del presupuesto y cronograma valorado, es decir, se da a conocer la manera en la cual se debe presentar el proyecto en su fase final.

Lo que se persigue con el desarrollo de este trabajo investigativo, es ofrecer al lector un documento que describa de una manera sistemática y de fácil comprensión los diferentes procesos a realizarse para la elaboración de un estudio, encaminado hacia el cálculo y diseño de un puente de hormigón armado, en este caso particular aporticado.

1.2. COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA

Los puentes se conforman principalmente en dos partes fundamentales denominadas como superestructura e infraestructura.

1.2.1. SUPERESTRUCTURA

Se denomina como superestructura al sistema encargado de sortear el vano entre las pilas, estribos o columnas dependiendo de la longitud y el tipo de puente; cada tramo de la superestructura está formado por un tablero o piso que soporta directamente las cargas dinámicas que por medio de armaduras transmite las tensiones hacia las pilas y estribos que a su vez los transmiten hacia los cimientos para su disipación en el suelo. Entre los principales componentes de la superestructura de un puente se tiene:

- Losa de rodadura:

Se denomina así a la superficie o tablero sobre el cual ha de fluir el tránsito, esta se constituye de hormigón armado, sus características tanto geométricas como constitutivas han de depender del tipo de prestaciones.

- Vigas longitudinales:

También llamadas como vigas principales, son aquellas que se disponen longitudinalmente debajo del tablero, pueden funcionar como vigas simplemente apoyadas o ancladas sobre las pilas, estribos o columnas; su función principal es la de transmitir los esfuerzos que se producen en el tablero hacia los estribos y/o pilas para su descarga en el suelo. En lo referente a los materiales constitutivos estas pueden fabricarse de hormigón armado o acero.

- Vigas transversales:

Son vigas de menor peralte que las principales y se disponen transversalmente bajo el tablero, trabajan en unión monolítica con la losa de rodadura y su función radica en rigidizar y sostener la misma.

En lo referente a los elementos constitutivos secundarios de la superestructura tenemos:

- Veredas:

Son estructuras de hormigón armado que sobrepasan el nivel de la losa de rodadura dispuestas para el tráfico peatonal, generalmente se fabrican de hormigón armado y geométricamente se disponen en bolado respecto a la sección transversal del puente.

- Barandas de defensa:

Son elementos de protección que se disponen al límite de las veredas para la protección tanto de peatones como de los vehículos, se diseñan al impacto de tal manera que pueda evitar que un vehículo caiga hacia el vano pero aminorando el mínimo el deterioro del mismo.

- Desagües:

Se disponen sobre el tablero junto a las veredas, su función es la de evacuar de forma presta el agua del tablero, generalmente se conforman de tubos de PVC de desagüe.

- Canaletas para cables o tubos:

Se dispone de canaletas o ductos, con la finalidad de albergar tuberías o cables que pudieran trasladarse en la estructura del puente para librar un vano.

1.2.2. INFRAESTRUCTURA

Se conoce como infraestructura al conjunto de elementos encargados de transmitir los esfuerzos derivados de las cargas desde el tablero hacia el suelo para disiparlos.

Los elementos constitutivos de la infraestructura son:

- Estribos:

Son estructuras situadas en los extremos del puente, su función radica en sostener terraplenes de acceso hacia el puente y sirven de apoyo para las vigas longitudinales; se construyen generalmente de hormigón armado.

- Pilas:

Son los apoyos intermedios de los puentes de dos o mas tramos, deben soportar la carga permanente y a su vez las sobrecargas.

- Cimientos:

Se constituyen como los apoyos de los estribos y pilas, son los encargados de transmitir al suelo todos los esfuerzos; dependiendo del tipo de terreno pueden construirse de diversas maneras tales como zapatas corridas de hormigón armado, también pueden conformarse pilotes cuando los estratos sobre los que se vaya a apoyar estén muy por debajo de la superficie o se tenga una baja capacidad portante del suelo etc.

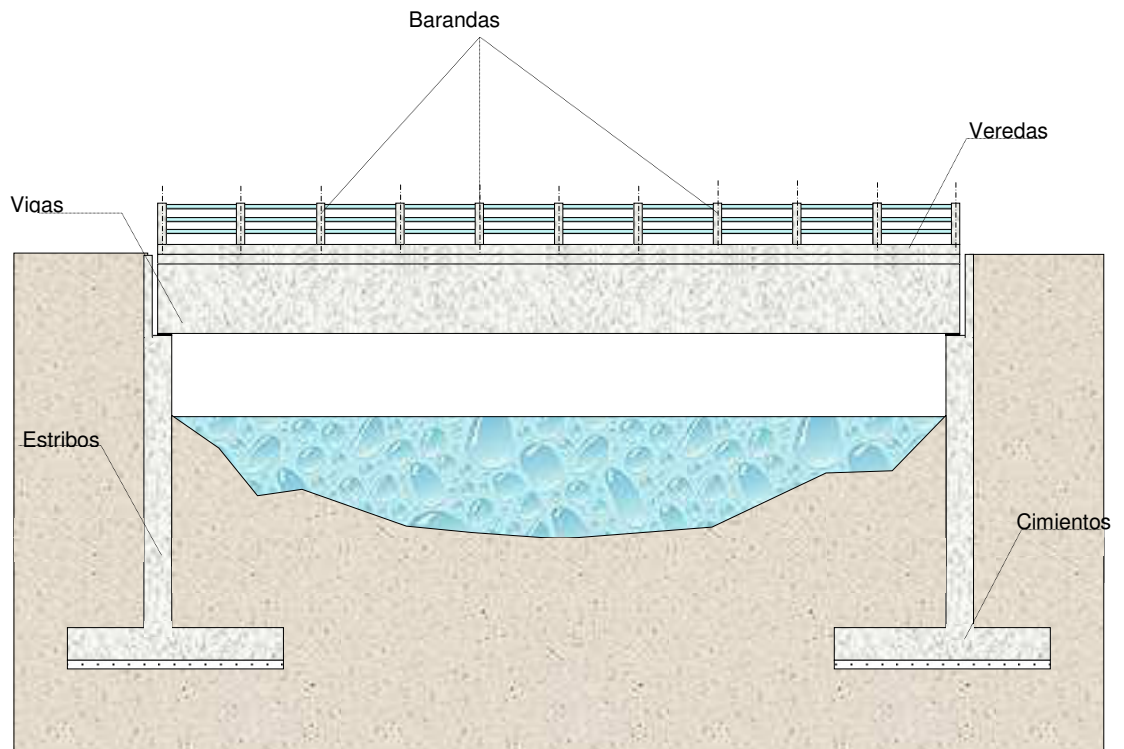


Fig. 1 Puente, vista Longitudinal
Fuente: Propia

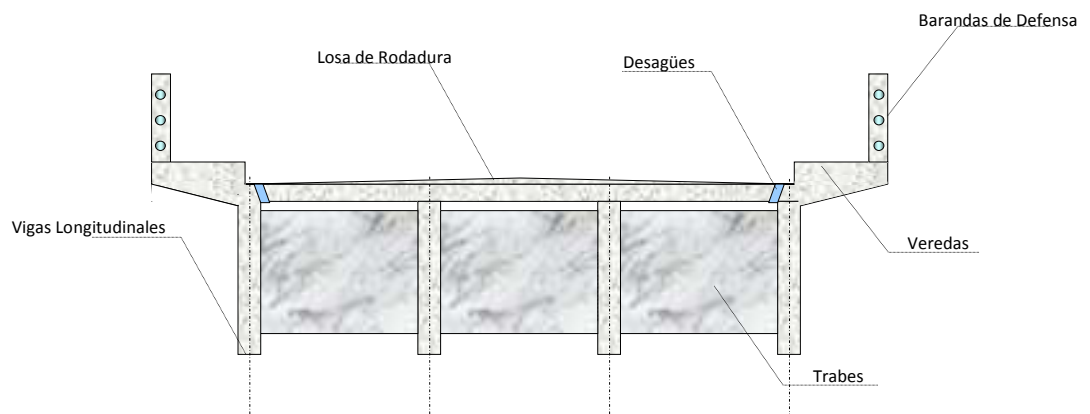


Fig. 2 Puente, vista transversal
Fuente: Propia

1.3. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES

Los puentes pueden ser clasificados según muchas características que presentan, entre las relevantes podemos citar:

- Por su longitud
- Por el tipo de sección que presentan

- Por el tipo de vigas que poseen
- Por su funcionamiento estructural
- Por el tipo de servicio que presta
- Por el material de conformación de la superestructura
- Por la ubicación del tablero
- Por los mecanismos de transmisión de carga hacia la infraestructura
- Por sus condiciones estáticas
- Por su duración.

1.3.1. POR SU LONGITUD

Esta clasificación obedece a la longitud del vano a sortear.

- Puentes mayores (Luces mayores a 50 mts).
- Puentes menores (Luces de vano entre 10 y 50 mts).
- Puentes alcantarilla (Luces menores a 10 mts).

1.3.2. POR EL TIPO DE SECCIÓN

Esta clasificación hace referencia al tipo de sección que posea el puente, misma que ha de obedecer al sistema constructivo empleado.

1.3.2.1. Puentes con sección tipo losa

- Puentes con losa maciza.
- Puentes con losa alivianada con celdas ortogonales.
- Puentes con losa alivianada con celdas circulares.
- Puentes con losa reticular con nervaduras longitudinales y transversales.

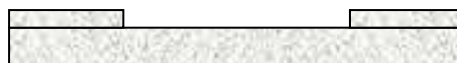


Fig. 3 Puente con losa maciza
Fuente: Propia



Fig. 4 Puente con losa alivianada con celdas ortogonales
Fuente: Propia

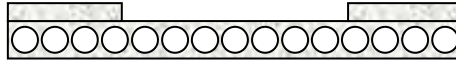


Fig. 5 Puente con losa alivianada con celdas circulares
Fuente: Propia

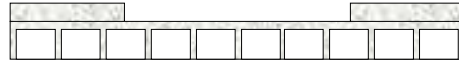


Fig. 6 Puente con losa reticular con nervaduras longitudinales y transversales
Fuente: Propia

1.3.2.2. Puentes con sección tipo viga

- Puentes con vigas macizas.
- Puentes con vigas cajón o celulares con celdas ortogonales.
- Puentes con vigas cajón con celdas trapezoidales

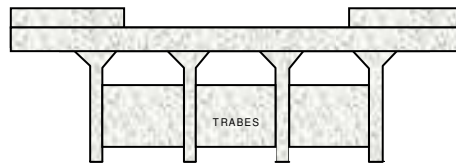


Fig. 7 Puente con vigas macizas
Fuente: Propia

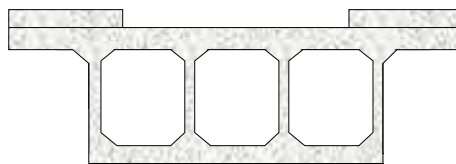


Fig. 8 Puente con vigas cajón con celdas ortogonales
Fuente: Propia

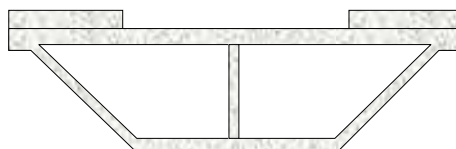


Fig. 9 Puente con vigas cajón con celdas trapezoidales
Fuente: Propia.

1.3.3. SEGÚN EL TIPO DE VIGA

Esta clasificación hace referencia a la variedad de tipos de vigas que pueden conformar un puente.

1.3.3.1. Vigas Pretensadas.

- Losa maciza sobre vigas “I” de hormigón pretensado
- Losa maciza sobre vigas “T” de hormigón pretensado

1.3.3.2. Vigas de Acero.

- Losa maciza sobre vigas “I” de acero.
- Losa maciza sobre celdas ortogonales de acero.
- Losa maciza sobre celdas trapezoidales de acero.

1.3.3.3. Vigas prefabricadas de hormigón armado.

- Losa maciza sobre vigas prefabricadas de hormigón armado

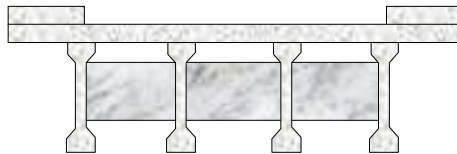


Fig. 10 Losa maciza sobre vigas “I” de hormigón pretensado
Fuente: Propia

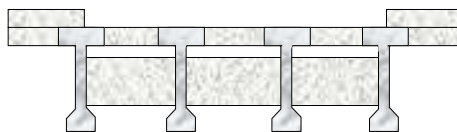


Fig. 11 Losa maciza sobre vigas “T” de hormigón pretensado
Fuente: Propia

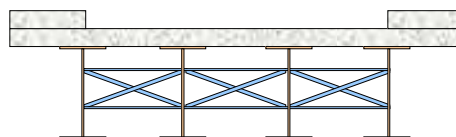


Fig. 12 Losa maciza sobre vigas “I” de acero
Fuente: Propia

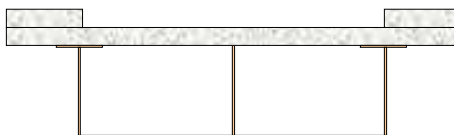


Fig. 13 Losa maciza sobre celdas ortogonales de acero
Fuente: Propia



Fig. 14 Losa maciza sobre celdas trapezoidales de acero
Fuente: Propia



Fig. 15 Losa maciza sobre vigas de hormigón
Fuente: Propia

1.3.4. DE ACUERDO A SU FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Esta clasificación obedece a la disposición y el funcionamiento de la estructura soportante.

- Isostático sobre dos apoyos
- Isostático sobre dos apoyos con voladizo
- Isostático continuo tipo Gerbert de sección constante
- Isostático continuo tipo Gerbert de sección variable
- Hiperestático continuo de sección constante
- Hiperestático continuo de sección variable
- Aporticado de sección constante o variable con columnas verticales y diferentes condiciones de apoyo.
- Aporticado de sección constante o variable con columnas inclinadas y diferentes condiciones de apoyo.
- Arco con tablero inferior
- Arco con tablero superior
- Puentes con cables tensores
- Puentes colgantes



Fig. 16 Puente Isostático sobre dos apoyos
Fuente: Propia



Fig. 17 Puente Isostático sobre dos apoyos con voladizo
Fuente: Propia

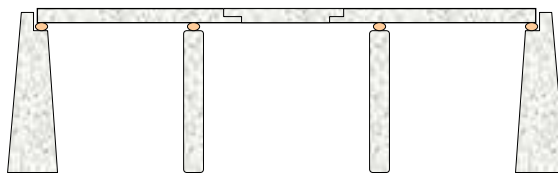


Fig. 18 Puente Isostático continuo tipo Gerbert de sección constante
Fuente: Propia

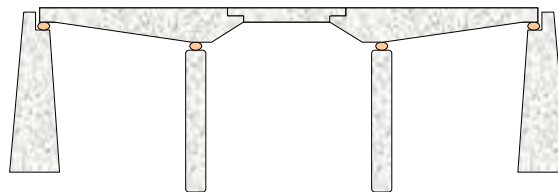


Fig. 19 Puente Isostático continuo tipo Gerbert de sección variable
Fuente: Propia

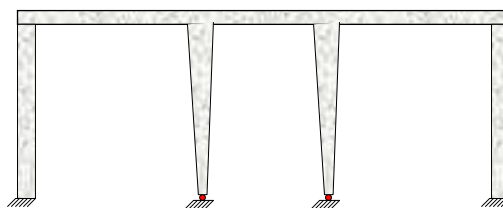


Fig. 20 Puente aporticado de sección constante o variable
y diferentes condiciones de apoyo con columnas perpendiculares
Fuente: Propia

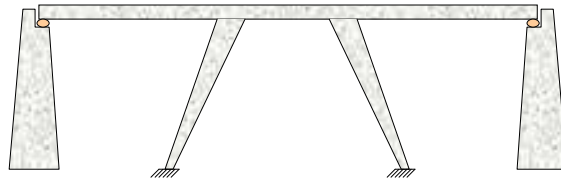


Fig. 21 Puente aporticado de sección constante o variable y diferentes condiciones de apoyo con columnas inclinadas
Fuente: Propia

1.3.5. POR EL SERVICIO QUE PRESTA

Esta clasificación obedece al tipo de construcción en función de la utilidad prestada por la escritura, clasificándose así:

- Puentes camineros
- Puentes ferroviarios
- Puentes acueductos (para el paso de agua)
- Puentes canal (para vías de navegación)
- Puentes para oleoductos
- Puentes basculantes para zonas navegables
- Puentes parpadeantes en cruces de navegación
- Pasarelas (puentes peatonales)
- Puentes mixtos (combinación de algunos de los casos)

1.3.6. POR EL MATERIAL QUE SE UTILIZA EN SU CONSTRUCCIÓN

De acuerdo al material utilizado en su construcción, los puentes pueden clasificarse en:

- Puentes de madera
- Puentes de mampostería de ladrillo
- Puentes de mampostería de piedra
- Puentes de hormigón ciclópeo
- Puentes de hormigón simple
- Puentes de hormigón armado
- Puentes de hormigón pretensado
- Puentes de sección mixta
- Puentes metálico
-

1.3.7. POR LA UBICACIÓN DEL TABLERO

De acuerdo a la ubicación del tablero, respecto de la estructura soportante, se clasifican en:

- Puentes de tablero superior
- Puentes de tablero intermedio
- Puentes de tablero inferior

1.3.8. POR LOS MECANISMOS DE TRANSMISIÓN DE CARGAS A LA INFRAESTRUCTURA

Hace referencia al mecanismo estructural encargado de transmitir las cargas desde el tablero hacia los cimientos;

- Puentes de vigas
- Puentes aporticados
- Puentes de arco
- Puentes en volados sucesivos
- Puentes atirantados
- Puentes colgantes

1.3.9. POR SUS CONDICIONES ESTÁTICAS

Esta clasificación obedece al tipo de apoyo de la viga con respecto al estribo y/o pilas:

1.3.9.1. Isostáticos.

- Puentes simplemente apoyados
- Puentes continuos con articulaciones
- Puentes en arco (articulados)

1.3.9.2. Hiperestáticos.

- Puentes continuos
- Puentes en arco
- Puentes aporticados

1.3.10. POR EL ÁNGULO QUE FORMA EL EJE DEL PUENTE CON EL PASO INFERIOR

Esta clasificación se refiere al ángulo que forma el eje del puente con respecto a su paso inferior (cauce de agua, vía, etc).

- Puente recto (Ángulo de esviaje 90°)
- Puentes esviados (Ángulo de esviaje menor que 90°)
- Puentes curvos (Ángulo variable a lo largo del eje)

1.3.11. POR SU DURACIÓN

Hace referencia el tiempo de vida útil del puente.

- Puentes definitivos.
- Puentes temporales o provisionales.

1.4 ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO

En términos generales, para el diseño de un puente existen aspectos de suma importancia tenerlos presentes, aspectos tales como la ubicación, el tipo de vías, el tipo de tráfico, la configuración del obstáculo a librarse, la disponibilidad de recursos, etc.

En referencia a los detalles citados anteriormente, podemos enumerar los aspectos a tener en cuenta para el diseño, de la siguiente manera:

- Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento, pendiente y rasante.
- Tipo de puente adecuado para el sitio escogido, tomando en cuenta aspectos tales como estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- Forma geométrica y dimensiones analizando los accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundiciones.
- Obras complementarias como: barandas, drenaje de la calzada, protección de las márgenes y rectificación del cauce si fuera necesario, forestación de taludes e iluminación.
- En caso de obras especiales, recomendar sistemas constructivos, equipos, etapas de construcción y todo aquello que se considere necesario para la buena ejecución y estabilidad de la obra.

1.4.1. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA

El lugar de emplazamiento del puente se constituye como una importante área de expansión del cantón Biblián, en sus alrededores están ubicados importantes obras de equipamiento tal como el Complejo Deportivo “Los Chirijos”, parques lineales, La Feria del Ganado, etc. Por otra parte, es importante destacar que el puente servirá como nexo fundamental entre la Avenida Panamericana y la Autopista Cuenca – Azogues – Biblián, permitiendo el flujo vehicular en sentido este – oeste sin que se tenga que ingresar al cantón, así como también se mejorará significativamente el flujo en los días que se desarrolla la feria del ganado, flujo que actualmente se encuentra colapsado por contar con una estructura de puente de un solo carril, colapsada hidráulicamente y cuya vida útil se ha cumplido.

En virtud de lo mencionado, es de vital importancia contar con una estructura funcional cuyo costo no signifique un impedimento para la ejecución del proyecto, por tanto se ha optado por diseñar el puente de tipo aporticado de tal manera que su costo de ejecución disminuya significativamente en comparación con otros tipos de estructuras como por ejemplo metálicas, estructuras con viga recta de hormigón, con viga curva, etc.

1.4.2. JUSTIFICACIÓN GEOMÉTRICA

El diseño geométrico del puente siempre estará ligado a circunstancias tales como el lugar de emplazamiento, el tipo de tráfico a soportar, la disponibilidad del cruce peatonal, etc; sin embargo para este estudio en particular tales parámetros se los ha tomado de la norma AASHTO-LRFD 2010.

1.4.2.1. Sección Transversal.

Es importante tener en cuenta parámetros tales como el lugar de emplazamiento del puente (puentes urbano o rural), el ancho de la plataforma de rodadura de las vías a empalmar, la longitud a salvar, la categoría del camino (Troncal, Autopista, Primer nivel, Segundo Nivel, Tercer Nivel) y el tránsito previsto.

Como se había mencionado con anterioridad, el puente habrá de emplazarse en la zona urbana del cantón Bibliàn, servirá de enlace entre La Feria de Ganado y una vía de segundo orden, a la vez que soportará el tránsito de camiones medianos, camionetas y volquetes tipo cabezales de 12 m³.

En virtud de lo expuesto, se ha optado por el diseño de un puente de 7.30 m de sección de rodadura configurada en 2 carriles, sin bermas, con veredas peatonales de 1.40 m a cada lado y barandas de protección dispuestas cada 2.00 m con una altura de 1.10 m.

1.4.2.2. Ancho de la superficie de rodadura.

El número de carriles de diseño, se determina dividiendo el ancho libre de la calzada para la constante 3.6, tomando del resultado la parte entera.

$$N_{carriles} = \frac{w}{3.6}$$

w = Ancho libre de la calzada (m)

Para el caso particular del puente a diseñar, se tiene:

$$N_{carriles} = \frac{7.30}{3.6}$$

$$N_{carriles} = 2.02 \approx 2_{carriles}$$

1.4.2.3. Veredas.

Se utilizan para el flujo peatonal o para realizar actividades de mantenimiento, el espesor mínimo requerido será de 0.75 mts, la altura respecto de la calzada fluctuará entre 0.16 y 0.20 mts.

Se ha optado por una geometría de veredas de 1.40 mts ancho por 0.20 mts de altura.

1.4.2.4. Barandas.

En los bordes exteriores de las superestructuras de los puentes, se disponen de barandas o barreras de protección para el tránsito vehicular y el flujo de peatones y/o ciclistas; existen cinco tipos de barandas a saber, barandas de tráfico, barandas peatonales, barandas para ciclovías y combinaciones de barandas peatonal tráfico, y ciclovía tráfico.

- Barandas de tráfico:
0.69 mts para barandas metálicas o combinadas con muros de hormigón
0.81 mts para muro de hormigón.

- Barreras peatonales y combinaciones tráfico – peatones 1.07 mts
- Barandas para ciclovías y combinaciones tráfico – ciclovías 1.37 mts.

Las barandas deben estar diseñadas de tal manera que resistan al choque con o sin la acera, su uso se limita a carreteras en donde la velocidad máxima permitida sea de 70 Km/h, para velocidades mayores, se debe proteger a los peatones utilizando barreras.

1.4.2.5. Losas de Transición.

Son losas dispuestas en el terraplén o acceso, se recubre de idéntico material que la superficie del puente, se diseñan con un espesor mínimo de 0.20 mts.

1.4.2.6. Drenaje.

Para evacuar las aguas lluvias de la calzada del puente, se deberá procurar mantener pendientes transversales constantes en todo su largo, sin efectuar transiciones en el interior de la estructura, así la pendiente de drenaje longitudinal deberá ser la mayor posible, recomendándose como mínimo un valor de 0.5%, mientras que, la pendiente de drenaje transversal mínima es de 2% para las superficies de rodadura.

Para efectos de la evacuación de aguas lluvias, se utilizarán sumideros o lloraderos de material anticorrosivo, diámetros suficientes y en número adecuado, generalmente se utilizan de diámetro igual a 0.110 mts, cada 2.00 mts, sobresaliendo debajo de la placa 0.05 mts; el agua drenada nunca debe caer sobre las partes de la estructura.

1.4.2.7. Gálibo.

Se denomina como gálibo a la altura necesaria para el paso de tráfico vehicular debajo del puente, o la altura existente entre el espejo del agua y el punto mas bajo de la superestructura del puente cuando este se dispone sobre cursos de agua.

El gálibo sobre autopistas principales será de 5.50 mts; en puentes sobre cursos de aguas, se debe considerar una altura mínima libre de 1.50 a 2.50 mts sobre el nivel máximo de las aguas.

1.4.2.3. Juntas de Dilatación

Para permitir la expansión o contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocarán juntas en los extremos y otras secciones intermedias en donde sean necesarias; las juntas deben sellarse con materiales flexibles a la vez que deben ser impermeables.

1.5. PREDIMENSIONAMIENTO, ASPECTOS GENERALES

Tomando en consideración toda la información recopilada hasta el momento, podemos plantear un anteproyecto del trabajo investigativo, mismo que se caracterizará por los parámetros siguientes.

1.5.1 CARACTERIZACIÓN SEGÚN LA CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE PUENTE Y ASPECTOS DE DISEÑO

Tabla 1. Caracterización según la clasificación

Por su longitud	Menor
Por el tipo de sección	Con vigas macizas
Por el tipo de viga	Vigas de hormigón armado fabricadas
Por el funcionamiento estructural	Aporticado con columnas inclinadas
Por el servicio prestado	Caminero
Por el material de construcción	Hormigón armado
Por la ubicación del tablero	Tablero superior
Por la manera de transmitir las cargas	Aporticado
Por las condiciones estáticas	Hiperestático aporticado
Por la inclinación respecto al eje del río	Angulo recto
Por su duración	Definitivos

Fuente: Propia

Tabla 2. Caracterización según aspectos de diseño.

Número de carriles	2 Carriles; 3.65 mts de ancho cada uno
Veredas	Espesor 1.40 mts, altura de 0.20 mts
Barandas	Comb. tráfico peatones altura 1.10 mts
Pavimento	Rígido
Drenaje	PVC diámetro 0.11 mts
Gálibo	Gálibo 2.00

Fuente: Propia

CAPÍTULO 2 ESTUDIOS PRELIMINARES

En el desarrollo del proyecto para la implementación del puente, son necesarios estudios de ingeniería básica que nos permiten obtener información esencial para la toma de decisiones en cuanto a parámetros de diseño, funcionalidad y vida útil de la estructura a implementarse.

Dentro de los estudios preliminares podemos citar:

- Levantamiento Topográfico
 1. Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos
 2. Proporcionar información de base para los estudios de Hidrología e Hidráulica
 3. Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales
 4. Establecer puntos de referencia para el replanteo en la fase de construcción
- Estudios de Hidrología e Hidráulica
 1. Ubicación óptima del cruce.
 2. Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce
 3. Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce
 4. Área de flujo a ser confinada por el puente
 5. Nivel máximo de agua en la ubicación del puente.
 6. Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente
 7. Profundidades de socavación general
 8. Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación.
 9. Obras de protección necesarias
 10. Previsiones para la construcción del puente.
- Estudio de Mecánica de Suelos.
 1. Determinación en laboratorio de la caracterización del tipo de suelo.
 2. Capacidad portante del suelo.
 3. Profundidad de cimentación.

2.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Para efectos de llevar a cabo el estudio topográfico, se realizó el levantamiento con una estación total marca Trimble modelo M3 3300/T 5315

2.1.1. PLANIMETRÍA

En este caso particular se utilizó el método de radiación para efectuar el levantamiento planimétrico del sitio de emplazamiento del puente, se ubicaron los puntos que me

permitieron definir la rivera del río, cauce y dirección del mismo; así también se registraron los puntos del eje de las vías aledañas, anchos de rodaduras y detalles varios.

En términos generales se levantó un área de terreno 60 000m² plasmada en un plano adjunto al presente documento (Anexos, Planos, Lámina 1, Levantamiento Topográfico).

2.1.2. ALTIMETRÍA

El trabajo efectuado consiste en la nivelación de los ejes tanto de las vías aledañas así como del río con el objeto de la obtención de las curvas de nivel. Se adjunta plano descrito y la libreta topográfica (Anexos, Planos, Lámina 1; Levantamiento Topográfico).

2.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO

El estudio hidrológico me va a permitir establecer un caudal máximo de diseño a partir del cual se desprenden parámetros importantes tales como la elección de la altura del gálibo y la determinación de importantes datos hidráulicos desde los cuales se desprenden condicionamientos de cimentación, obras de defensa, previsiones para la fase de construcción, etc.

2.2.1. GENERALIDADES DE LA CUENCA

a) Ubicación General

El río Burgay objeto de estudio, se sitúa en la cuenca del río Paute, subcuenca del Río Burgay, microcuenca a la altura del cantón Biblián.

b) Ubicación Particular

La línea imaginaria parteaguas se encuentra situada enteramente en la jurisdicción del cantón Biblián, en la zona 17 M, entre las abscisas 730000 y 736000 y las ordenadas 9698000 y 9705000

c) Elevaciones de la cuenca.

A partir de los planos topográficos (Anexo 1, Planos, Lámina 1; Levantamiento Topográfico), la microcuenca en estudio posee las siguientes elevaciones:

Elevación mínima: 2600 msnm

Elevación máxima 3392 msnm

2.2.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA MICROCUENCA

La cuenca actúa como un sistema natural de drenaje de las aguas lluvias, y las características que posee, establece el comportamiento y la forma de cómo se realiza dicho drenaje; por tanto, entre el comportamiento hidrológico y las características fisiográficas de la cuenca existe una relación directa.

2.2.2.1. Área de la microcuenca

Para la delimitación del área ocupada por la microcuenca, se partió del punto de interés y se ubicaron los puntos mas elevados realizando un barrido en sentido horario, de tal manera que se conformó una poligonal al unir los puntos mas elevados con líneas ortogonales a las curvas de nivel en dichos puntos, esta poligonal toma el nombre de parteaguas.

En la microcuenca en estudio el área delimitada por la línea parteaguas es de 27.57 Km²

2.2.2.2. Longitud del Cauce mas largo

Es la longitud (Lc) producto de la suma de la longitud del río hasta el punto de interés (Lcp) mas la longitud del afluente mas largo (Lal)

$$Lc = Lcp + Lal \quad (\text{Ecuación 2.1})$$

Lc= Longitud del cauce más largo

Lcp= Longitud cauce principal

Lal= Longitud del afluente más largo

$$Lc = 5.21 + 5.25 \text{ km.}$$

$$Lc = 10.46 \text{ Km.}$$

2.2.2.3. Perímetro de la microcuenca

Corresponde a la longitud de la poligonal de la línea parteaguas

$$P = 21.43 \text{ Km}$$

2.2.2.4. Elevación media de la microcuenca

Las variaciones de elevación al interior de una cuenca, así como la elevación media, son datos importantes para el posterior estudio de la precipitación y la esorrentía superficial; en nuestro medio se determina la elevación media de la cuenca por medio de la curva hipsométrica.

2.2.2.4.1. Curva Hipsométrica

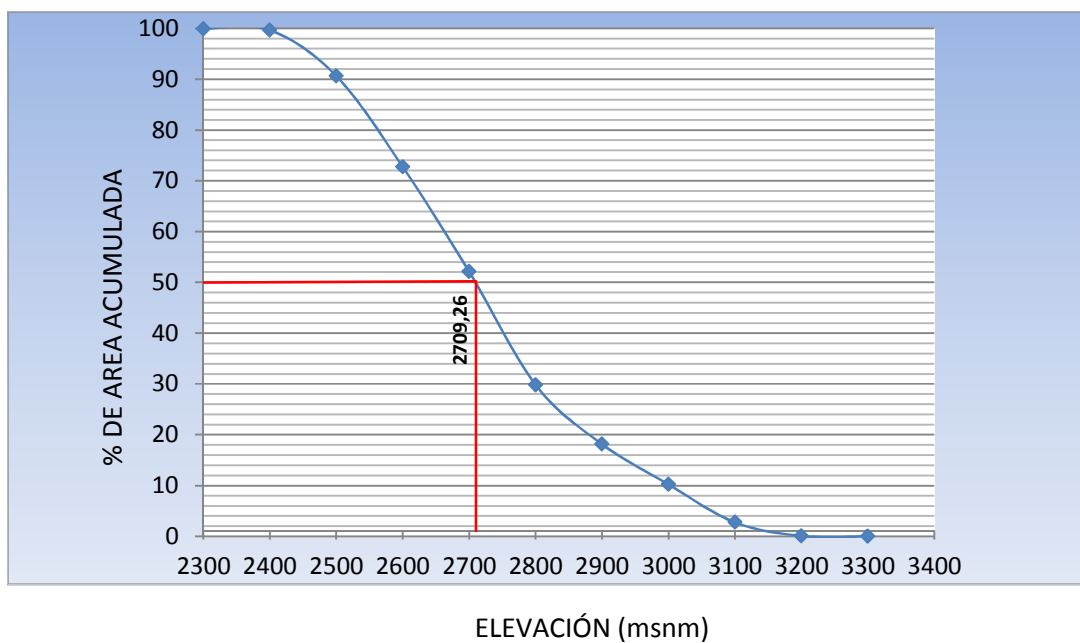
Para la determinación de la curva hipsométrica se procede a ubicar las cotas existentes en la microcuenca, posteriormente se determina el área que existe entre cada cota levantada; estos datos nos ayudarán a determinar la elevación media predominante en la zona, tal y como se detalla en el cuadro siguiente:

Cuadro 1 Tabulación de Datos para la Curva Hipsométrica

ELEVACIÓN CURVA (msnm)	AREA ENTRE CURVAS (Km2)	AREA TOTAL (%)	ACUMULADO INVERSO (ÁREA)	ELEVACIÓN MEDIA (msnm)
2300				
	0,025	0,09	99,91	2350
2400				
	0,073	0,26	99,65	2450
2500				
	2,482	9,00	90,64	2550
2600				
	4,932	17,89	72,76	2650
2700				
	5,682	20,61	52,15	2750
2800				
	6,152	22,31	29,83	2850
2900				
	3,222	11,69	18,15	2950
3000				
	2,182	7,91	10,23	3050
3100				
	2,062	7,48	2,76	3150
3200				
	0,732	2,65	0,10	3250
3300				
	0,028	0,10	0,00	3350
3400				
		100,00		

Fuente: Propia

Tabla 3. Análisis de la cota media



Fuente: Propia

De la figura anterior se deduce que la cota media de la microcuenca en estudio es 2709.26 msnm

2.2.2.5. Pendiente Media de la cuenca

Es una de las características hidrológicas de mayor importancia de la cuenca ya que rige el drenaje. La pendiente media de la cuenca se calcula por la siguiente expresión:

$$S_m = \frac{(L * D)}{A} \quad (\text{Ecuación 2.2})$$

Donde:

L= Sumatoria de la longitud de las curvas de nivel en km.

D= intervalo entre dos curvas de nivel consecutivas

A= área total de la cuenca km²

$$S_m = \frac{(99.41 * 0.1)}{27.57}$$

$$S_m = 36.05\%$$

2.2.2.6. Coeficiente de Compacidad

Es adimensional y sus valores son mayores o iguales a uno y se relacionan únicamente con la forma de la cuenca. Cuando este coeficiente es mas cercano a uno, la microcuenca tendrá forma circular desencadenándose un mejor aprovechamiento de la precipitación.

$$K_c = \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right) * 0.28 \quad (\text{Ecuación 2.3})$$

Kc = coeficiente de compacidad

P = perímetro de la cuenca (Km).

A= área de la cuenca en (Km²)

$$K_c = \left(\frac{21.43}{\sqrt{27.57}} \right) * 0.28$$

$$K_c = 1.14$$

2.2.2.7. Factor de forma

Este coeficiente relaciona la longitud del eje central de la cuenca con el ancho medio. Comparando dos o más cuencas que poseen características físicas semejantes, tendrá mayor drenaje aquella que posea el coeficiente de forma más elevado, y esta dada por la siguiente forma:

$$K_f = \frac{L_m}{L_e} \quad (\text{Ecuación 2.4})$$

Kf = Coeficiente de forma

Lm = Ancho medio (Km).

Le = Longitud del eje central (Km).

$$K_f = \frac{4.47}{6.30}$$

$$K_f = 0.71$$

2.2.3. PERÍODO DE RETORNO

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo esta inversamente relacionado con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos moderados. El objetivo del análisis de frecuencia de la información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad

En la práctica este análisis se lleva a cabo seleccionando como variable el caudal máximo anual, que es el flujo pico instantáneo máximo que ocurre en cualquier momento del año.

Debido a lo escrito anteriormente, para la obtención del periodo de retorno se hará uso de tablas resúmenes en base a experiencias pasadas en el diseño de estructuras de control de aguas.

Cuadro. 2 Período de retorno

ESTRUCTURA	PERÍODO DE RETORNO
PUENTES DE CARRETERAS	
Sistema Secundario	De 10 a 50
Sistema Primario	De 50 a 100

Fuente: Propia

Puesto que la vía sobre el cual se proyectará el puente, corresponde a una de tercer orden, se asume un período de retorno de 50 años.

2.2.4. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en recorrer la distancia entre el punto más lejano en la cuenca hasta el punto de interés, teniendo su recorrido sobre el cauce más largo en la cuenca.

$$T_c = \frac{(\sqrt{A} + 1.5 * L)}{(0.85 * \sqrt{H_m})} \quad (\text{Ecuación 2.5})$$

T_c = Tiempo de concentración (hrs).

A = Área de la cuenca (Km²)

L = Longitud el cauce más largo (Km)

Hm = Elevación media de la cuenca (mts).

$$T_c = \frac{(\sqrt{27.57} + 1.5 * 10.46)}{(0.85 * \sqrt{2709.26})}$$

$$T_c = 0.47 \text{ hrs o } 28.2 \text{ min}$$

2.2.5. CURVAS DE INTENSIDAD, DURACIÓN Y FRECUENCIA (IDF)

Para la obtención de los registros de precipitaciones en la zona de la microcuenca se referenció la estación pluviométrica ubicada en el cantón Biblián, misma que obedece a los siguientes datos:

- Nombre de la Estación: Biblián
- Código de la Estación: M0137
- Zona Hidrológica: 280
- Coordenadas Geográficas: Lat. 02° 42' 32'' Long. 78° 53' 30'' Cota 2640

Cuadro 3 Estadísticas de la Estación Pluviométrica de referencia

M0137				BIBLIAN								INAMHI					
MES	HELIOFANIA (Horas)	TEMPERATURA DEL AIRE A LA SOMBRA (°C)					HUMEDAD RELATIVA (%)				PUNTO DE ROCÍO (°C)	TENSION DE VAPOR (hPa)	PRECIPITACION(mm)		Numero de días con precipitación		
		ABSOLUTAS		M E D I A S									Suma	Máxima en			
		Máxima	día	Mínima	día	Mensual	Máxima	día	Mínima	día			Media	Mensual		24hrs	día
ENERO		8.0	25	21.2	8.8	14.5	98	13	43	18	78	10.4	12.7	107.5	28.5	1	9
FEBRERO				21.4	9.9	15.0					76	10.3	12.6	121.3	24.2	10	16
MARZO		5.8	11		8.5	15.4	98	10	33	4	73	10.1	12.4	77.8	27.3	20	10
ABRIL				20.8	9.9	15.2					75	10.5	12.7	164.6	28.0	22	19
MAYO		5.8	20		8.5	14.9	98	21	41	5	76	10.3	12.6	82.4	14.6	26	13
JUNIO				19.1	8.0	13.8	98	25	48	29	79	10.1	12.4	63.7	18.0	25	13
JULIO				17.8	8.9	12.5	98	5	52	29	84	9.7	12.1	98.5	19.0	11	20
AGOSTO		5.2	25	19.6	8.2	13.8					76	9.4	11.9	38.7	6.7	3	10
SEPTIEMBRE		6.2	8		7.9	13.8	98	22	47	11	79	9.9	12.2	77.4	13.7	23	11
OCTUBRE		3.0	21	21.8	7.3	14.4					73	9.1	11.7	94.6	28.7	3	12
NOVIEMBRE		0.4	20	22.4	6.7	15.0					72	9.4	12.0	104.7	19.5	8	18
DICIEMBRE				20.9	8.6	15.0	98	13	49	11	77	10.8	12.8	152.4	30.0	1	20
VALOR ANUAL					8.4	14.4					76	10.0	12.3	1182.6	30.0		

Fuente: Anuario INAMHI 2011

2.2.5.1. Análisis de Caudales Máximos

La estimación de los caudales máximos para distintos periodos de retorno se realiza mediante la utilización de la Fórmula Racional que se basa en la estimación del caudal máximo a partir de la precipitación de un determinado periodo de diseño concentrada en un periodo igual al tiempo de concentración de la cuenca y en base a la aplicación de un

coeficiente de escorrentía que abarca todas las abstracciones existentes en la precipitación considerada.

El método viene dado por la relación:

$$Q_d = 0,278 C I A \quad (\text{Ecuación 2.6})$$

Q_d = Caudal de diseño (m^3/sg)

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia concentrada en un período igual al tiempo de concentración.

(mm/h)

A = Area de la cuenca (km^2)

La intensidad de lluvia debe ser obtenida para diferentes periodos de retorno y para una duración de lluvia igual al tiempo de concentración. El coeficiente de escorrentía se lo obtiene de tablas de varios estudios en cuencas experimentales dependiendo de la cobertura vegetal y el tipo de suelo. Este coeficiente asocia que porcentaje de precipitación ocurrida se convierte en escurrimiento superficial. Para el estudio en función de la cobertura mayoritariamente de pastos y pendientes comprendidas entre el 2% y el 7% se adoptó el valor de 0,48 (Tomado del Internet, Coeficientes de escorrentía para el método racional).

Cuadro 4. Coeficientes de Escorrentía (Método Racional)

Característica de la superficie	Período de retorno (años)					
	2	5	10	25	50	100
Áreas desarrolladas						
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95
Concreto / techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)						
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50 % del área)						
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)						
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)						
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51
Áreas no desarrolladas						
Área de cultivos						
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54
Pastizales						
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53
Bosques						
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52

Fuente: Internet, Coeficientes de Escorrentía

2.2.5.2. Intensidad de la Lluvia.

La intensidad de lluvia debe ser obtenida para diferentes periodos de retorno y para una duración de lluvia igual al tiempo de concentración, es decir se deben obtener las curvas intensidad-duración-frecuencia para la zona de estudio.

En base al Estudio de Lluvias Intensas (INAMHI, 1999), que se sustenta en conceptos de regionalización, se determinaron las relaciones intensidad - duración – período de retorno, que permiten la determinación de las intensidades máximas para duraciones entre 5 min y 24 horas.

Para el efecto el INAMHI divide el país en zonas, cada una de las cuales tiene sus propias relaciones intensidad – duración – período de retorno.

El área de estudio se ubica en la zona 11 y sus ecuaciones de intensidad se presentan a continuación

Cuadro 5. Ecuaciones IDF para zona 11 (INAMHI 1999)

ZONA 11	DURACIÓN DE LLUVIA	ECUACIÓN
	5 min < 36min	$I=157,96 t^{-0,5729} Id_{tr}$
	36 min < 1440 min	$I=347,4 t^{-0,798} Id_{tr}$

Fuente: Propia

I: Intensidad de precipitación, (mm/h).

t: Duración de la lluvia, (min).

Id_{tr} : intensidades de lluvia máxima para 24 horas, con período de retorno asociado, que se determinan de las tablas incluidas en el mismo informe del INAMHI -1999, (mm/h).

Las intensidades de lluvia Id_{tr} para la zona 11 para diferentes periodos de retorno estan dadas por:

Cuadro 6. Intensidades máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno (INAMHI 1999)

Intensidad máxima en 24 horas (mm/h)			
TR=5	TR=10	TR=25	TR=50
1,10	1,20	1,40	1,50

Fuente: Propia

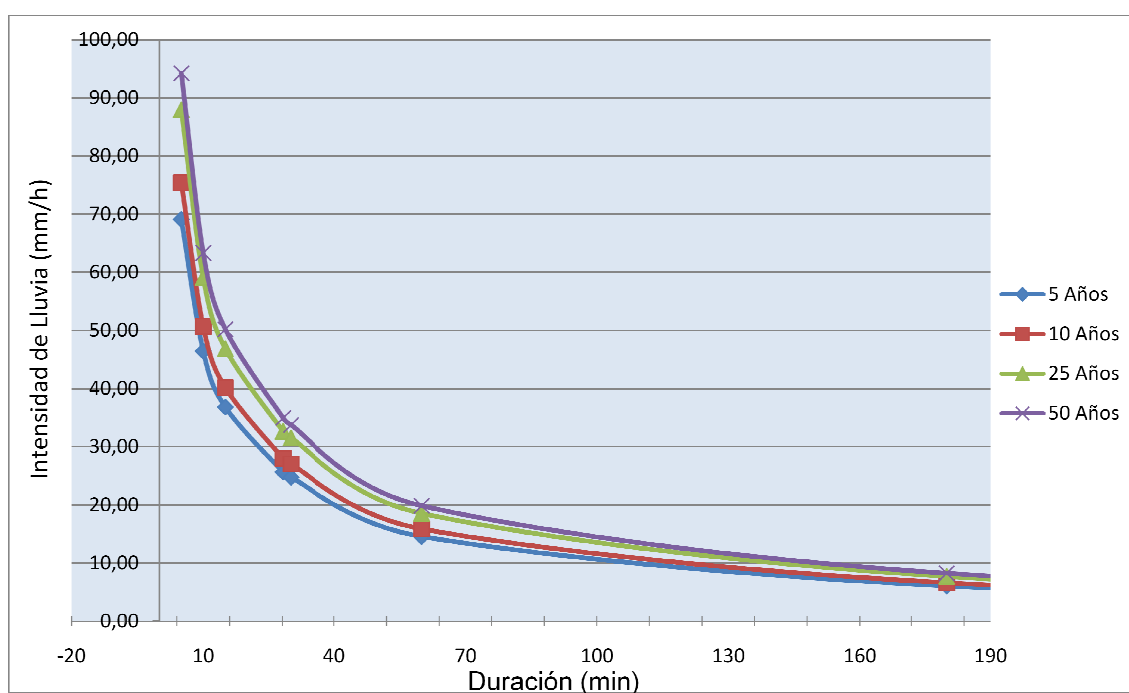
Con los valores obtenidos y con el tiempo de concentración de 28.2 min, se establece las intensidades de precipitación para distintos periodos de retorno.

Cuadro 7. Intensidades de Precipitación

Tr (Años)	Idtr	INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN (mm/h)									
		TIEMPO t (min)									
		5	10	15	28,2	30	60	180	360	720	1440
5	1,10	69,10	46,46	36,83	25,65	24,76	14,56	6,06	3,49	2,00	1,15
10	1,20	75,39	50,68	40,17	27,98	27,01	15,89	6,61	3,80	2,19	1,26
25	1,40	87,95	59,13	46,87	32,65	31,51	18,54	7,71	4,44	2,55	1,47
50	1,50	94,23	63,35	50,22	34,98	33,76	19,86	8,26	4,75	2,73	1,57

Fuente: Propia

Con los valores obtenidos se establecen los valores de las intensidades para distintos períodos de retorno:

**Fig. 22** Curvas IDF (Intensidad, Duración y Frecuencia)

Fuente: Propia

Lo que nos atañe en el presente estudio, es la determinación del caudal máximo o caudal de diseño (Q_d) para el período de retorno adoptado; por tal motivo, con los datos encontrados, se establece:

- Tiempo de Concentración: 28.2 min.
- Período de retorno: 50 años
- Coeficiente de Escorrentía: 0.48
- Intensidad para el período escogido: 34.98 mm/h
- Área de la microcuenca: 27.57 Km²

$$Q_d = 0,278 C * I * A \quad (\text{Ecuación 2.6})$$

$$Q_d = 0,278 * 0.48 * 34.98 * 27.57$$

$$Q_d = 128.69 \text{ m}^3/\text{sg}$$

2.3. ESTUDIO HIDRÁULICO

El estudio hidráulico nos permite determinar características que rigen el comportamiento del río y son determinantes para estructurar parámetros de diseño tales como velocidad del cauce, tirante máximo y las características hidráulicas propias del río.

2.3.1. CURVA DE DESCARGA NATURAL

La curva de descarga natural se utiliza para determinar el nivel máximo que alcanzará el agua para el caudal de diseño que se ha encontrado. Es menester la determinación de ciertos parámetros tales como:

- **Pendiente de Fricción del Río.**

$$Sf = \frac{hf}{L} * 100 \quad (\text{Ecuación 2.7})$$

Sf = Pendiente del río

hf = Diferencia de nivel entre dos puntos en estudio

L = longitud entre los puntos de estudio

Para la aplicación, se tomo los puntos ubicados en el eje del río en las abscisas 0+00 aguas arriba y 0+200 que corresponde al punto de emplazamiento del puente.

$$Sf = \frac{6.93}{200.14} * 100$$

$$Sf = 3.46\%$$

La velocidad del río se determina a través de la ecuación de Manning:

$$V = \frac{Rh^{2/3} * Sf^{1/2}}{n} \quad (\text{Ecuación 2.8})$$

V = Velocidad del río (mt/seg).

Rh = Radio hidráulico (mts).

Sf = Pendiente del río (%)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

Al sustituir la ecuación de continuidad $Q = V * A$ en la ecuación de Manning resulta:

$$Q = \frac{A * Rh^{2/3} * Sf^{1/2}}{n} \quad (\text{Ecuación 2.9})$$

Q = Caudal del río (m^3/sg).

A = Sección transversal del río (m^2).

Rh = Radio hidráulico (mts).

Sf = Pendiente del río (%)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional).

El coeficiente de rugosidad se puede calcular en función de los materiales arrastrables del lugar, sin embargo; existen tablas en las que se muestran ciertos coeficientes de rugosidad para varias superficies de canales abiertos.

Cuadro 8 Coeficientes de Rugosidad

MATERIALES	n
Concreto	0.012
Canales naturales:	
-Limpios y rectos	0.03
-Limpios y curvos	0.04
-Curvos con hiervas	0.05
-Con matorrales y árboles	0.10
Planicies de inundación:	
-Pastos	0.035
-Cultivos	0.04
-Hierbas y pequeños matorrales	0.05
-Matorral denso	0.07
Árboles densos	0.10

Fuente: Chow V., Hidrología Aplicada

Del cuadro anterior se asume un coeficiente de rugosidad de 0.04, que corresponde a un tipo de canal natural limpio y curvo; luego se igualará el factor hidráulico con el factor geométrico resultando:

$$\frac{Q * n}{Sf^{1/2}} = A * Rh^{2/3} \quad (\text{Ecuación 2.10})$$

El siguiente paso consiste en encontrar los puntos para graficar la curva de descarga natural; esto se logra, encontrando un caudal para una altura de nivel del agua, donde en el eje de las abscisas tenemos el caudal y en el eje de las ordenadas la altura alcanzada por el nivel del agua.

Para tal efecto, se trabaja con la sección transversal correspondiente al sitio de emplazamiento del puente en la abscisa 0+200, en intervalos de nivel del espejo del agua cada 50 cm.

Cuadro 9. Altura de calado y caudales

NIVEL DE AGUA (mts)	AREA (m ²)	PERÍMETRO MOJADO (mts)	RADIO HIDRÁULICO (A/PM)	CAUDAL (m ³ /sg) (1,837*A*RH ^{2/3})
0,50	1,27	5,35	0,24	0,89
1,00	5,11	10,83	0,47	5,69
1,50	10,79	15,18	0,71	15,79
2,00	19,28	19,99	0,96	34,57
2,50	29,73	24,40	1,22	62,30
3,00	42,39	28,41	1,49	101,68
3,04	43,01	28,68	1,50	103,51
3,50	55,66	29,55	1,88	155,94

Fuente: Propia

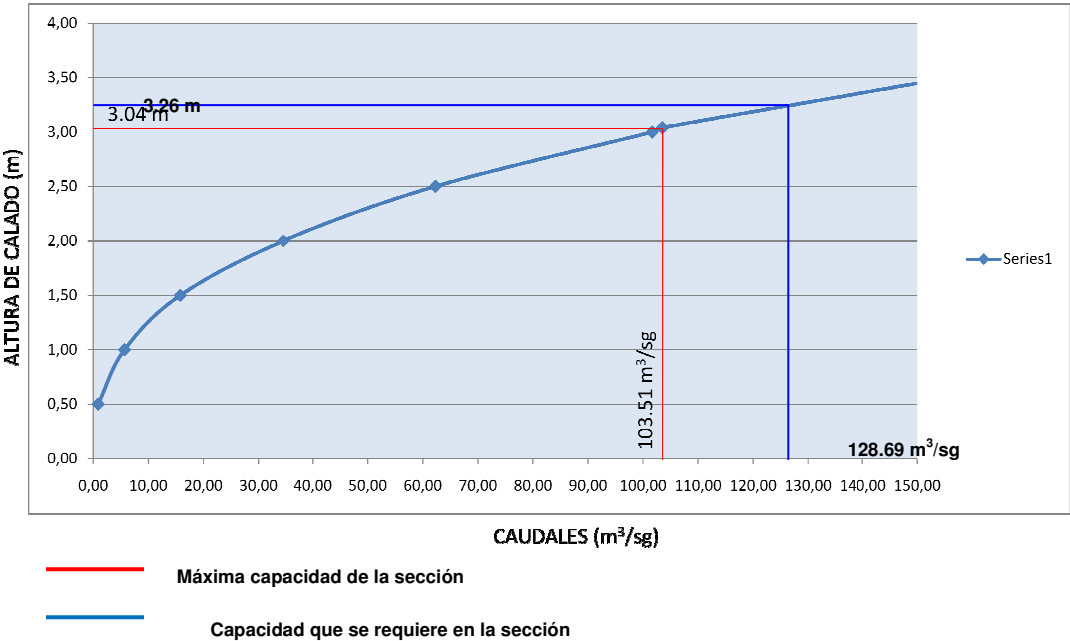


Fig. 23 Calado contrastado con caudal
Fuente: Propia

Debido a la falta de información de crecidas máximas del río en estudio, se optó por realizar investigación de campo en la cual se entrevistaron a pobladores de la zona con edades comprendidas entre 30 y 70 años, ellos manifestaron que el río nunca se ha desbordado y que en la máxima creciente presenciada el agua se ha situado 1.00 m por debajo del nivel de desborde lo cual contrasta con los datos obtenidos. Sin embargo cabe recalcar que si bien es cierto que los métodos empleados para la determinación de los caudales de diseño son aproximados y se basan en diversos tipos de experimentos, también es verdad que los pobladores de la región pueden dar información fidedigna de los niveles

máximos alcanzados por el río en crecientes máximas, por tal motivo, se ha optado por considerar el caudal máximo cuando la sección en situ está en su máxima capacidad de calado (103.51 m³/sg con calado de 3.04 mts).

A partir de la curva de descarga se determinó el tirante máximo alcanzado por el río, el cual es de 3.04 mts. Para efectos de seguridad se dejará un margen de 2.0 mts. sobre el espejo de agua resultando en un gálibo de 5.04 mts.

El tirante encontrado, se medirá a partir del punto más bajo (nivel de cama de agua) hasta la arista inferior de la viga.

Para el tirante de diseño encontrado se determinaron los siguientes parámetros:

- El tirante máximo encontrado es de 5.04 mts.
- El área hidráulica determinada es de 43.01 m²
- El perímetro mojado es de 28.68 mts.
- El radio hidráulico resultante es de 1.50 mts.
- El caudal para el tirante máximo encontrado es de 103.51 m³/seg.

Un aspecto muy importante a tomarse en cuenta es la velocidad del cauce en su condición crítica ya que de esta depende directamente que tenga lugar o no el efecto de socavación sobre la cimentación tanto de la estructura como de los muros de ala.

La protección de un puente contra socavación consiste en tomar todas aquellas medidas con el fin de hacerlo menos vulnerable a daños durante crecientes. Es especialmente importante proteger el cauce, las pilas y estribos de un puente en la parte externa y aguas abajo de las curvaturas, ya que en este caso, la erosión lateral tiende a migrar en este sentido arriesgando la estabilidad de la estructura.

Tomando en cuenta lo descrito anteriormente, se procede a la determinación de la velocidad del cauce en su fase crítica:

$$Q = V * A \quad (\text{Ecuación 2.11})$$

Q = Caudal (m³/sg)

V = Velocidad (m/sg)

A = Área (m²)

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

$$V = \frac{103.51 \text{ m}^3/\text{sg}}{43.01 \text{ m}^2}$$

$$V = 2.40 \text{ m/sg}$$

Es importante tomar en cuenta que en hidráulica se consideran como velocidades críticas 0.6 m/sg y 2.5 m/sg; velocidades menores al rango inferior provocarían

sedimentación del material de arrastre, mientras que, si las velocidades se sitúan sobre el rango superior tendría lugar el efecto de socavación.

En virtud de lo expuesto y tomando en cuenta que se ha determinado la velocidad del cauce con el caudal de diseño máximo obtenido, se puede aseverar que no se tendría problemas por socavación lo cual no excluye que se tengan presentes los siguientes aspectos:

- Tener cuidado de mantener libre la avenida del cauce sin ningún tipo de obra o material que obstruyan el paso del agua.
- Que la geometría y la orientación de la estructura produzcan siempre las mínimas profundidades de socavación.
- Que las obras de cimentación siempre se encuentren a una profundidad segura
- Monitoreo constante de las profundidades de socavación.
- De ser necesario, dotación e instalación de enrocado alrededor de pilas, estribos y muros de ala
- De ser necesario la construcción de diques de encausamiento.
- De ser necesario la construcción de presas bajas aguas abajo para efectos de sedimentación del material de arrastre y aminorar la velocidad del cauce.

CAPÍTULO 3 DISEÑO

Este capítulo se centra en el diseño de todos los elementos constitutivos del puente, iniciando por el conocimiento de la geometría que se detalla a continuación.

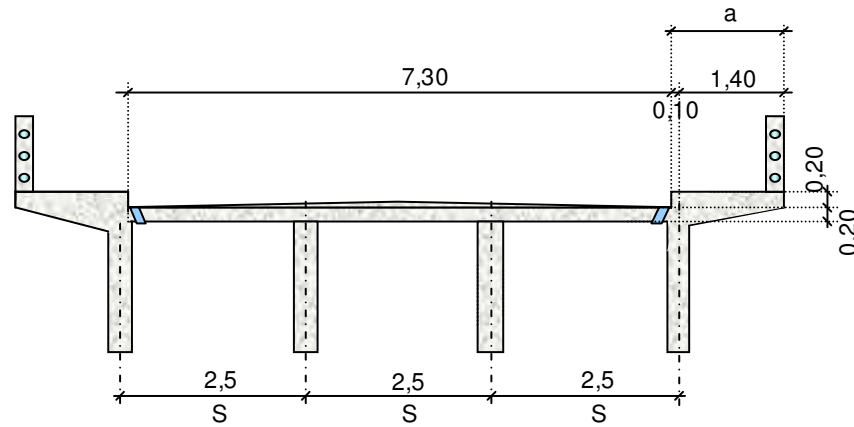


Fig. 24 Geometría Transversal
Fuente: Propia

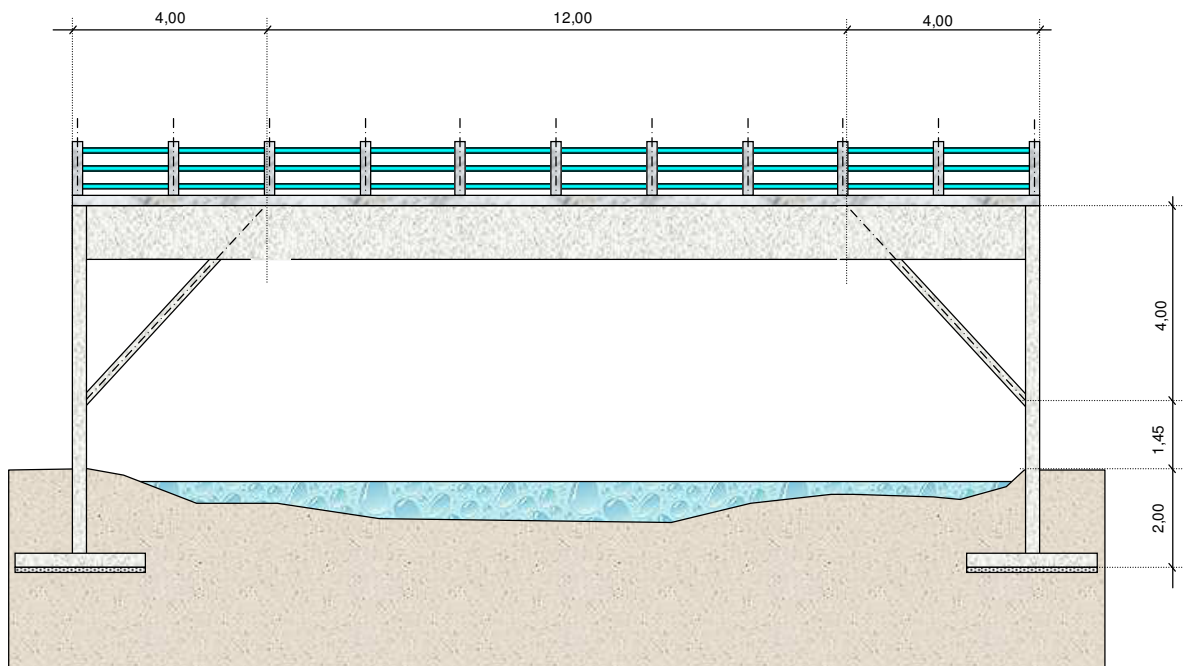


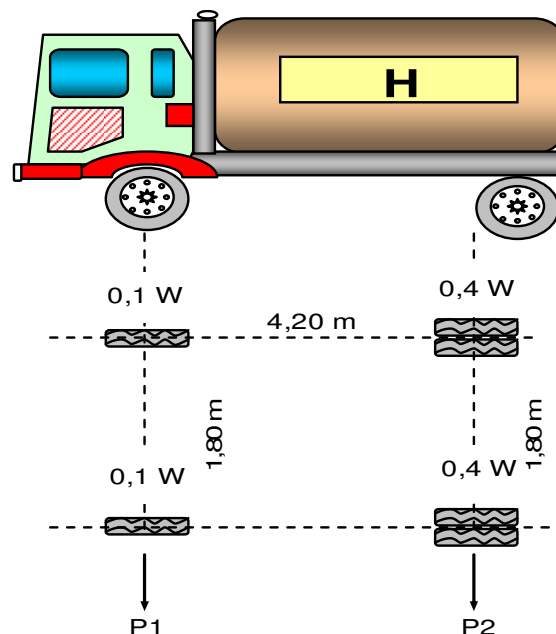
Fig. 25 Geometría Longitudinal
Fuente: Propia

3.1. DETERMINACIÓN DE CARGAS

Una vez determinada la geometría, se procede a la determinación de cargas actuantes sobre la estructura del puente, pudiendo clasificarlas en cargas vivas y cargas muertas.

3.1.1. CARGA VIVA

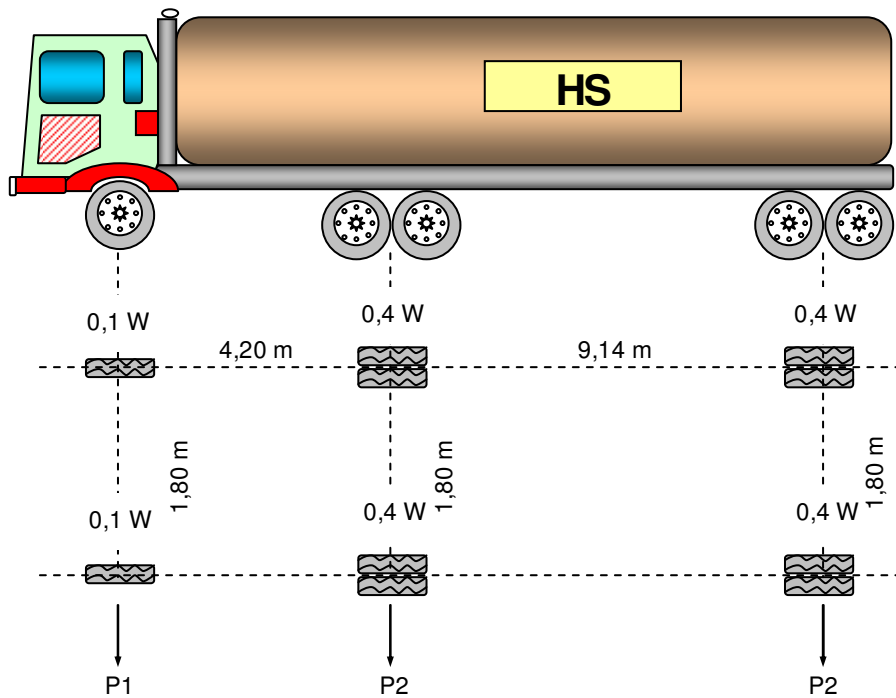
La carga viva corresponde a la carga de servicio conformada por los vehículos, peatones, máquinas especiales en movimiento, etc. Según la normativa AASHTO hay dos clases principales de camiones, los denominados con la letra H seguida de un número y los designados con las letras HS, seguidas también de características numéricas; los designados con la letra H tienen solo dos ejes y el número que acompaña a la denominación indica el peso total del camión cargado en toneladas; los caracterizados con las letras HS, son vehículos del tipo cabezales de 3 ejes, de la misma manera, los números que acompañan a la denominación, indica el peso del vehículo en toneladas.



VEHÍCULOS	PESO (TONELADAS, W)	P1 (Kg)	P2 (Kg)
H 15	15 Tn	1500	6000
H 20	20 Tn	2000	8000
H 25	25 Tn	2500	10000

Fig. 26 Tren de Cargas denominación H

Fuente: Propia



VEHÍCULOS	PESO (TONELADAS, W)	P1 (Kg)	P2 (Kg)	P2 (Kg)
HS 20	20 Tn	2000	8000	8000
HS 25	25 Tn	2500	10000	10000

Fig. 27 Tren de Cargas denominación HS
Fuente: Propia

Para el caso particular, por considerarse un puente urbano de dos carriles que a su vez sirve de vía de enlace para el transporte de áridos y ganado, se ha considerado el tren de cargas HS 25, obteniéndose así las siguientes cargas:

- P1 = 2500 Kg
- P2 = 10000 Kg

3.1.1.1. Proceso de Cálculo (Carga Viva).

A continuación se describe paso a paso el proceso de cálculo y tratamiento de la carga viva.

- Determinación de Cargas (AASHTO):

$$P_T = 1.3 * D + \frac{5}{3} * (L + I) \quad (\text{Ecuación 3.1})$$

P_T = Carga total (Kg)
 D = Carga Muerta (Kg)
 L = Carga Viva (Kg)
 I = Impacto

- Determinación del Impacto:

$$I = \frac{50}{3.28 * L + 125} \quad (\text{Ecuación 3.2})$$

I = Impacto
 L = Luz libre (Tramo central, referenciar fig. 23)

$$I = \frac{50}{3.28 * 12 + 125}$$

$$I = 0.304 \approx 0.30$$

- Determinación de Cargas Vivas según formulación

$$P = \frac{5}{3} * (L + I)$$

$$P_1 = \frac{5}{3} (2500 + 0.3 * 2500)$$

$$P_1 = 5416.67Kg$$

$$P_2 = \frac{5}{3} (10000 + 0.3 * 10000)$$

$$P_2 = 21666.67Kg$$

- Aporte de tren paralelo ocasional:

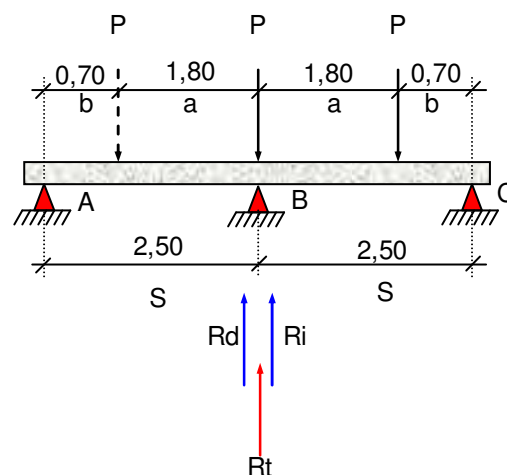


Fig. 28 Esquema de aporte de un tren similar paralelo
Fuente: Propia

$$\Sigma M_C = P * b - R_i * S = 0 \quad (\text{Ecuación 3.3})$$

$$R_i = \frac{P * b}{S}$$

$$\Sigma M_A = -P * b + R_d * S = 0 \quad (\text{Ecuación 3.4})$$

$$R_d = \frac{P * b}{S} * F_c$$

El factor F_c , corresponde a un factor de conteo de eventualidad que se suscite la presencia de un tren similar y paralelo; Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sísmo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador.

Tabla 4. Porcentajes de casualidad de tren paralelo según tipo de vías(Ing. Patricio Vergara)

Tipos de Vías	Factor de Casualidad (F_c)
Tercer Orden	0 – 2%
Segundo Orden	0 – 5%
Primer Orden	3 – 7%
Troncales	7 – 10%

Fuente: Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sísmo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador

$$R_T = P + R_i + R_d$$

$$R_T = P + \frac{P * b}{S} + \frac{P * b}{S} * F_c$$

$$R_T = P * \left(1 + \frac{b}{S} + \frac{b}{S} * F_c\right)$$

$$R_T = P * \left(1 + \frac{b}{S} * (1 + F_c)\right) \quad (\text{Ecuación 3.5})$$

Aplicando la fórmula obtenida, se procede a la mayoración de la carga viva.

$$P_{T1} = P_1 * (1 + \frac{b}{S} * (1 + F_c))$$

$$P_{T1} = 5416.67 * (1 + \frac{0.7}{2.5} * (1 + 0.07))$$

$$P_{T1} = 7039.50 \text{ Kg}$$

$$P_{T2} = P_2 * (1 + \frac{b}{S} * (1 + F_c))$$

$$P_{T2} = 21666.67 * (1 + \frac{0.7}{2.5} * (1 + 0.07))$$

$$P_{T2} = 28158 \text{ Kg}$$

- Determinación del Momento máximo ocasionado por la carga viva.

La posición del tren de cargas que produce al máximo momento es aquella en la cual la carga mas pesada y la resultante de todas las cargas aplicadas, equidistan del centro de la luz.

1era. Hipótesis.

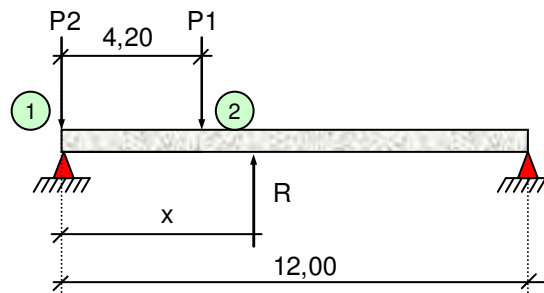


Fig. 29 Esquema de la 1era. Hipótesis
Fuente: Propia

$$\sum M_1 = -P1 * 4.2 + R * x = 0 \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

$$\sum F_y = -P2 - P1 + R = 0 \quad (\text{Ecuación 3.7})$$

$$R = P2 + P1$$

$$R = 28158 + 7039.50$$

$$R = 35197.5$$

$$x = \frac{P1 * 4.2}{R} \quad (\text{Ecuación 3.8})$$

$$x = \frac{7039.50 * 4.2}{35197.5}$$

$$x = 0.84$$

$$e = 4.20 - 0.84 \quad (\text{Ecuación 3.9})$$

$$e = 3.36$$

$$e_{1/2} = 1.68$$

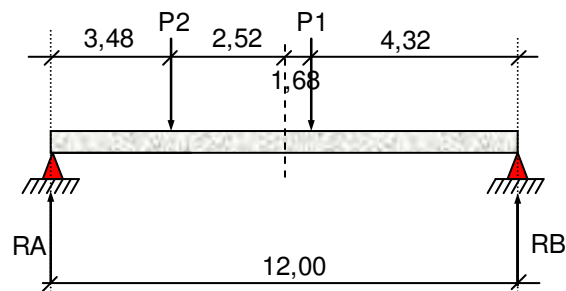


Fig. 30 Esquema de presunción de la 1era. Hipótesis
Fuente: Propia

$$\sum M_A = -P_2 * 3.48 - P_1 * 7.68 + R_B * 12 \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

$$R_B = \frac{28158 * 3.48 + 7039.50 * 7.68}{12}$$

$$R_B = 12671.1 \text{ Kg}$$

$$R_A = 22526.4 \text{ Kg}$$

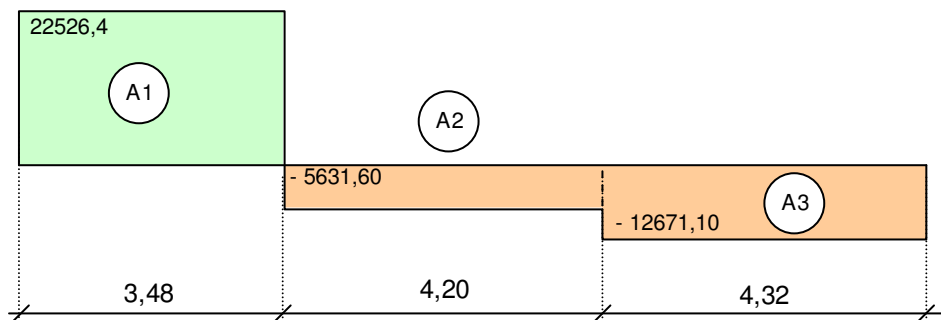


Fig. 31 Diagrama cortante, 1era Hipótesis
Fuente: Propia

$$A1 = 78391.872 \text{ Kgm}$$

$$A2 = 23652.72 \text{ Kgm}$$

$$A3 = 54739.152 \text{ Kgm}$$

$$\text{Mto. Max} = 7839188 \text{ Kgcm}$$

2da. Hipótesis

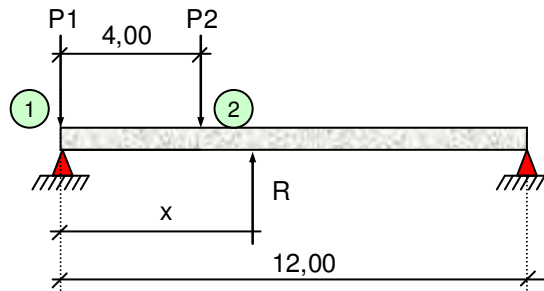


Fig. 32 Esquema, 2da. Hipótesis
Fuente: Propia

$$\sum M_1 = -P2 * 4 + R * x = 0 \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

$$\sum F_y = -P1 - P2 + R = 0 \quad (\text{Ecuación 3.7})$$

$$R = P1 + P2$$

$$R = 7039.50 + 28158$$

$$\mathbf{R = 35197.5}$$

$$x = \frac{P2 * 4}{R} \quad (\text{Ecuación 3.8})$$

$$x = \frac{28158 * 4}{35197.5}$$

$$\mathbf{x = 3.2}$$

$$e = 4 - 3.2 \quad (\text{Ecuación 3.9})$$

$$\mathbf{e = 0.80}$$

$$\mathbf{e_{1/2} = 0.40}$$

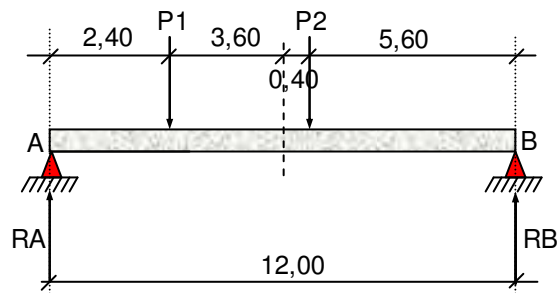


Fig. 33 Esquema de presunción de la 2da. Hipótesis
Fuente: Propia

$$\sum M_A = -P_1 * 2,40 - P_2 * 6,40 + R_B * 12 \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

$$R_B = \frac{7039,5 * 2,4 + 28158 * 6,40}{12}$$

$$R_B = 16425,5 \text{ Kg}$$

$$R_A = 18772 \text{ Kg}$$

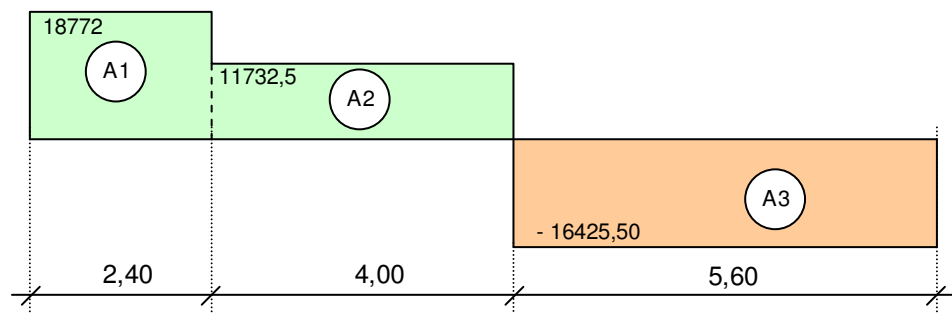


Fig. 34 Diagrama cortante, 2da. Hipótesis
Fuente: Propia

$$A_1 = 45052,8 \text{ Kgm}$$

$$A_2 = 46930 \text{ Kgm}$$

$$A_3 = 91982,8 \text{ Kgm}$$

$$\text{Mto. Max} = 9198280 \text{ Kgcm}$$

3ra. Hipótesis

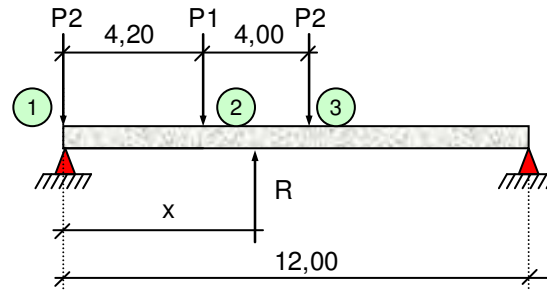


Fig. 35 Esquema, 3ra. Hipótesis
Fuente: Propia

$$\sum M_1 = -P1 * 4.20 - P2 * 8.20 + R * x = 0 \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

$$\sum F_y = -P1 - 2P2 + R = 0 \quad (\text{Ecuación 3.7})$$

$$R = P1 + 2P2$$

$$R = 7039.50 + 2 * 28158$$

$$R = 63355.50 \text{ Kg}$$

$$x = \frac{P1 * 4.20 + P2 * 8.20}{R} \quad (\text{Ecuación 3.8})$$

$$x = \frac{7039.50 * 4.20 + 28158 * 8.20}{63355.50}$$

$$x = 4.11$$

$$e = 4.2 - 4.11 \quad (\text{Ecuación 3.9})$$

$$e = 0.088$$

$$e_{1/2} = 0.04$$

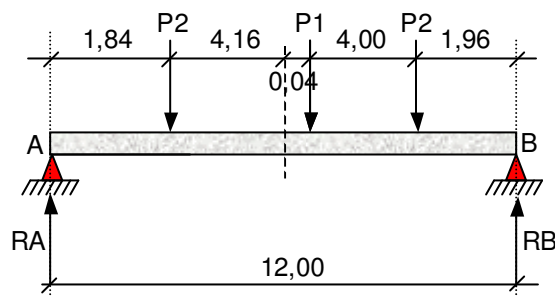


Fig. 36 Esquema de presunción, 3ra. Hipótesis
Fuente: Propia.

$$\sum M_A = -P_2 * 1.84 - P_1 * 6.04 - P_2 * 10.04 + R_B * 12 = 0 \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

$$R_B = \frac{P_2 * 1.84 + P_1 * 6.04 + P_2 * 10.04}{12}$$

$$R_B = 31419.635 \text{ Kg}$$

$$R_A = 31935.865 \text{ Kg}$$

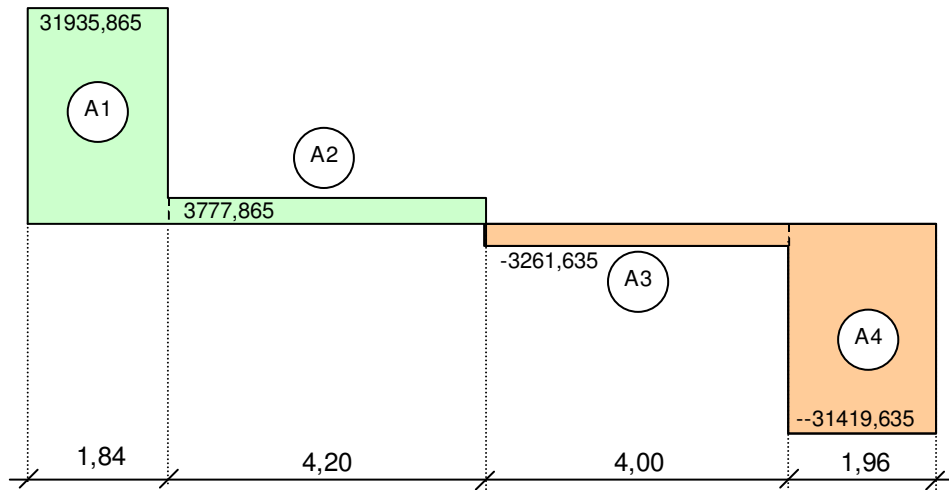


Fig. 37 Diagrama cortante, 3ra. Hipótesis

Fuente: Propia

$$A1 = 58761.99 \text{ Kgm}$$

$$A2 = 15867.03 \text{ Kgm}$$

$$A3 = 13047.34 \text{ Kgm}$$

$$A4 = 61582.48 \text{ Kgm}$$

$$\text{Mto. Max} = 6158248 \text{ Kgcm}$$

4ta. Hipótesis

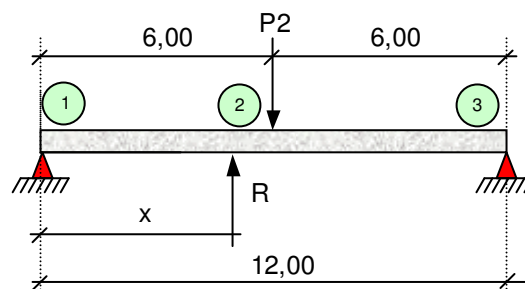


Fig. 38 Esquema, 4ta. Hipótesis

Fuente: Propia

$$\sum M_1 = -P_2 * 6.00 + R * x = 0 \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

$$\sum F_y = -P_2 + R = 0 \quad (\text{Ecuación 3.7})$$

$$R = 28158 \text{ Kg}$$

$$x = \frac{P_2 * 6.00}{R} \quad (\text{Ecuación 3.8})$$

$$x = \frac{28158 * 6.00}{28158}$$

$$x = 6$$

$$e = 0 \quad (\text{Ecuación 3.9})$$

$$R_A = R_B = 28158 * 0.5$$

$$R_A = R_B = 14079 \text{ Kg}$$

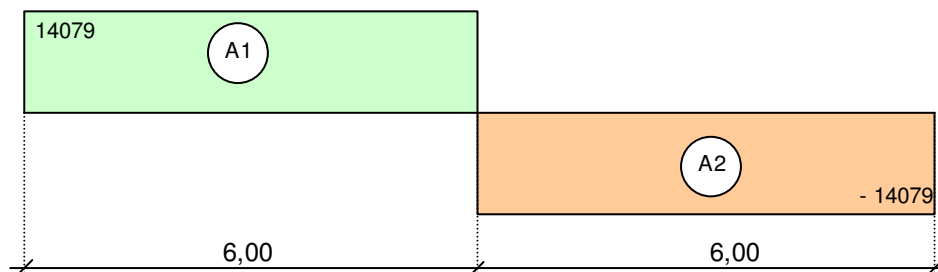


Fig. 39 Diagrama cortante, 4ta. Hipótesis
Fuente: Propia

$$A1 = 84474 \text{ Kgm}$$

$$A2 = 84474 \text{ Kgm}$$

$$\text{Mto. Max} = 8447400 \text{ Kgcm}$$

Del análisis de las hipótesis, se concluye que el momento máximo tiene lugar en la segunda hipótesis con un valor de **9198280 Kgcm**.

Aplicando el método de distribución de momentos por factores Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sísmo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador. Se tiene:

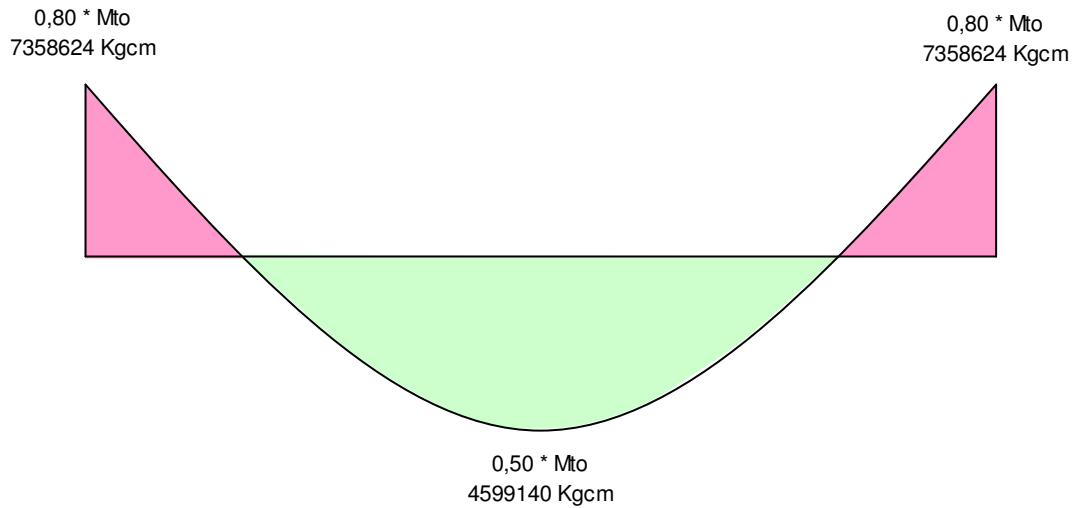


Fig. 40 Diagrama de Momentos, carga viva
Fuente: Propia

- Análisis del esfuerzo cortante máximo, generado por la carga viva.

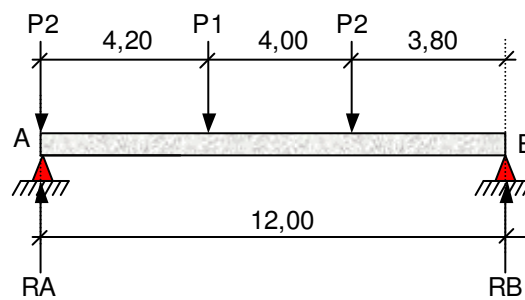


Fig. 41 Diagrama de Análisis del cortante, carga viva
Fuente: Propia

$$\sum M_B = P2 * 12 + P1 * 7.80 + P2 * 3.80 - R_A * 12 = 0 \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

$$R_A = \frac{P2 * 12 + P1 * 7.80 + P2 * 3.80}{12}$$

$$R_A = \frac{28158 * 12 + 7039.5 * 7.80 + 28158 * 3.80}{12}$$

$$R_A = 41650.375 \text{ Kg}$$

3.1.2. CARGA MUERTA

Se considera como carga muerta al peso propio de la estructura, mismo que podemos descomponerlo en peso del hormigón armado y peso del recubrimiento asfáltico.

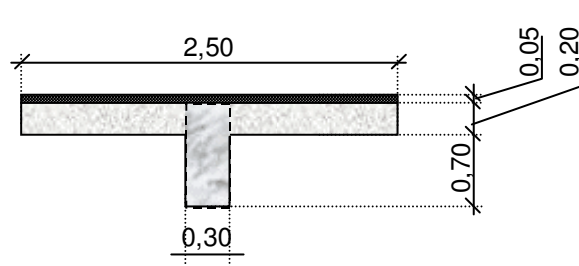


Fig. 42 Esquema de chapa de rodadura, losa y viga
Fuente: Propia

$$P_{HORM} = (2.50 * 0.20 + 0.7 * 0.3) * 2400 * 1.3 = 2215.20 \frac{Kg}{m} \quad (\text{Ecuación 3.10})$$

$$P_{ASF} = (2.50 * 0.05) * 2000 * 1.3 = 325 \frac{Kg}{m} \quad (\text{Ecuación 3.11})$$

$$P_T = 2540.20 \frac{Kg}{m}$$

3.1.2.1. Proceso de Cálculo (Carga Muerta).

Análisis del momento y cortante generado por la carga muerta

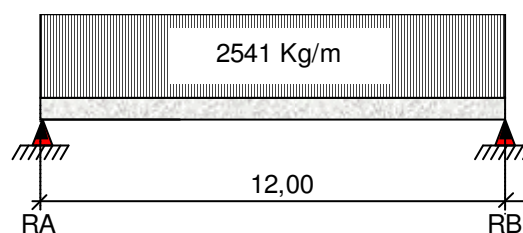


Fig. 43 Esquema de carga muerta sobre la viga
Fuente: Propia

$$M_e = \frac{q * l^2}{8} \quad (\text{Ecuación 3.12})$$

$$M_e = \frac{2541 * 12^2}{8}$$

$$M_e = 45738 \text{ Kgm} = 4573800 \text{ Kcm}$$

$$R_A = R_B = \frac{2541 * 12}{2}$$

$$R_A = R_B = 15246 \text{ Kg}$$

Aplicando el método de factores; Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sismo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador. Se tiene:

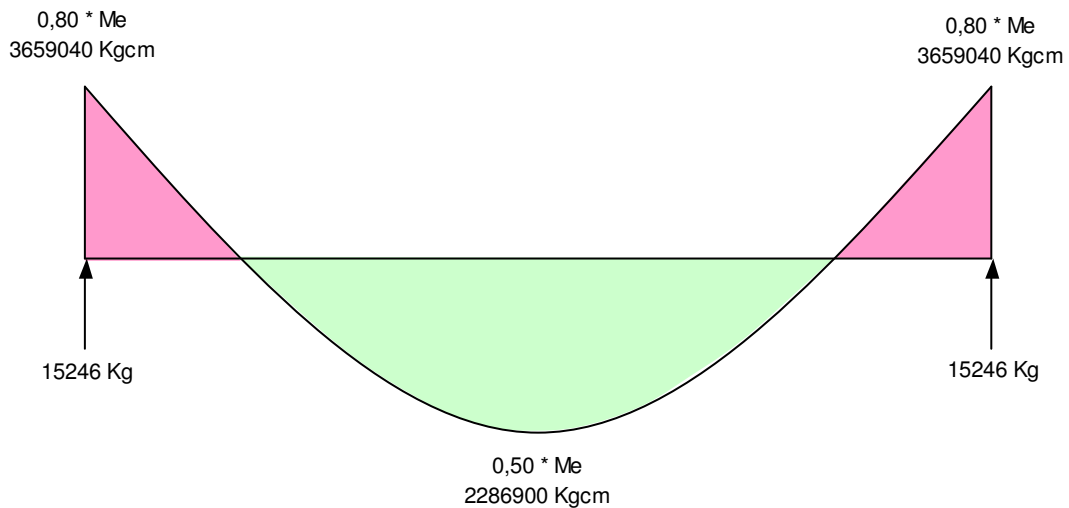


Fig. 44 Esquema de momento y cortante, generado por carga muerta
Fuente: Propia

3.1.3. ENVOLVENTE DE ESFUERZOS

La envolvente de esfuerzos corresponde a la sumatoria de los momentos generados tanto por efecto de la carga viva como de la carga muerta; Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sismo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador.

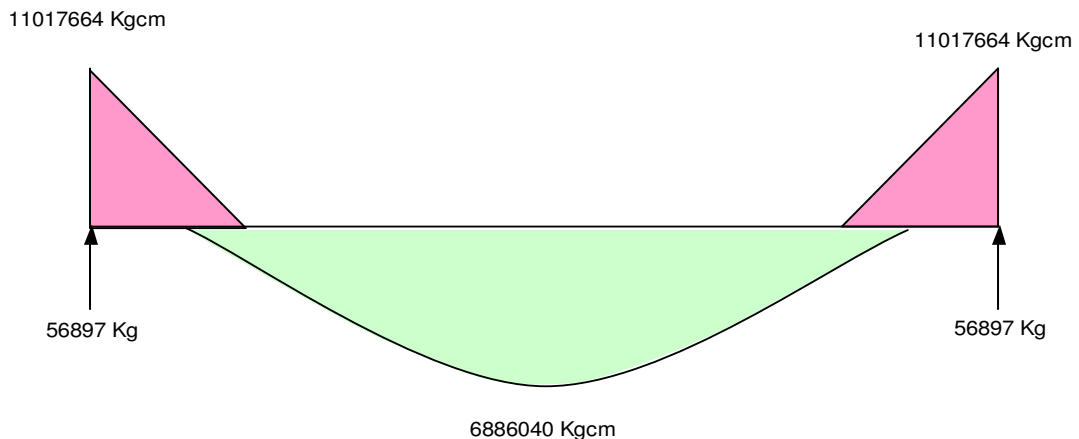


Fig. 45 Esquema, sumatoria de esfuerzos
Fuente: Propia

3.2. DISEÑO DE LA VIGA

La viga debe ser sobrellevar sin problema las prestaciones de servicio, por tal motivo se detalla a continuación paso a paso el proceso de diseño y cálculo de la misma.

3.2.1. DEFORMACIÓN ELÁSTICA

Si bien es cierto que la viga es un elemento flexible deformable que libera energía gracias a estas condiciones, también es verdad que dicha flexión está en función de su capacidad de deformación al someterse a carga, sin embargo, un excesivo rango de deformación produce fatiga en el acero y la trituración paulatina del hormigón, de allí la importancia de tomar en cuenta este aspecto para el diseño.

a) Determinación de la Inercia (Teorema de Steiner)

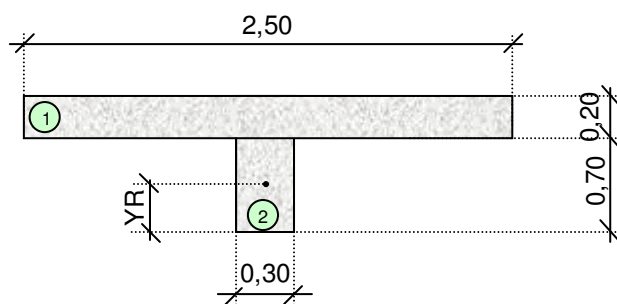


Fig. 46 Esquema de cuerpos para el cálculo de la Inercia

Fuente: Propia

$$Y_R = \frac{A_i * Y_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 * Y_1 + A_2 * Y_2}{A_1 + A_2} \quad (\text{Ecuación 3.13})$$

$$A_1 = 250 * 20 = 5000 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = 80 \text{ cm}$$

$$A_2 = 30 * 70 = 2100 \text{ cm}^2$$

$$Y_2 = 35 \text{ cm}$$

$$\sum A = 7100 \text{ cm}^2$$

$$Y_R = \frac{5000 * 80 + 2100 * 35}{7100}$$

$$Y_R = 66.69 \text{ cm}$$

$$I = \sum I_{xi} + A_i * d_i^2 \quad (\text{Ecuación 3.14})$$

$$I_{x1} = \frac{1}{12} * (250 * 20^3) = 166666.66 \text{ cm}^4 \quad (\text{Ecuación 3.15})$$

$$I_{x2} = \frac{1}{12} * (30 * 70^3) = 857500 \text{ cm}^4$$

$$d_1 = Y_1 - Y_R = 80 - 66.69 = 13.31$$

$$d_2 = Y_2 - Y_R = 35 - 66.69 = -31.69$$

$$I = (166666.66 + 5000 * 13.31^2) + (857500 + 2100 * (-31.69)^2)$$

$$I = 4018884.97 \text{ cm}^4$$

b) Comprobación de la deformación elástica

$$\Delta_c = \frac{5 * M_c * L_e^2}{48 * E * I} \quad (\text{Ecuación 3.16})$$

M_c = Momento Central

L_e = Longitud Equivalente (80% Luz libre)

E = Módulo de elasticidad

I = Inercia

$$L_e = 0.80 * 1200 = 960 \text{ cm} \quad (\text{Ecuación 3.17})$$

$$E = 0.14 * W^{1.5} * \sqrt{f'c} \quad (\text{Ecuación 3.18})$$

W = Peso del hormigón simple

$f'c$ = Resistencia del hormigón

$$E = 0.14 * 2200^{1.5} * \sqrt{210} = 209349.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_c = \frac{5 * 6886040 * 960^2}{48 * 209349.39 * 4018884.97}$$

$$\Delta_c = 0.785 \text{ cm}$$

Según la norma AASHTO para puentes, la deformación elástica sería:

$$\Delta_c = \frac{L_e}{(de \ 800 \ hasta \ 1000)} \quad (\text{Ecuación 3.19})$$

$$\Delta_c = \frac{960}{900} = 1.066 \text{ cm}$$

Por tanto, como $0.785 < 1.066$ cm; se concluye que la viga prediseñada, cumple con la deformación elástica establecida.

3.2.2. DISEÑO DE CUANTÍAS DE ACERO EN LA VIGA

Las cuantía de acero en el armado de la viga debe encontrarse dentro de los límites que permitan resistir los esfuerzos de tensión así como para evitar una posible explosión del hormigón por efecto de sobredimensionamiento.

3.2.2.1 Diseño de la viga en los apoyos.

Como primer paso se establece una geometría inicial de la viga, misma que paso a detallar:

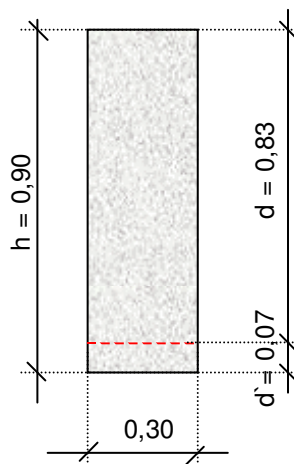


Fig. 47 Geometría de la viga prediseñada
Fuente: Propia

Se calcula el acero de refuerzo, por fórmula; Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sismo resistente de edificios de hormigón*

armado. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador. Misma que es aplicable para hormigón con resistencia de 210 Kg/cm², se calcula el acero de diseño en los apoyos de la viga.

$$A_d = 0.0425 * b * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{80.325 * b}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

$$A_d = 0.0425 * 30 * \left(83 - \sqrt{83^2 - \frac{11017664}{80.325 * 30}} \right)$$

$$A_d = \mathbf{44.45 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (\text{Ecuación 3.21})$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 30 * 83$$

$$A_{min} = \mathbf{8.3 \text{ cm}^2}$$

Según la normativa ACI, se puede tomar 2 interpretaciones de ρ_b para el cálculo del acero máximo:

$$\rho_{\max \text{ sismo}} = 0.5 * \rho_b \quad (\text{Ecuación 3.22})$$

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b \quad (\text{Ecuación 3.23})$$

$$A_{max1} = 0.5 * \rho_b * b * d \quad (\text{Ecuación 3.24})$$

$$A_{max1} = 0.5 * 0.0212 * 30 * 83$$

$$A_{max1} = \mathbf{26.39 \text{ cm}^2}$$

$$A_{max2} = 0.75 * \rho_b * b * d \quad (\text{Ecuación 3.25})$$

$$A_{max2} = 0.75 * 0.0212 * 30 * 83$$

$$A_{max2} = \mathbf{39.59 \text{ cm}^2}$$

Como el acero de diseño (44.45 cm^2) es mayor que el acero máximo permisible (39.59 cm^2), debemos modificar la geometría de la viga, para lo cual se plantea la siguiente iteración.

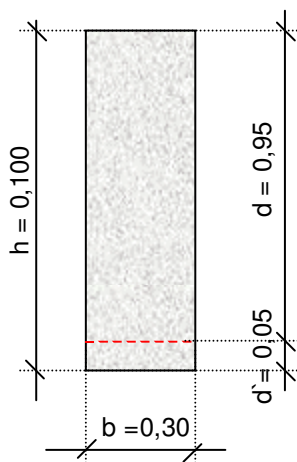


Fig. 48 Geometría de la viga prediseñada, 2da. Iteración
Fuente: Propia

Aplicando el proceso tal y como se lo realizó anteriormente, se obtienen los siguientes resultados:

$$A_d = 36.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{max1} = 30.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 45.31 \text{ cm}^2$$

Como se puede apreciar, al acero de diseño (36.04 cm^2), está dentro de los parámetros permisibles, por tanto se procede a la distribución con acero $\varnothing 18 \text{ mm}$

$$\varnothing 18 \text{ mm} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\frac{36.04}{2.54} = 14.18 \approx 15 \text{ varillas} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

3.2.2.2 Diseño de la viga en su tramo central.

Por la diferencia de momentos existente entre el tramo central y los apoyos, se trata de ubicar una geometría que satisfaga dichas diferencias; Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sísmo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador.

$$d \geq 0.12 * \sqrt{\frac{Mu}{b}} \quad (\text{Ecuación 3.27})$$

$$d \geq 0.12 * \sqrt{\frac{6886040}{30}}$$

$$d = 57.49 \text{ cm}$$

$$h = d + d' = 57.49 + 5 = 62.49 \approx 65 \text{ cm}$$

Se procede a comprobar si la viga funciona como viga rectangular o viga "T":

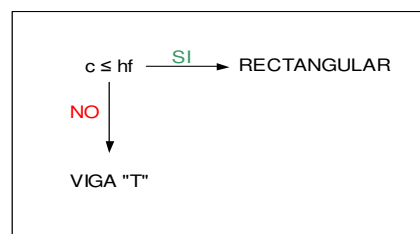
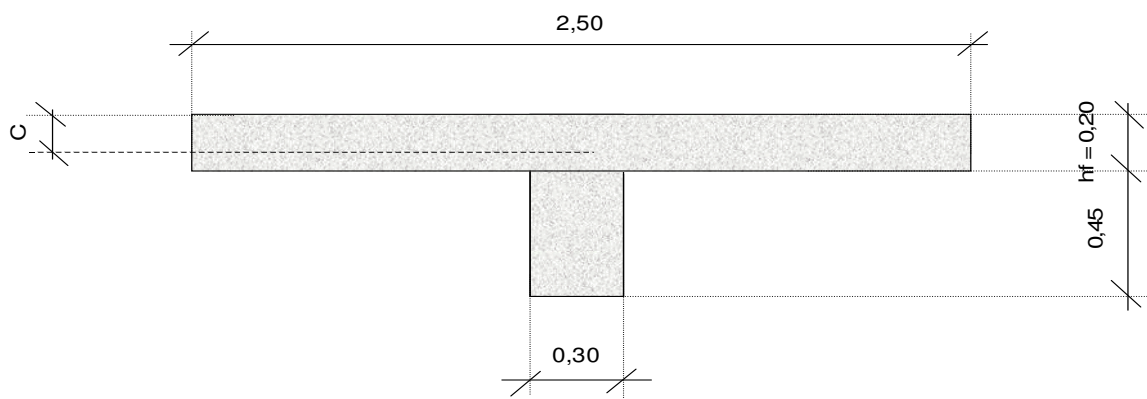


Fig. 49 Geometría de la viga prediseñada, tramo central, 1era. Iteración
Fuente: Propia

$$A_{min} = \frac{14}{fy} * b * d \quad (\text{Ecuación 3.21})$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 30 * 60$$

$$A_{min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{A_s * fy}{0.85 * \beta * b * f'_c} \quad (\text{Ecuación 3.28})$$

$$c = \frac{6 * 4200}{0.85 * 0.85 * 30 * 210}$$

$$c = 5.53$$

Como $5.53 < 20$, se trata de una viga rectangular, por tanto, se procede al diseño de la viga rectangular con los siguientes datos:

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$M_u = 6886040 \text{ Kgcm}$$

$$A_d = 0.0425 * b * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{80.325 * b}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

$$A_d = 0.0425 * 250 * \left(60 - \sqrt{60^2 - \frac{6886040}{80.325 * 250}} \right)$$

$$A_d = 31.12 \text{ cm}^2$$

Con la nueva cuantía calculada A_d , se comprueba nuevamente el valor de “c”

$$c = \frac{A_s * f_y}{0.85 * \beta * b * f'_c} \quad (\text{Ecuación 3.28})$$

$$c = \frac{31.12 * 4200}{0.85 * 0.85 * 30 * 210}$$

$$c = 28.71 \text{ cm}$$

Como $28.71 > 20$, se trata de una viga “T”, por tanto, se procede a modificar la geometría de la viga.

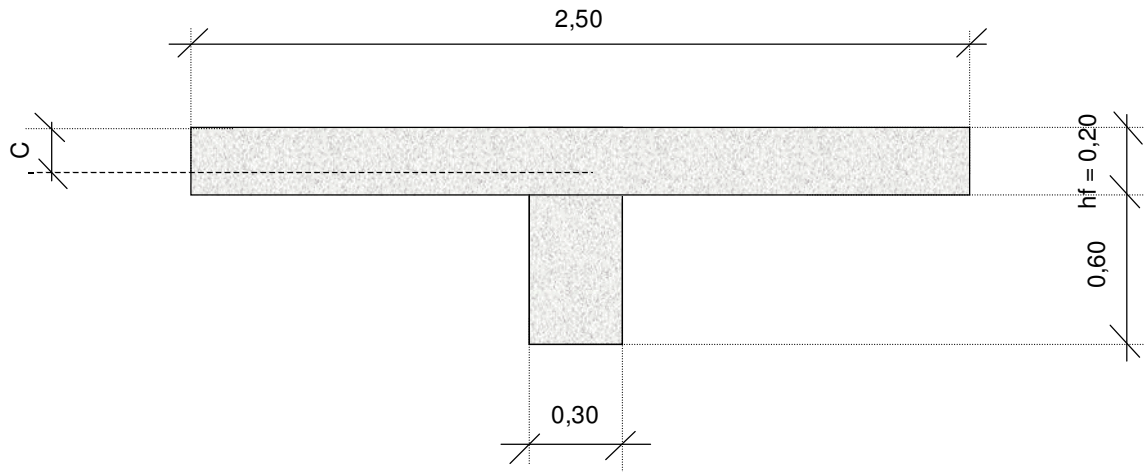


Fig. 50 Geometría de la viga prediseñada, tramo central, 2da. Iteración
Fuente: Propia

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$d = 75 \text{ cm}$$

$$h = 80$$

$$M_u = 6886040 \text{ Kgcm}$$

$$A_d = 0.0425 * b * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{80.325 * b}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

$$A_d = 0.0425 * 250 * \left(75 - \sqrt{75^2 - \frac{6886040}{80.325 * 250}} \right)$$

$$A_d = 24.67 \text{ cm}^2$$

Con la nueva cuantía calculada A_d , se comprueba nuevamente el valor de “c”

$$c = \frac{A_s * f_y}{0.85 * \beta * b * f'_c} \quad (\text{Ecuación 3.28})$$

$$c = \frac{24.67 * 4200}{0.85 * 0.85 * 30 * 210}$$

$$c = 22.76$$

Como $22.76 > 20$, se trata de una viga “T”, por tanto, se procede a modificar la geometría de la viga, para lo cual recurrimos al diseño geométrico de los apoyos de la viga.

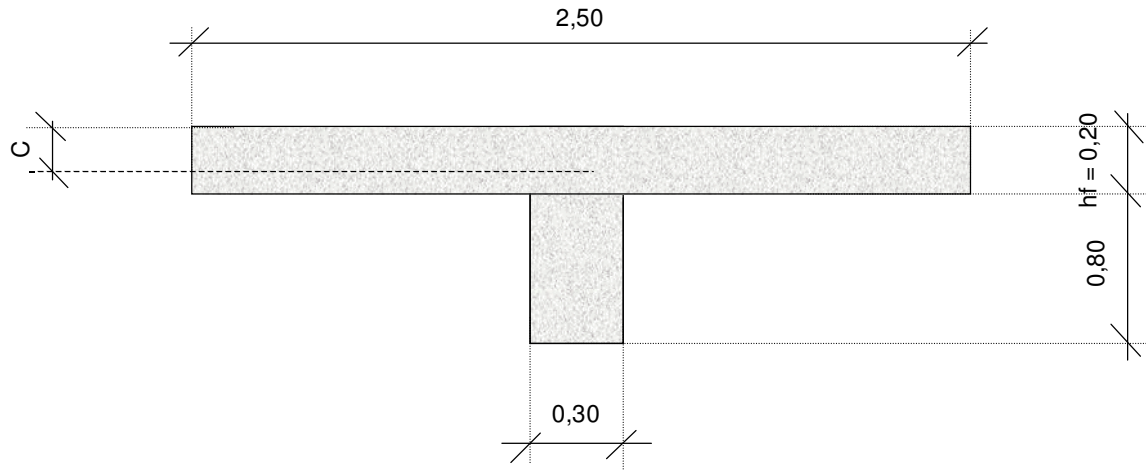


Fig. 51 Geometría de la viga prediseñada, tramo central, 3ra. Iteración
Fuente: Propia

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

$$h = 100$$

$$M_u = 6886040 \text{ Kgcm}$$

$$A_d = 0.0425 * b * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{80.325 * b}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

$$A_d = 0.0425 * 250 * \left(95 - \sqrt{95^2 - \frac{6886040}{80.325 * 250}} \right)$$

$$A_d = 19.36 \text{ cm}^2$$

Con la nueva cuantía calculada A_d , se comprueba nuevamente el valor de “c”

$$c = \frac{A_s * f_y}{0.85 * \beta * b * f'_c} \quad (\text{Ecuación 3.28})$$

$$c = \frac{19.36 * 4200}{0.85 * 0.85 * 30 * 210}$$

$$c = 17.86$$

Como $17.86 < 20$, se trata de una viga rectangular, por tanto se calcula el acero mínimo longitudinal requerido

$$A_{min} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (\text{Ecuación 3.21})$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 30 * 95$$

$$A_{min} = 9.5 \text{ cm}^2$$

Utilizando acero $\varnothing$ 18 mm, se calcula el acero longitudinal

$$\frac{9.5}{2.54} = 3.74 \approx 4 \text{ varillas} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

$$A_{max1} = 0.5 * \rho_b * b * d \quad (\text{Ecuación 3.22})$$

$$A_{max1} = 0.5 * 0.0212 * 30 * 95$$

$$A_{max1} = 30.21 \text{ cm}^2$$

Como se puede apreciar el acero de diseño (19.36 cm^2), se encuentra dentro de los parámetros, por lo cual se procede a detallar la cuantía con acero $\varnothing$ 18 mm en el tramo central

$$\frac{19.36}{2.54} = 7.62 \approx 8 \text{ varillas} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

3.2.3 DISEÑO DE LA VIGA AL ESFUERZO CORTANTE

En esta fase, se comprueba que la resistencia al corte del hormigón (V_c), sea mayor que el cortante de diseño.

$$V_{max} = 56897 \text{ Kg}$$

V_{max} = Cortante máximo obtenido de la envolvente de esfuerzos

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Ecuación 3.29})$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 95$$

$$V_c = 21889.22 \text{ Kg}$$

V_c = Cortante que resiste el hormigón

$$V_n = \frac{V_{max}}{0.85} \quad (\text{Ecuación 3.30})$$

$$V_n = \frac{56897}{0.85} = 66937.65 \text{ Kg}$$

V_n = Cortante requerido

Como la resistencia al cortante del hormigón V_c (21889.22 Kg) es menor que el cortante de diseño V_n (66937.65 Kg), la viga necesita refuerzo al cortante en los apoyos.

$$V_s = V_n - V_c \quad (\text{Ecuación 3.31})$$

V_s = Diferencia del cortante actuante

V_n = Cortante requerido

V_c = Cortante que resiste el hormigón

$$V_s = 66937.65 - 21889.22 = 45048.43 \text{ Kg}$$

Conocido la diferencia de cortante a suplir V_s (45048.43 Kg), se procede a calcular el espaciamiento de los estribos con una varilla $\varnothing$ 10 mm

$$\varnothing 10 \text{ mm} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Debido a la geometría de los estribos en forma de “U”, se tiene el área del acero

$$A_v = 2 * 0.78 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$S_{10mm} = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad (\text{Ecuación 3.32})$$

S = Espaciamiento de estribos

A_v = Area de la varilla utilizada para la conformación de los estribos

f_y = Módulo de resistencia del acero

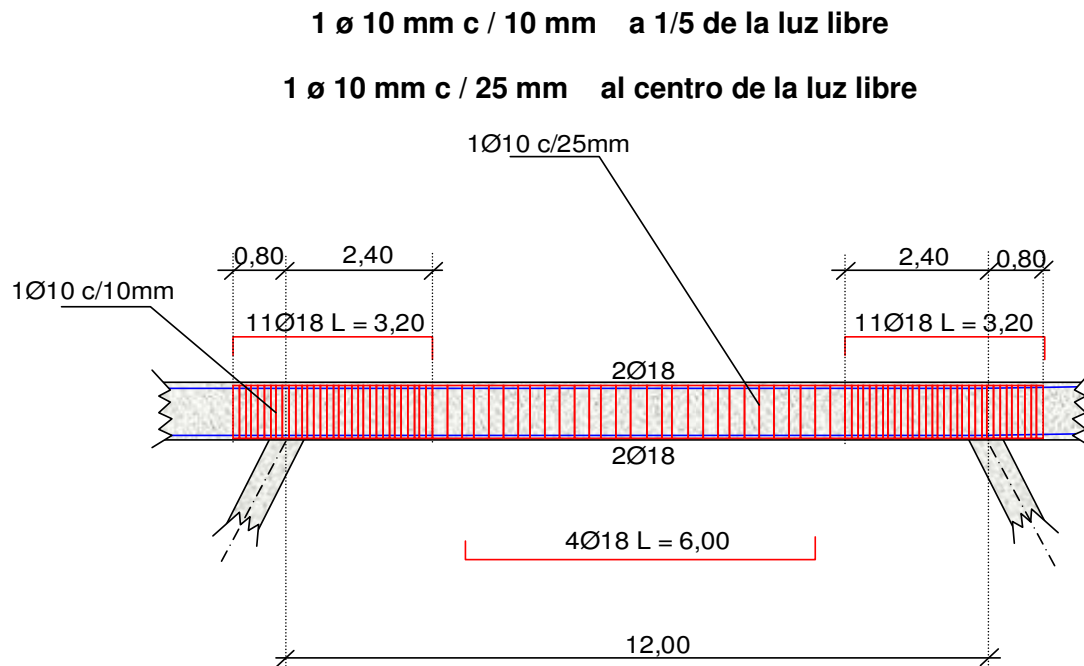
d = Peralte efectivo de la viga

V_s = Diferencia de cortante a resistir

$$S_{10mm} = \frac{1.56 * 4200 * 95}{45048.43}$$

$$S_{10mm} = 13.81 \text{ cm}$$

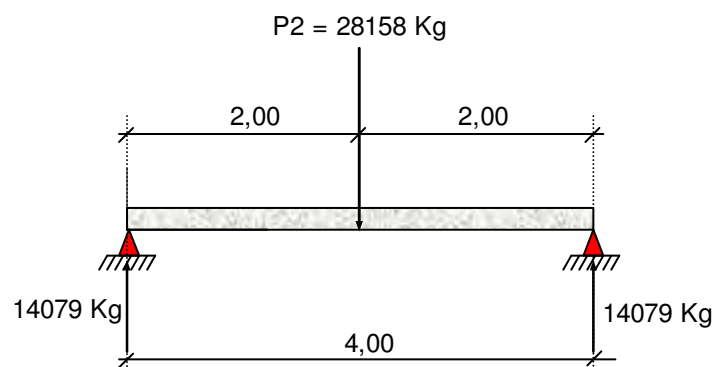
El espaciamiento “S” entre estribos se recomienda a 1/5 de la luz libre, motivo por el cual se opta por:



3.3. DISEÑO DE LOS SEGEMENTOS EXTREMOS DE LA VIGA PRINCIPAL (4.00 m)

3.3.1. ESFUERZO POR CARGA VIVA

Como principal hipótesis y la mas exigente posible, se considera la carga puntual generada por una llanta del tren de cargas sobre el centro de la luz libre:



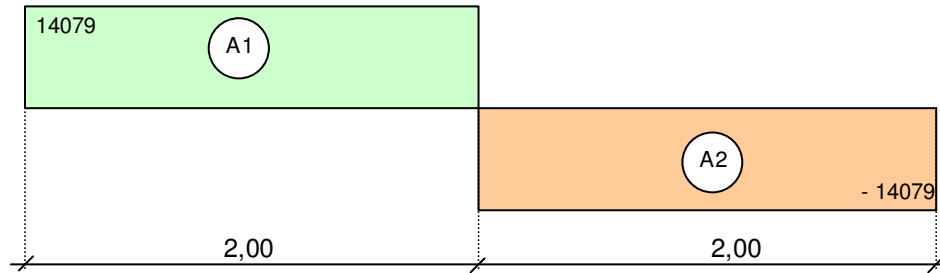


Fig. 54 Diagrama de corte, hipótesis de carga
Fuente: Propia

$$A1 = A2 = 28158 \text{ Kg}$$

$$\text{Mto. Max} = 2815800 \text{ Kgcm}$$

Aplicando el método de distribución de momentos por factores; Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sísmo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador.

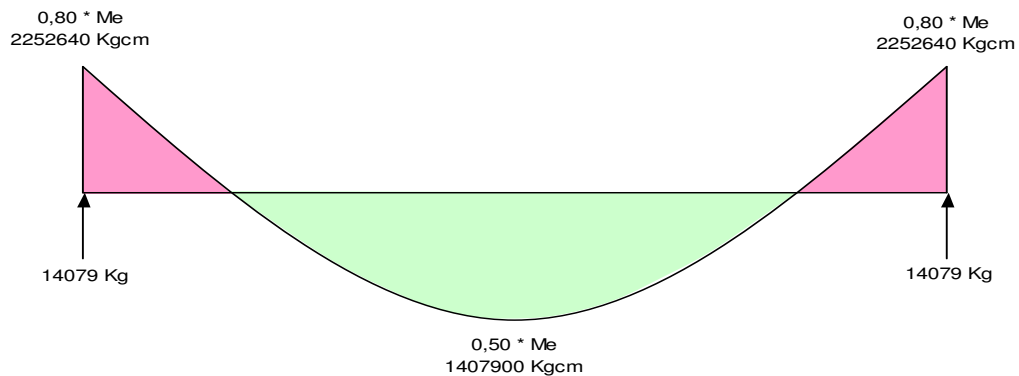


Fig. 55 Esquema de momento y cortante, generado por carga viva
Fuente: Propia

3.3.2. PROCESO DE CÁLCULO (CARGA MUERTA)

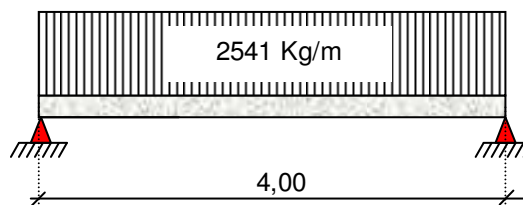


Fig. 56 Esquema de carga muerta sobre la viga
Fuente: Propia

$$M_e = \frac{q * l^2}{8} \quad (\text{Ecuación 3.12})$$

$$M_e = \frac{2541 * 4^2}{8}$$

$$M_e = 5082 \text{ Kgm} = 508200 \text{ Kgcm}$$

$$R_A = R_B = \frac{2541 * 4}{2}$$

$$R_A = R_B = 5082 \text{ Kg}$$

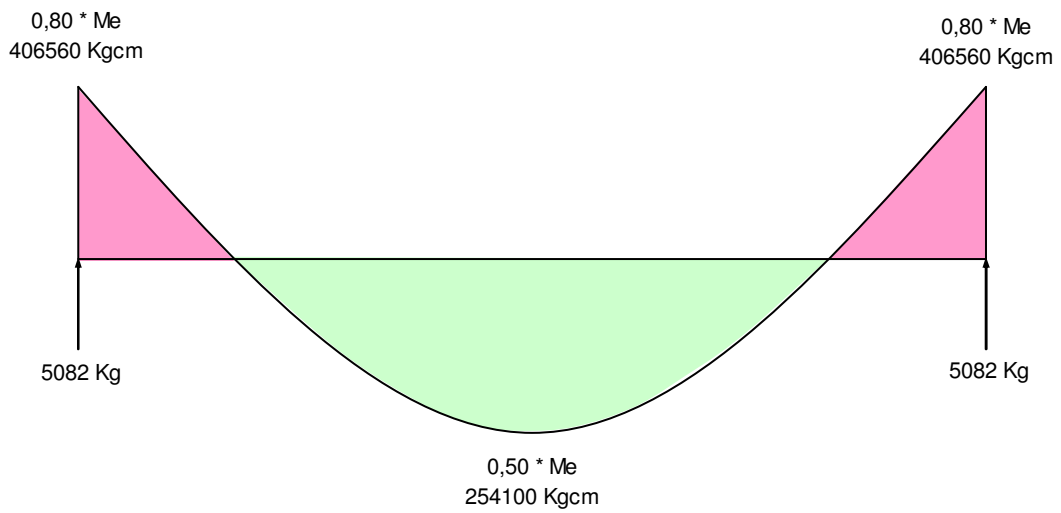


Fig. 57 Esquema de momento y cortante, generado por carga muerta
Fuente: Propia

3.3.3. ENVOLVENTE DE ESFUERZOS

A continuación se detalla la sumatoria de esfuerzos generada por carga viva y carga muerta.

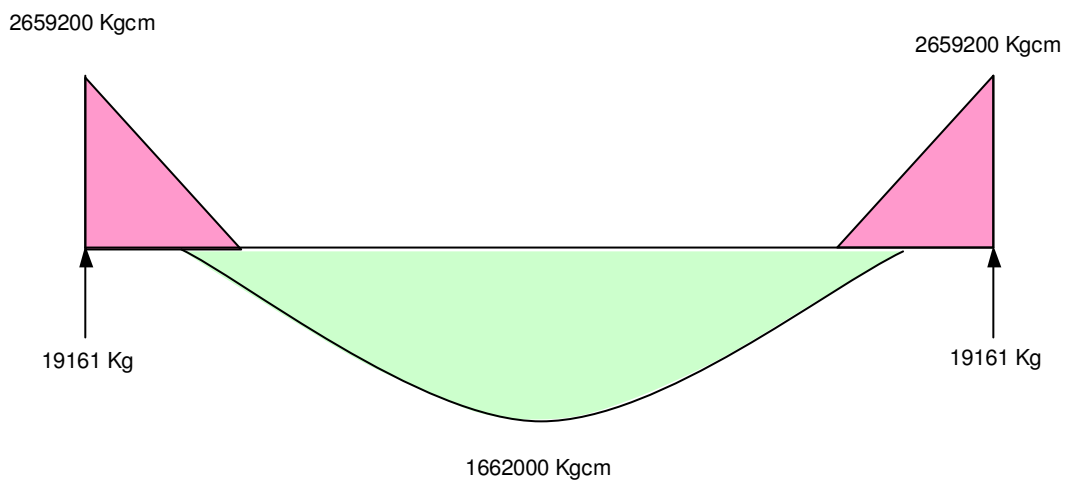


Fig. 58 Esquema, sumatoria de esfuerzos, viga pequeña
Fuente: Propia.

3.3.4. DISEÑO DEL TRAMO DE VIGA EXTREMO (4.00 m)

Se parte de la misma sección de la viga principal

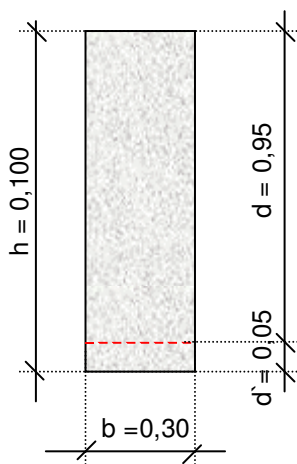


Fig. 59 Geometría de la viga prediseñada
Fuente: Propia

$$A_d = 0.0425 * b * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{80.325 * b}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

$$A_d = 0.0425 * 30 * \left(95 - \sqrt{95^2 - \frac{2659200}{80.325 * 30}} \right)$$

$$A_d = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 18 \text{ mm} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\frac{7.65}{2.54} = 3.01 \approx 3 \varnothing 18 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

Por lo tanto, el armado de las vigas de extremo se lo realizará de manera idéntica que la viga principal o sea 4 $\varnothing 18$ mm

3.4. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA COLUMNA INCLINADA.

Las columnas inclinadas funcionan estructuralmente contribuyendo a disipar los esfuerzos que se suscitan tanto en el tramo de viga central como en las secciones de los extremos recibiendo doble aportación.

A continuación se detalla esquemáticamente el aporte de los esfuerzos

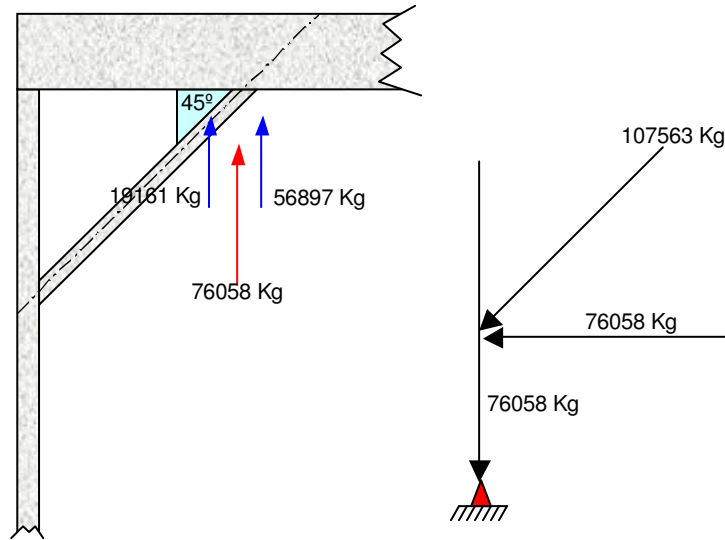
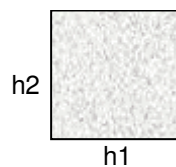


Fig. 60 Análisis de cortante y diagrama de columna
Fuente: Propia

Del esquema anterior, se suman los cortantes tanto del tramo de viga pequeño (4.00 mts) así como del tramo grande (12.00 mts) obteniéndose un cortante resultante total actuante en el punto de anclaje de la viga inclinada, por descomposición de fuerzas se obtiene las cargas actuantes sobre las columnas, tanto inclinada como la vertical.

Se procede al diseño geométrico de la viga inclinada; Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sísmo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador



$$h_1 = h_2 = 0.12 * \sqrt{P_n} \quad (\text{Ecuación 3.33})$$

$$P_n = \frac{P}{0.7} \quad (\text{Ecuación 3.34})$$

P = Carga axial a lo largo de la viga inclinada

P_n = Carga axial mayorada de la viga

$$P_n = \frac{107563}{0.7}$$

$$P_n = 153661.43$$

$$h_1 = h_2 = 0.12 * \sqrt{153661.43}$$

$$h_1 = h_2 = 47.04$$

$$A = h_1 * h_2$$

$$A = 47.04 * 47.04 = 2212.76 \text{ cm}^2$$

Es necesario que la viga inclinada mantenga armonía geométrica con respecto a la viga principal, por tal motivo asumimos que h_1 medirá 30 cm, por lo tanto:

$$A = h_1 * h_2$$

$$2212.76 = 30 * h_2$$

$$h_2 = 73.76 \text{ cm} \approx 75 \text{ cm}$$

3.5. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA COLUMNA VERTICAL

En primera instancia se procede al cálculo de la componente de presión del suelo.

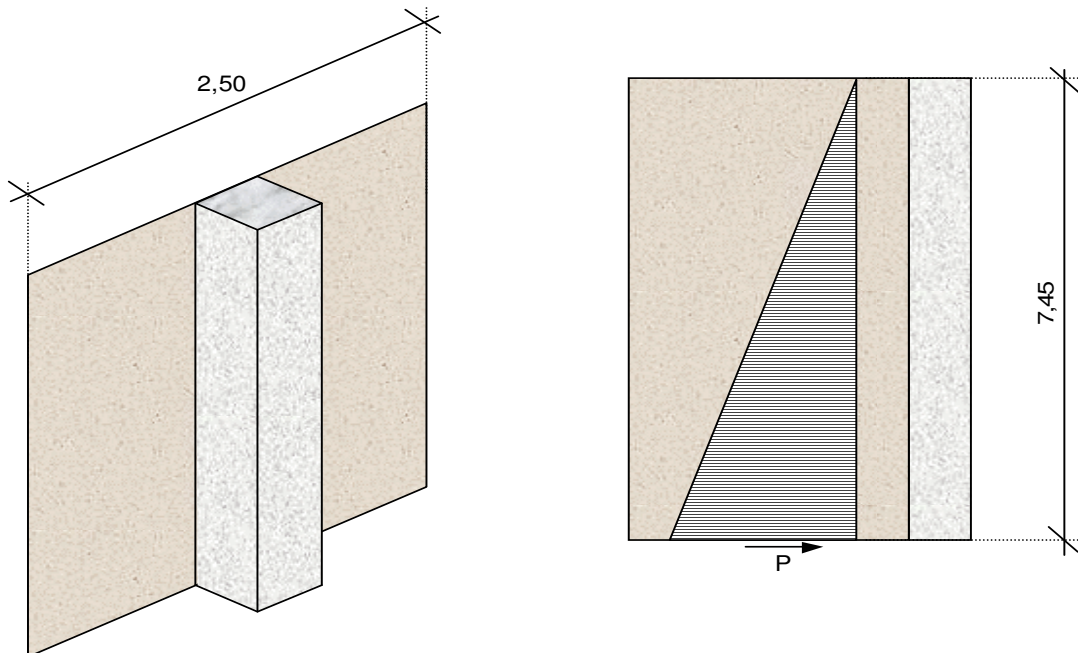


Fig. 61 Diagrama de área de influencia y empuje sobre la columna
Fuente: Propia

$$P = h * ws * ka \quad (\text{Ecuación 3.35})$$

P = Presión del suelo

h = Altura de la columna.

ws = Densidad del suelo.

ka = Factor de empuje del suelo.

$$ka = \frac{1 - \text{Sen}\theta}{1 + \text{Sen}\theta} \quad (\text{Ecuación 3.36})$$

θ = Angulo de reposo del suelo : 30°

$$ka = \frac{1 - \text{Sen}30}{1 + \text{Sen}30}$$

$$ka = 0.33$$

$$P = 7.45 * 1750 * 0.33$$

$$P = 4302.38 \text{ Kg/m}^2$$

1era. Hipótesis (7.45 m)

$$q = P * s$$

q = Carga del suelo por metro lineal

P = Presión del suelo

s = Área de influencia

$$q = 4302.28 * 2.50$$

$$q = 10755.70 \text{ Kg/m}$$

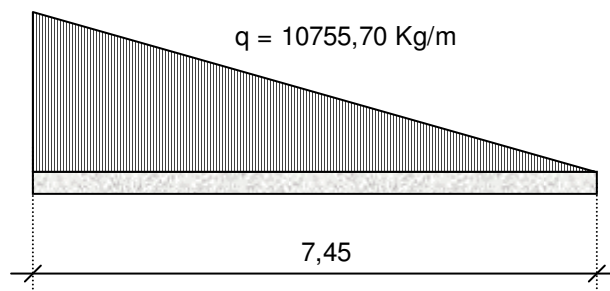


Fig. 62 Esquema de carga, 1era. Hipótesis
Fuente: Propia.

$$M_{est} = \frac{q * l^2}{8} \quad (\text{Ecuación 3.37})$$

$$M_{est} = \frac{10755.70 * 7.45^2}{8}$$

$$M_{est} = 37310.51 \text{ Kgm}$$

$$M_{est} = 3731052 \text{ Kgcm}$$

Con el método de distribución de momentos; Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sísmo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador. Se tiene:

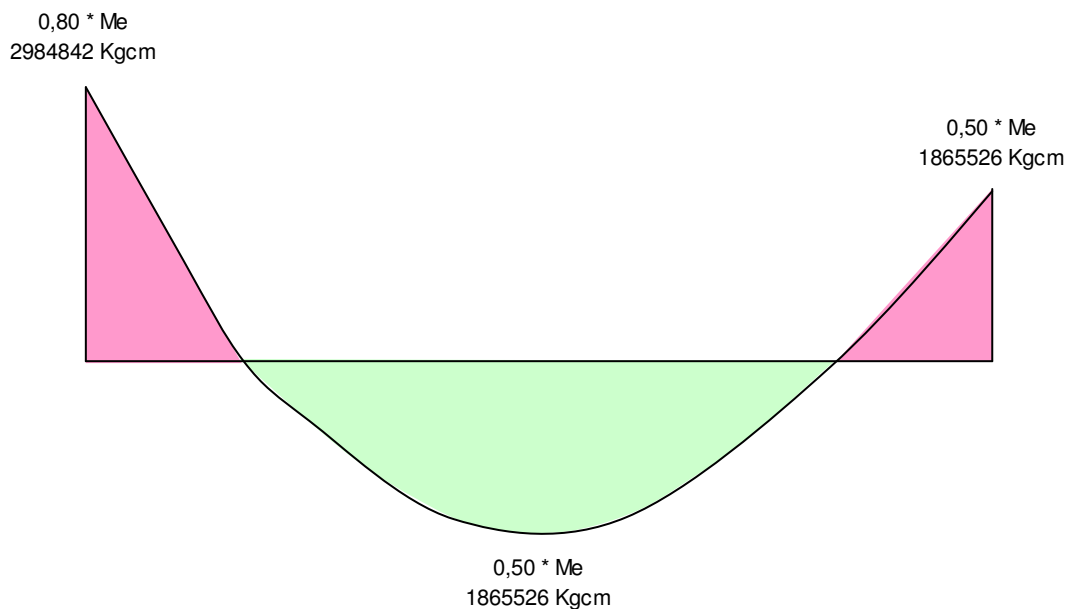


Fig. 63 Esquema de distribución de momentos, 1era. Hipótesis
Fuente: Propia

Se asume la geometría detallada a continuación y se calculan las cuantías:

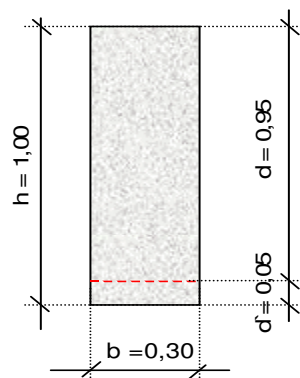


Fig. 64 Prediseño de la geometría de la columna
Fuente: Propia

$$A_{d1} = 0.0425 * b * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{80.325 * b}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

$$A_{d1} = 0.0425 * 30 * \left(95 - \sqrt{95^2 - \frac{2984842}{80.325 * 30}} \right)$$

$$A_{d1} = 8.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{d2} = 0.0425 * 30 * \left(95 - \sqrt{95^2 - \frac{1865526}{80.325 * 30}} \right)$$

$$A_{d2} = 5.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 30 * 95$$

$$A_{min} = 9.5 \text{ cm}^2$$

Las cuantías requeridas son inferiores a la cuantía mínima, por cuanto se opta por armar las columnas con la cuantía mínima.

$$A_d = 9.5 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 18 \text{ mm} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\frac{9.5}{2.54} = 3.74 \approx 4 \varnothing 18 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

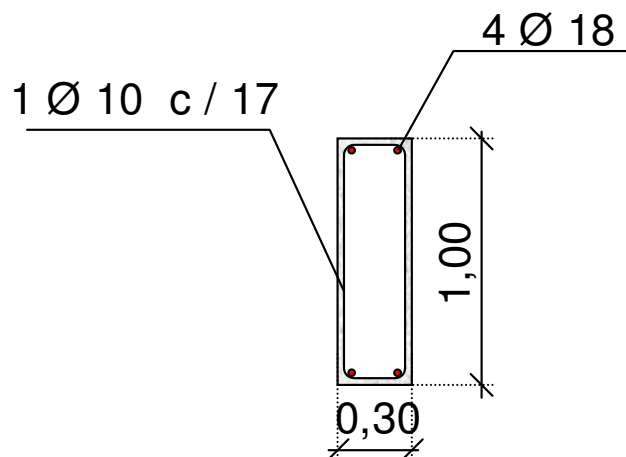


Fig. 65 Armadura de las columnas
Fuente: Propia

3.6. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA LOSA DE RODADORA

Para el cálculo y diseño de la losa de rodadura, suponemos una hipótesis de carga extrema, idealizada en el siguiente esquema:

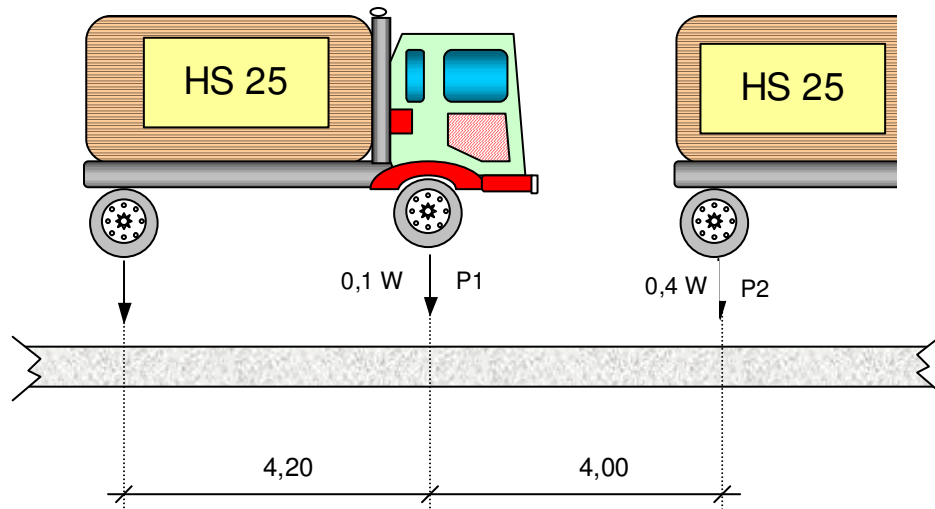


Fig. 66 Carga sobre la losa de rodadura
Fuente: Propia

Se calculó el área de influencia (A_F)

$$A_F = \frac{4.20 + 4.00}{2} = 4.10 \text{ mts}$$

Se toma una franja longitudinal equivalente al 60% del área de influencia

$$4.10 * 0.6 = 2.46 \approx 2.50 \text{ mts}$$

Determinación de Cargas (AASHTO):

$$P_T = 1.3 * D + \frac{5}{3} * (L + I) \quad (\text{Ecuación 3.1})$$

P_T = Carga total (Kg)

D = Carga Muerta (Kg)

L = Carga Viva (Kg)

I = Impacto

Determinación del Impacto:

$$I = \frac{50}{3.28 * L + 125} \quad (\text{Ecuación 3.2})$$

I = Impacto

L = Luz libre (Tramo central, referenciar fig. 23)

$$I = \frac{50}{3.28 * 2.50 + 125}$$

$$I = 0.38 \approx 0.40$$

Determinación de Cargas Vivas según formulación

$$P = \frac{5}{3} * (L + I)$$

$$P = \frac{5}{3} (10000 + 0.4 * 10000)$$

$$P = 23334 \text{ Kg}$$

Cálculo del momento y cortante generado por carga viva en la losa de rodadura

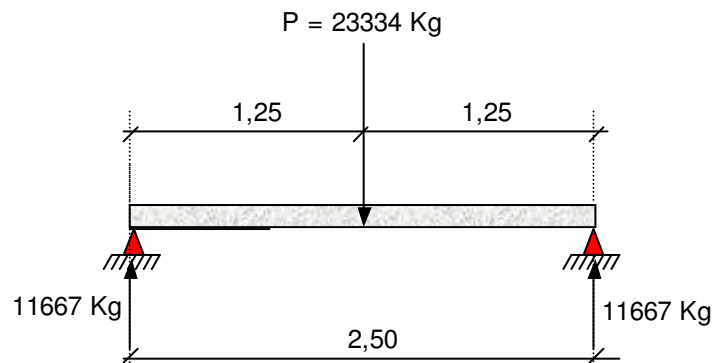


Fig. 67 Carga puntual sobre la losa de rodadura
Fuente: Propia

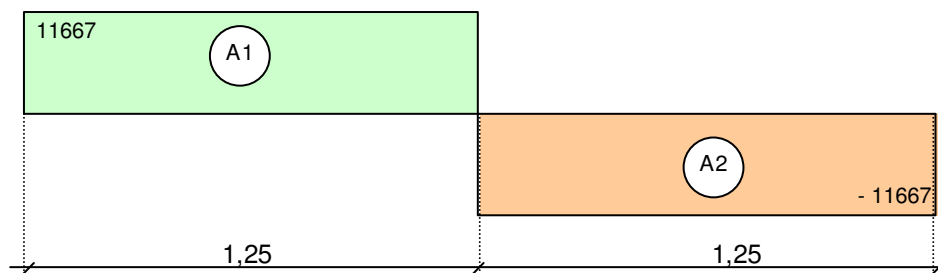


Fig. 68 Corte hipótesis de carga sobre la losa de rodadura
Fuente: Propia

$$A1 = A2 = 14583.75 \text{ Kgcm}$$

Mto. Max = 1458375 Kgcm

Aplicando el método de distribución de momentos por factores, Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sísmo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador. Se tiene:

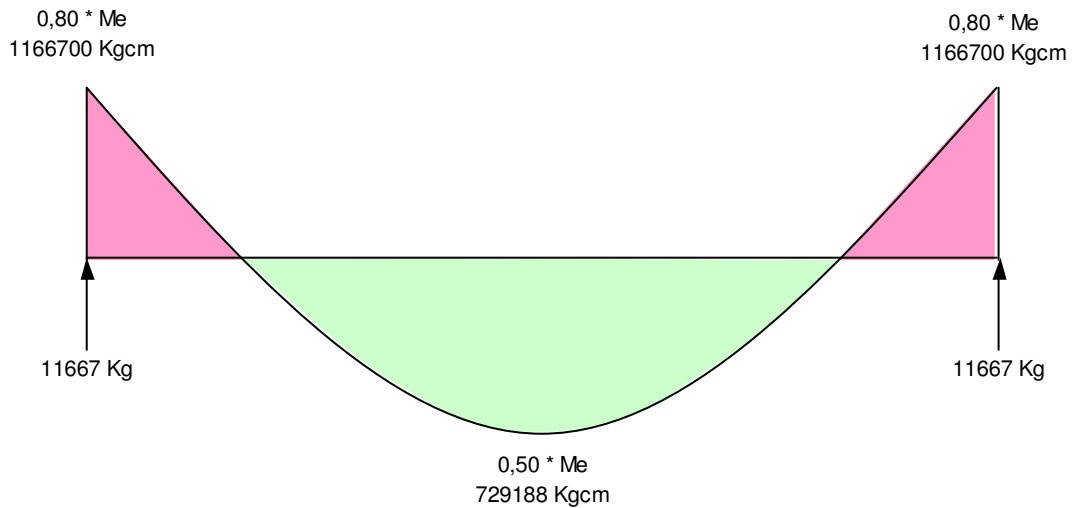


Fig. 69 Diagrama de momento y cortante, en la losa de rodadura
Fuente: Propia

Cálculo del momento y cortante generado por carga muerta en la losa de rodadura

$$q_l = 2.50 * 0.2 * 2400 * 1.3 = 1560 \text{ Kg/m}$$

$$q_{asf} = 2.50 * 0.05 * 2000 * 1.3 = 325 \text{ Kg/m}$$

$$q_{tot} = 1885 \text{ Kg/m}$$

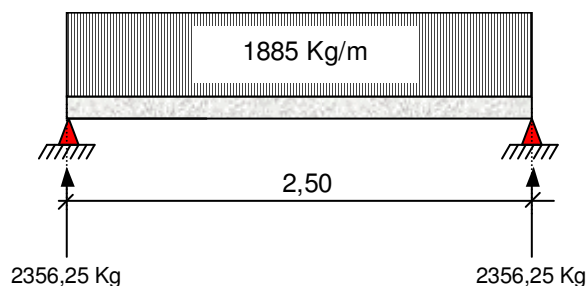


Fig. 70 Esquema de carga muerta sobre la losa de rodadura
Fuente: Propia

$$M_e = \frac{q * l^2}{8} \quad (\text{Ecuación 3.12})$$

$$M_e = \frac{1885 * 2.5^2}{8}$$

$$M_e = 1472.66 \text{ Kgm} = 147266 \text{ Kgcm}$$

$$R_A = R_B = \frac{1885 * 2.5}{2}$$

$$R_A = R_B = 2356.25 \text{ Kg}$$

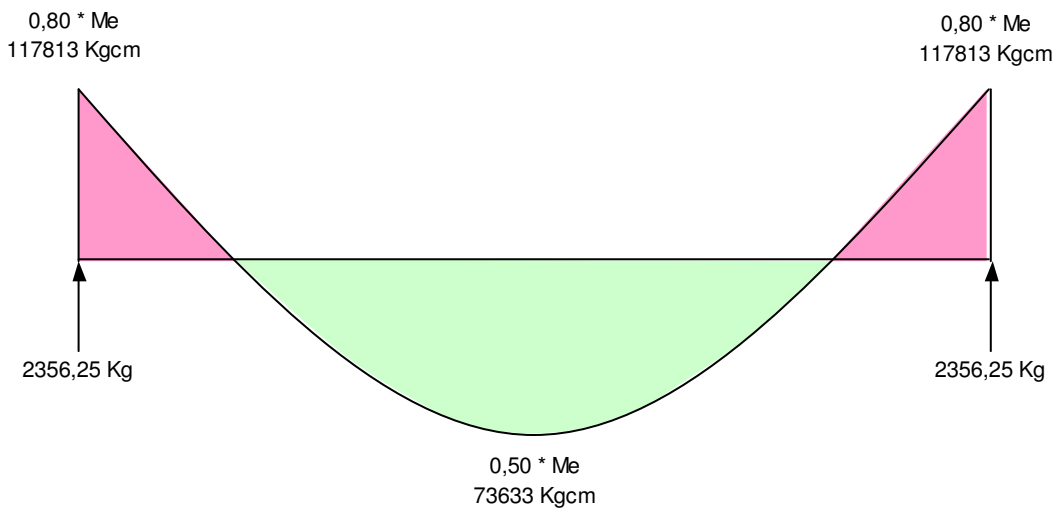


Fig. 71 Diagrama de momento y cortante generado por carga muerta sobre losa de rodadura
Fuente: Propia

A continuación se detalla el esquema de la envolvente de esfuerzos sobre la losa de rodadura

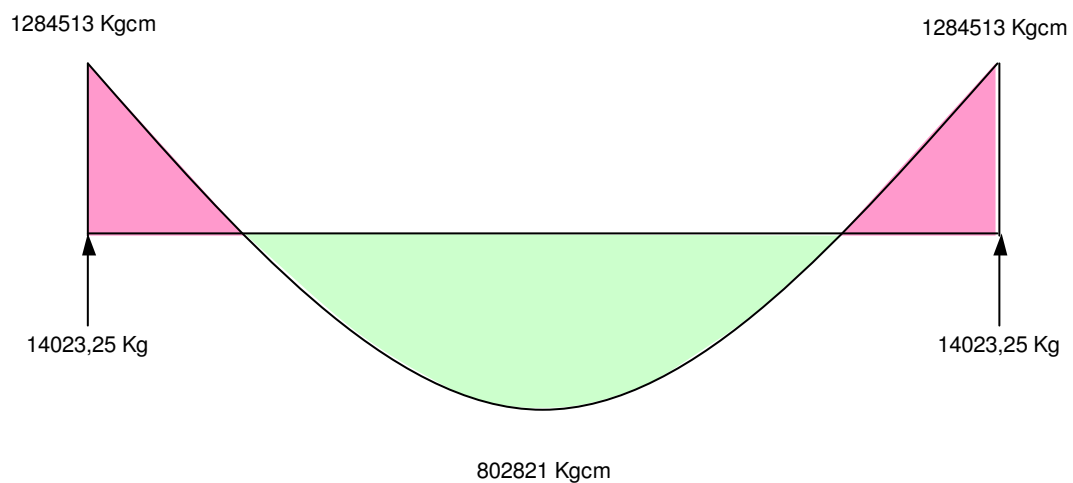


Fig. 72 Sumatoria de esfuerzos generado sobre losa de rodadura
Fuente: Propia

3.6.1 DISEÑO DE LA LOSA DE RODADURA

Apegado a la norma ASSHTO, art. 9.7.1.1, se procede a determinar el espesor de la losa de rodadura:

$$t_{min} = \frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

Tmin = Espesor mínimo de la losa (mm)

S = Luz libre de la losa (mm)

$$t_{min} = \frac{2500 + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

$$t_{min} = 183.33 \text{ mm} \geq 165 \text{ mm}$$

Por tanto se asume un espesor de la losa de 200 mm.

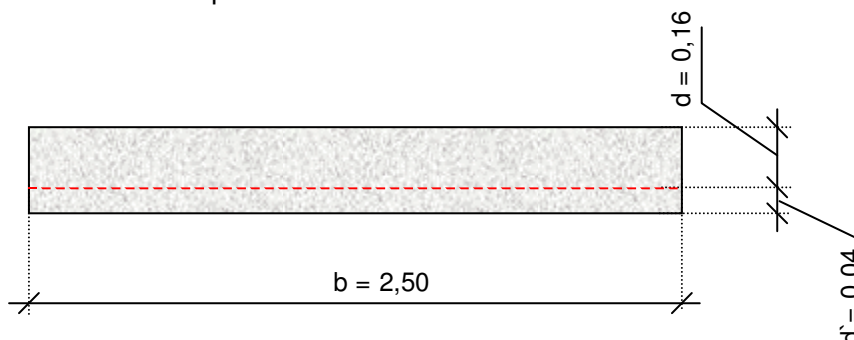


Fig. 73 Geometría de la losa de rodadura

Fuente: Propia

Al tratarse la superficie de la losa de rodadura, se trabaja con un hormigón cuya resistencia alcanza los 300 Kg/cm², por tal motivo se trabaja con la siguiente formulación para encontrar el acero de diseño en los apoyos; , Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sísmo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador.

$$A_d = 0.0607 * b * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{114.75 * b}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.38})$$

$$A_d = 0.0607 * 250 * \left(16 - \sqrt{16^2 - \frac{1284513}{114.75 * 250}} \right)$$

$$A_d = 22.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (\text{Ecuación 3.21})$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 250 * 16$$

$$A_{min} = 13.33 \text{ cm}^2$$

Para el armado de la losa de rodadura, se opta por trabajar con acero $\varnothing 12 \text{ mm}$

$$\varnothing 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\frac{22.25}{1.13} = 19.69 \approx 20 \varnothing 12 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

$$\frac{250}{19} = 13.16 \approx 1 \varnothing 12 \text{ c/10 cm}$$

Acero de diseño en el tramo central de la losa de rodadura

$$A_d = 0.0607 * b * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{114.75 * b}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.38})$$

$$A_d = 0.0607 * 250 * \left(16 - \sqrt{16^2 - \frac{802821}{114.75 * 250}} \right)$$

$$A_d = 13.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{14}{fy} * b * d \quad (\text{Ecuación 3.21})$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 250 * 16$$

$$A_{min} = 13.33 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\frac{13.65}{1.13} = 12.08 \approx 13 \varnothing 12 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

$$\frac{250}{12} = 20.53 \approx 1 \varnothing 12 \text{ c/20 cm}$$

Acero de diseño longitudinal de la losa de rodadura (por efectos de temperatura)

$$A_s = (0.0018 * b * d) * \left(\frac{2}{3}\right) \quad (\text{Ecuación 3.39})$$

$$A_s = (0.0018 * 250 * 16) * \left(\frac{2}{3}\right)$$

$$A_s = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 10 \text{ mm} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\frac{4.8}{0.78} = 6.15 \approx 7 \varnothing 12 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

$$\frac{250}{6} = 41.66 \approx 1 \varnothing 12 \text{ c/30 cm}$$

3.6.1.1. Deformación elástica de la losa de rodadura.

Comprobación de la deformación elástica de la losa de rodadura:

$$\Delta_c = \frac{5 * M_c * L_e^2}{48 * E * I} \quad (\text{Ecuación 3.16})$$

M_c = Momento Central

L_e = Longitud Equivalente (80% Luz libre)

E = Módulo de elasticidad

I = Inercia

$$L_e = 0.80 * 250 = 200 \text{ cm} \quad (\text{Ecuación 3.17})$$

$$E = 0.14 * W^{1.5} * \sqrt{f'c} \quad (\text{Ecuación 3.18})$$

W = Peso del hormigón simple

$f'c$ = Resistencia del hormigón

$$E = 0.14 * 2200^{1.5} * \sqrt{300} = 250220.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} * b * h^3 \quad (\text{Ecuación 3.15})$$

$$I = \frac{1}{12} * 250 * 20^3$$

$$I = 166666.67 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_c = \frac{5 * 802821 * 200^2}{48 * 250220.38 * 166666.67}$$

$$\Delta_c = \mathbf{0.08 \text{ cm}}$$

Según la norma AASHTO para puentes, la deformación elástica sería:

$$\Delta_c = \frac{L_e}{(de \ 800 \ hasta \ 1000)} \quad (\text{Ecuación 3.19})$$

$$\Delta_c = \frac{200}{900} = \mathbf{0.22 \text{ cm}}$$

Por tanto, como $\mathbf{0.08 < 0.22 \text{ cm}}$; se concluye que la losa prediseñada, cumple con la deformación elástica establecida.

3.7. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA LOSA EN VOLADIZO

Es de vital importancia considerar situaciones emergentes que deriven en situaciones extremas de carga sobre la losa en voladizo (veredas), por tal motivo se ha considerado:

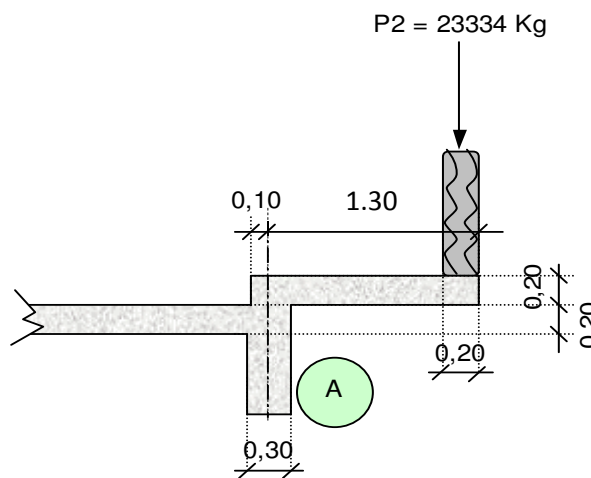


Fig. 74 Esquema de carga sobre el voladizo
Fuente: Propia.

Momento generado por carga viva.

$$M_A = 23334 * 1.15 = \mathbf{26834.10 \text{ Kgm}}$$

Momento generado por carga muerta.

Para el cálculo del momento generado por la carga muerta, asumimos una distancia longitudinal de 4.00 mts.

$$q = 4 * 0.2 * 2400 * 1.3 = \mathbf{2496 \text{ Kg/m}}$$

$$M = 2496 * 1.25 * \left(\frac{1.25}{2}\right)$$

$$\mathbf{M = 1950\ Kg\ m}$$

Envolvente de momentos generados por carga viva y muerta.

$$\sum M = 26834.10 + 1950 \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

$$\sum M = \mathbf{28784.10\ Kg\ m = 2878410\ Kg\ cm}$$

Prediseño de la losa en voladizo

$$f'c = 210\ Kg/cm^2$$

$$b = 400\ cm$$

$$h = 20\ cm$$

$$d = 15\ cm$$

$$Mu = 2878410\ Kg\ cm$$

$$A_d = 0.0425 * b * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{80.325 * b}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

$$A_d = 0.0425 * 400 * \left(15 - \sqrt{15^2 - \frac{2878410}{80.325 * 400}} \right)$$

$$\mathbf{A_{d1} = 57.17\ cm^2}$$

$$\mathbf{\varnothing\ 12\ mm = 1.13\ cm^2}$$

$$\frac{57.17}{1.13} = 50.59 \approx 51\ \varnothing\ 12\ mm \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

$$S = \frac{400}{50} = 8\ cm \approx 1\ \varnothing\ 12\ c/10\ mm$$

En el área de compresión, se colocará el acero mínimo.

$$A_{min} = \frac{14}{fy} * b * d \quad (\text{Ecuación 3.21})$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 400 * 15$$

$$A_{min} = 20 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\frac{20}{1.13} = 17.70 \approx 18 \varnothing 12 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

$$S = \frac{400}{17} = 23.52 \text{ cm} \approx 1 \varnothing 12 \text{ c}/20 \text{ mm}$$

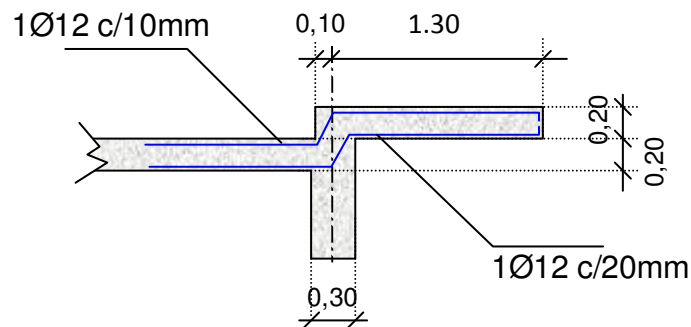


Fig. 75 Armadura de la losa en voladizo
Fuente: Propia.

3.8. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA PANTALLA

El proceso de cálculo deriva en la determinación de la máxima carga lineal ejercida por el suelo sobre la pantalla, para lo cual procede

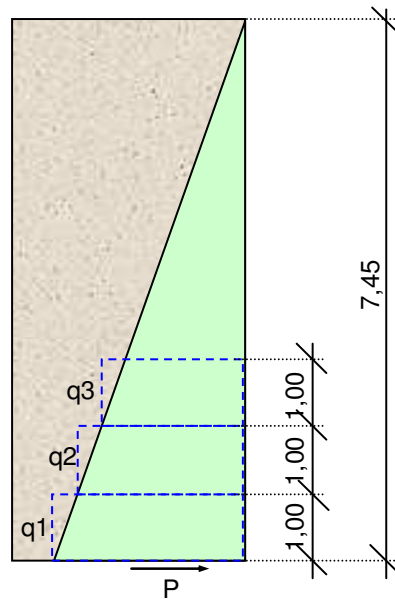


Fig. 76 Diagrama de presión del suelo sobre la pantalla
Fuente: Propia.

Se procede al cálculo de la primera franja, (Franja 1).

$$h_e = 7.45 + 0.60 = 8.05 \quad (\text{Ecuación 3.40})$$

El incremento de 0.60 mts en la altura total de la pantalla, corresponde a la carga vehicular que ha de circular al ingreso y salida del puente.

Determinada la altura “he”, se procede al cálculo de la presión dinámica (P) ejercida por el suelo

$$P = h_e * ws * ka \quad (\text{Ecuación 3.35})$$

P = Presión dinámica ejercida por el suelo

he = Altura de la pantalla

ws = Densidad del suelo

ka = Coeficiente activo del suelo

$$P = 8.05 * 1750 * 0.333$$

$$P = 4691.13 \text{ Kg/m}^2$$

Determinada la presión dinámica, se determina la carga de franja de por metro lineal.

$$q_1 = 4691.13 * 1.00$$

$$q_1 = 4692 \text{ Kg/m}$$

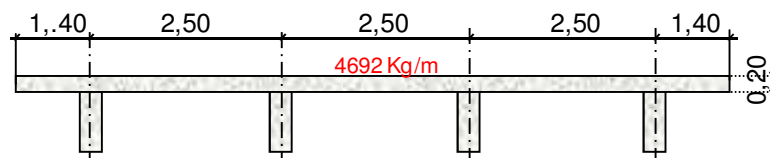


Fig. 77 Vista en planta, pantalla
Fuente: Propia.

$$M_e = \frac{q * l^2}{8} \quad (\text{Ecuación 3.12})$$

$$M_e = \frac{4692 * 2.50^2}{8}$$

$$M_e = 3665.63 \text{ Kgm}$$

$$M_e = 366563 \text{ Kgcm}$$

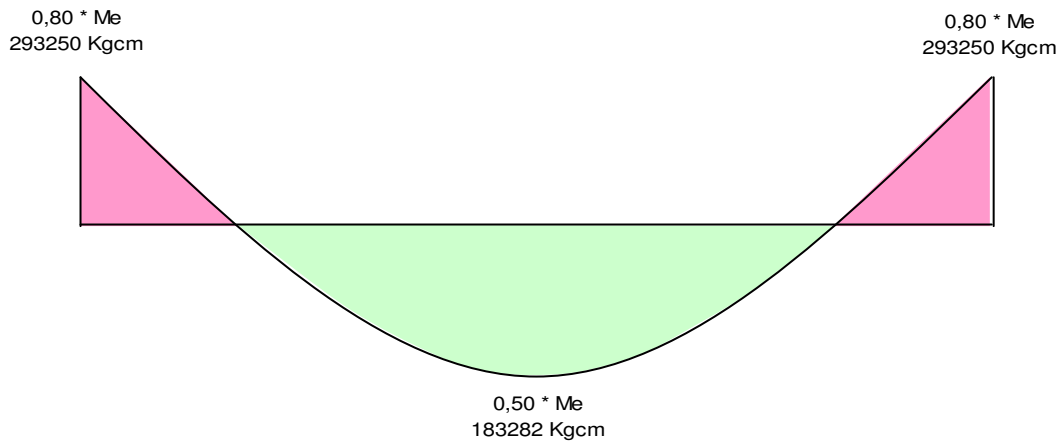


Fig. 78 Diagrama de momentos en la pantalla
Fuente: Propia.

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$M_u = 293250 \text{ Kgcm}$$

$$A_d = 0.0425 * b * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{80.325 * b}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

$$A_d = 0.0425 * 100 * \left(15 - \sqrt{15^2 - \frac{293250}{80.325 * 100}} \right)$$

$$A_{d1} = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\frac{5.4}{1.13} = 4.78 \approx 5 \varnothing 12 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

$$S = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \approx 1 \varnothing 12 \text{ c}/25 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (\text{Ecuación 3.21})$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 100 * 15$$

$$A_{min} = 5 \text{ cm}^2$$

Para el diseño del tramo de la losa que queda en voladizo (1.40 m) se procede de la siguiente manera:

$$M = 4692 * 1.40 * (1.40 * 0.5)$$

$$M = 459816 \text{ Kgcm}$$

$$A_d = 0.0425 * b * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{80.325 * b}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

$$A_d = 0.0425 * 100 * \left(15 - \sqrt{15^2 - \frac{459816}{80.325 * 100}} \right)$$

$$A_{d1} = 8.70 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\frac{8.70}{1.13} = 7.69 \approx 8 \varnothing 12 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

$$S = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} \approx 1 \varnothing 12 \text{ c}/12.5 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{14}{fy} * b * d \quad (\text{Ecuación 3.21})$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 100 * 15$$

$$A_{min} = 5 \text{ cm}^2$$

3.9. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Se procede al cálculo y diseño de la cimentación de manera que sea capaz de transmitir los esfuerzos desde la superestructura y disiparlos en el suelo.

3.9.1. CÁLCULO DE LAS TENSIONES DE CARGA

Se ha adoptado un proceso por iteraciones hasta determinar la geometría de la zapata que satisfaga las exigencias del diseño

Primera Iteración:

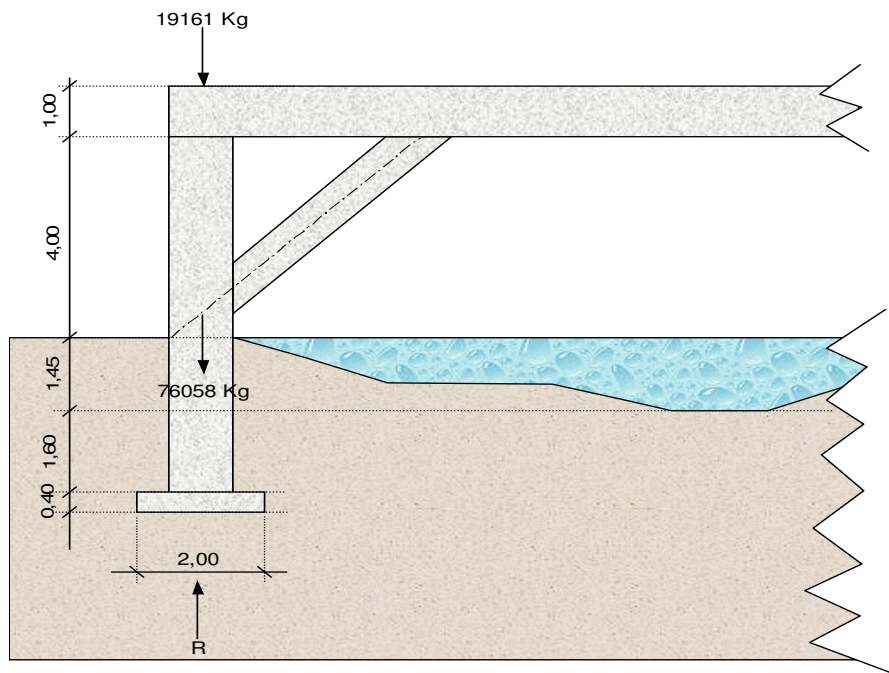


Fig. 79 Cargas actuantes en la columna
Fuente: Propia.

Tal y como se detalla en el esquema anterior, para la geometría establecida por la estructura del puente, se ha adoptado una geometría de la zapata en base de la cual se trabaja determinando la carga muerta:

- $P_{\text{columna}} : 7.05 * 0.30 * 1.00 * 2400 * 1.3 = 6598.80 \text{ Kg}$
- $P_{\text{pantalla}} : (2.50 - 0.30) * 7.05 * 2400 * 1.3 = 48391.20 \text{ Kg}$
- $P_{\text{suelo}} : 2 * 1.60 * 2.50 * 1.3 * 1750 = 18200 \text{ Kg}$
- $P_{\text{zapata}} : 2 * 0.40 * 2.50 * 2400 * 1.3 = 6240 \text{ Kg}$
- **$P_{\text{total}} : 79430 \text{ Kg}$**

Con las cargas determinadas, se procede al cálculo de la resistencia “R”:

- **$R = 19161 + 76058 + 79430 = 174649 \text{ Kg}$**

Con el valor de la resistencia hallado, se procede a calcular la tensión que requiere el diseño:

$$T = \frac{R}{L * S} \quad (\text{Ecuación 3.41})$$

$$T = \frac{174649}{2 * 2.50}$$

$$T = 34929.8 \text{ Kg/m}^2 = 3.49 \text{ Kg/cm}^2$$

Como la tensión admisible de suelo “qs” es de 2.66 Kg /cm², es necesario aumentar la sección de la zapata y repetir el proceso.

Segunda Iteración:

Se procede a variar la geometría de la zapata, adoptando una sección en planta de 2.50 * 2.50; se tiene:

- $P_{columna} = 6598.80 \text{ Kg}$
- $P_{pantalla} = 48391.20 \text{ Kg}$
- $P_{suelo} = 2.5 * 1.60 * 2.50 * 1.3 * 1750 = 22750 \text{ Kg}$
- $P_{zapata} = 2.5 * 0.40 * 2.50 * 2400 * 1.3 = 7800 \text{ Kg}$
- **$P_{total} : 85540 \text{ Kg}$**
- **$R = 180759 \text{ Kg}$**

$$T = \frac{R}{L * S} \quad (\text{Ecuación 3.41})$$

$$T = \frac{180759}{2.50 * 2.50}$$

$$T = 28921.44 \text{ Kg}/m^2 = 2.89 \text{ Kg}/cm^2$$

Como no se satisface la exigencia de tensión, procede una tercera iteración:

Tercera Iteración:

Se procede a variar la geometría de la zapata, adoptando una sección en planta de 2.60 * 2.50; se tiene:

- $P_{columna} = 6598.80 \text{ Kg}$
- $P_{pantalla} = 48391.20 \text{ Kg}$
- $P_{suelo} = 2.6 * 1.60 * 2.50 * 1.3 * 1750 = 23660 \text{ Kg}$
- $P_{zapata} = 2.6 * 0.40 * 2.50 * 2400 * 1.3 = 8112 \text{ Kg}$
- **$P_{total} : 86762 \text{ Kg}$**
- **$R = 181981 \text{ Kg}$**

$$T = \frac{R}{L * S} \quad (\text{Ecuación 3.41})$$

$$T = \frac{181981}{2.60 * 2.50}$$

$$T = 27997.07 \text{ Kg}/m^2 = 2.79 \text{ Kg}/cm^2$$

Cuarta Iteración:

Se procede a variar la geometría de la zapata, adoptando una sección en planta de 2.80 * 2.50; se tiene:

- $P_{\text{columna}} = 6598.80 \text{ Kg}$
- $P_{\text{pantalla}} = 48391.20 \text{ Kg}$
- $P_{\text{suelo}} = 2.8 * 1.60 * 2.50 * 1.3 * 1750 = 25480 \text{ Kg}$
- $P_{\text{zapata}} = 2.8 * 0.40 * 2.50 * 2400 * 1.3 = 8736 \text{ Kg}$
- **$P_{\text{total}} : 89206 \text{ Kg}$**
- **$R = 184425 \text{ Kg}$**

Por tanto, la sección que soporta la exigencia de los esfuerzos es de 2.8 * 2.5 mts.

$$T = \frac{R}{L * S} \quad (\text{Ecuación 3.41})$$

$$T = \frac{184425}{2 * 2.80}$$

$$T = 26346.43 \text{ Kg/m}^2 = 2.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2.63 \text{ Kg/cm}^2 < 2.66 \text{ Kg/cm}^2$$

Como se puso de manifiesto, la tensión requerida es menor que la capacidad portante del suelo por tanto la geometría de la viga es la adecuada.

3.9.2. DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN

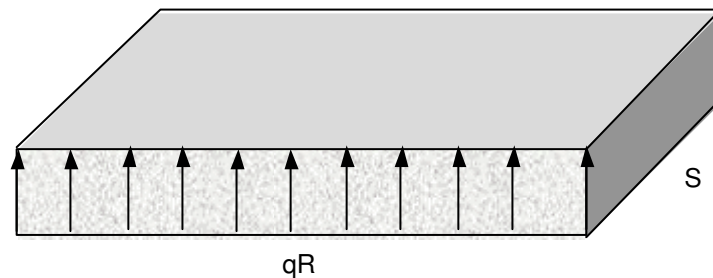


Fig. 80 Esquema de esfuerzos en la zapata
Fuente: Propia.

$$qR = T_{\text{max}} * S \quad (\text{Ecuación 3.42})$$

$$qR = 2.66 * 280$$

$$qR = 744.8 \text{ Kg/cm} = 74480 \text{ Kg/m}$$

$$M_{est} = \frac{q * l^2}{8} \quad (\text{Ecuación 3.12})$$

$$M_{est} = \frac{74480 * 2.50^2}{8}$$

$$M_{est} = 58187.5 \text{ Kgm} = 5818750 \text{ Kgcm}$$

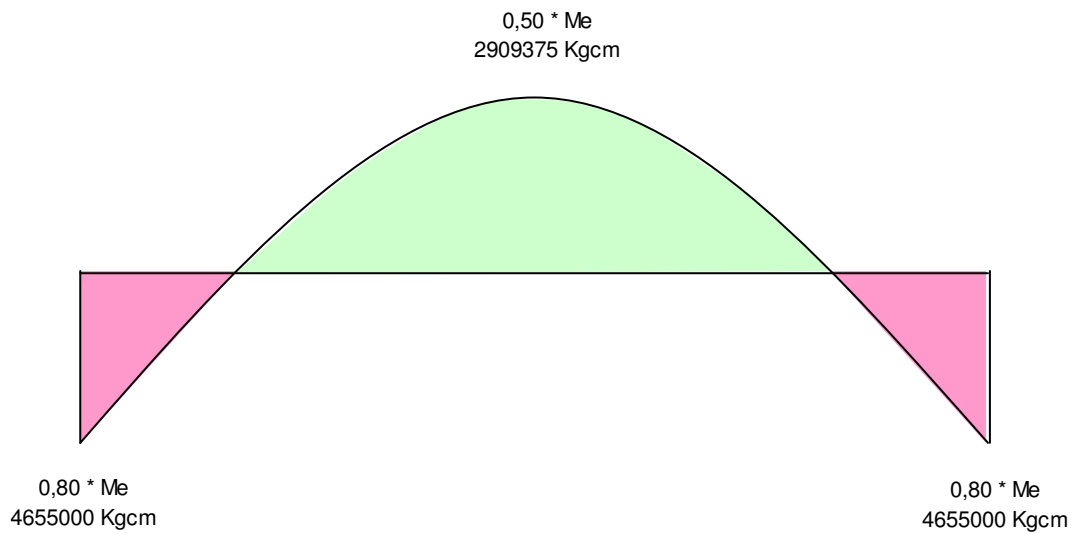


Fig. 81 Diagrama de momentos en la zapata
Fuente: Propia.

Para el diseño de la viga de cimentación, partimos de la siguiente geometría impuesta:

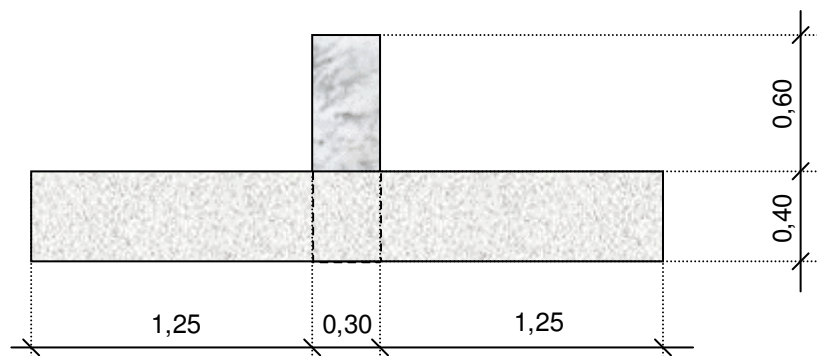


Fig. 82 Geometría de la zapata y viga de cimentación
Fuente: Propia

- h (cm) = 100
- d (cm) = 95
- b (cm) = 30

Definida la geometría, se procede al diseño de las cuantías de acero con el método que se ha venido utilizando:

Cuantía de acero en la mitad del vano

$$A_d = 0.0425 * b * \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{80.325 * b}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

$$A_d = 0.0425 * 30 * \left(95 - \sqrt{95^2 - \frac{2909375}{80.325 * 30}} \right)$$

$$A_{d1} = 8.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (\text{Ecuación 3.21})$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 30 * 95$$

$$A_{min} = 9.5 \text{ cm}^2$$

Como la cuantía de acero mínima es mayor que la requerida, se procede a la distribución de acero en el centro del vano con la cuantía mínima.

$$\varnothing 18 \text{ mm} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\frac{9.5}{2.54} = 3.74 \approx 4 \varnothing 18 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

Cuantía de acero en los extremos de la viga

$$A_d = 0.0425 * 30 * \left(95 - \sqrt{95^2 - \frac{4655000}{80.325 * 30}} \right)$$

$$A_{d1} = 13.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 30 * 95$$

$$A_{min} = 9.5 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 18 \text{ mm} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\frac{13.74}{2.54} = 5.41 \approx 6 \varnothing 18 \text{ mm}$$

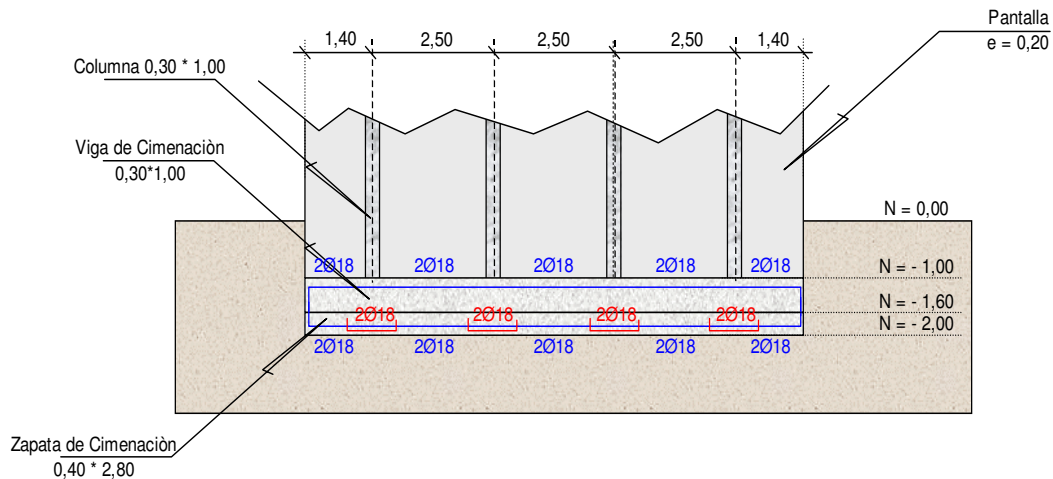


Fig. 83 Geometría y distribución de acero en la viga de cimentación
Fuente: Propia.

3.9.2.1. Diseño por cortante de la viga de cimentación

De la carga repartida actuante sobre la viga de cimentación, se deducen las cargas que generan el esfuerzo cortante:

$$74480 \text{ Kg/cm} * 250\text{cm} = 186200\text{Kg}$$

$$RA = RB = 93100 \text{ Kg}$$

Por fórmula se deduce la carga de corte de diseño.

$$V_n = \frac{V}{0.85}$$

$$V_n = \frac{93100}{0.85}$$

$$V_n = 109529.41 \text{ Kg}$$

También por fórmula se calcula la carga de corte que resiste el hormigón.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Ecuación 3.29})$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 95$$

$$V_c = 21889.22 \text{ Kg}$$

Se procede al cálculo del acero de diseño capaz de soportar el esfuerzo cortante:

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = 109529.41 - 21889.22$$

$$V_s = 87640.19 \text{ Kg}$$

$$\emptyset 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Como el estribo tiene forma de “U”, se debe duplicar el área de la varilla:

$$A_v = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Con esta aclaración, se procede al cálculo del espaciamiento entre cada estribo

$$S_{12mm} = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad (\text{Ecuación 3.43})$$

$$S_{12mm} = \frac{2.26 * 4200 * 95}{87640.19}$$

$$S_{12mm} = 10.28 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

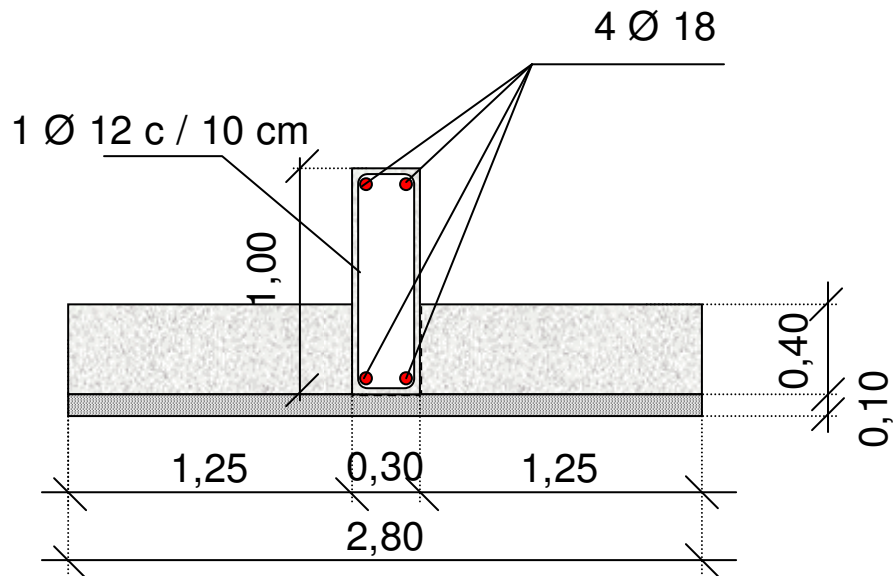


Fig. 84 Sección Transversal de la viga de cimentación
Fuente: Propia.

3.9.3. DISEÑO DE LA ZAPATA DE CIMENTACIÓN

Para el diseño transversal de la zapata de cimentación, se procede al cálculo de los esfuerzos que se generan en la sección de zapata que se encuentra fuera de la viga de cimentación:

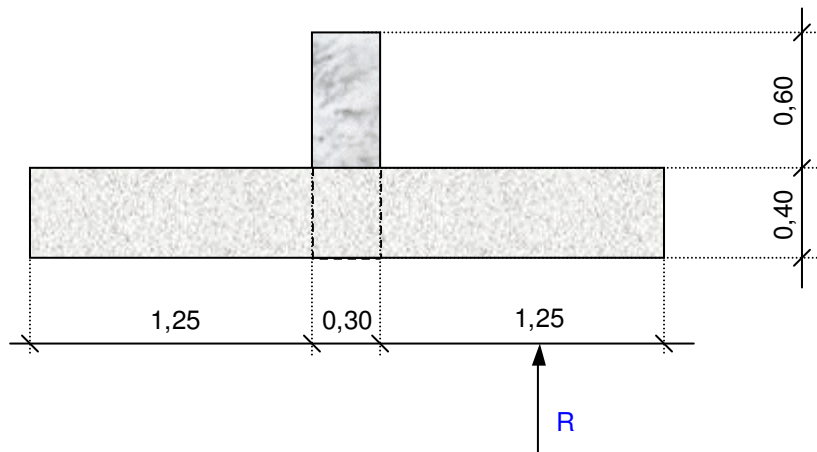


Fig. 85 Diagrama de esfuerzos en la zapata de cimentación
Fuente: Propia.

$$R = 125 * 100 * 2.66 = 33250 \text{ Kg}$$

$$M = 33250 * 62.5 = 2078125 \text{ Kgcm}$$

Tomando una sección de la zapata, se tiene los siguientes dados geométricos:

- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 40 \text{ cm}$
- $d = 35 \text{ cm}$

$$A_d = 0.0425 * 100 * \left(35 - \sqrt{35^2 - \frac{2078125}{80.325 * 100}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

$$A_{d1} = 16.64 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 16 \text{ mm} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{16.64}{2.01} = 8.28 \approx 8 \emptyset 16 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

$$S = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} \approx 1 \emptyset 16 \text{ c/15 cm}$$

El acero longitudinal se calcula por fórmula (ACI)

$$A_s = 0.0018 * b * d * \frac{2}{3} \quad (\text{Ecuación 3.39})$$

$$A_s = 0.0018 * 100 * 35 * \frac{2}{3}$$

$$A_s = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 10 \text{ mm} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\frac{4.2}{0.78} = 5.38 \approx 6 \phi 10 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

$$s = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \approx 1 \phi 10 \frac{\text{cm}}{20}$$



Fig. 86 Armadura de la zapata de cimentación
Fuente: Propia.

3.10. CÁLCULO Y DISEÑO DE LOS MUROS DE ALA.

Los muros de ala cumplen una función determinante como protección de la estructura del puente evitando la erosión de las márgenes próximas al mismo y para conformación del relleno de aproche para el ingreso.

En el cálculo de los muros de ala se tuvieron presentes los siguientes aspectos:

- Determinación de cargas y esfuerzos:
 - Carga de Presión del suelo (Carga de servicio)
 - Peso propio de la estructura (Carga equilibrante)
- Determinación y Comprobación de Factores de Riesgo
 - Factor de Volteo
 - Factor de Deslizamiento
 - Factor de Tensiones
- Diseño de la cuantía y distribución del acero:
 - Acero de diseño en la pantalla
 - Acero de diseño en la zapata

A continuación se detalla la geometría inicial del muro a partir de la cual se inicia con el cálculo y diseño de la estructura:

Datos Geométricos:

- Altura total (ht): 7.54 m
- Altura de cimentación (hc): 1.50 m
- Altura de la pantalla (hp): 6.94 m
- Altura de servicio (hs): 6.04 m
- Longitud del muro: 5.00 m
- Ancho de la zapata: 4.20 m
- Espesor de la zapata (z): 0.60 m

Datos de diseño:

- Densidad del Suelo (ws): 1750 Kg/m³
 - Ángulo de fricción del suelo: 30°
- Resistencia del hormigón: 210 Kg/cm²

3.10.1. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE ACTIVO DEL SUELO

A continuación se detalla las formulas empleadas en la determinación de los empujes:

- **Presión del Suelo**

$$P_a = h_s * w_s * K_a \quad (\text{Ecuación 3.35})$$

Pa = Presión del suelo

hs = altura del muro

ws = Coeficiente del suelo

ka = Coeficiente activo del suelo

Para el cálculo de la presión ejercida por el suelo es necesario primero determinar el coeficiente activo del suelo (Ka):

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^3 \beta * \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \beta}\right)^2} \quad (\text{Ecuación 3.44})$$

ϕ = Angulo de fricción del suelo, para el medio es de 30°

β = Por deducción geométrica :

$$\tan \beta = \frac{0.20}{6.94}$$

$$\beta = 1.65^\circ$$

$$K_a = \frac{\cos^2(30 - 1.65)}{\cos^3 1.65 * \left(1 + \frac{\sin 30}{\cos 1.65}\right)^2}$$

$$K_a = 0.345$$

$$P_s = 7.54 * 1750 * 0.345$$

$$P_s = 4552.275 \text{ Kg/m}^2$$

- **Empuje activo del Suelo**

En la determinación del empuje activo de la carga de suelo, se calcula el volumen del prisma triangular de presiones formado tras la pantalla del muro.

$$E_s = \left(\frac{P_s * h_s}{2}\right) * S \quad (\text{Ecuación 3.45})$$

Es = Empuje del suelo

Ps = Presión del suelo

hs = Altura del suelo

S = Profundidad del prisma de presiones (1.00 m)

$$E_s = \left(\frac{4552.275 * 7.54}{2}\right) * 1$$

$$E_s = 17162.076 \text{ Kg}$$

3.10.2. DETERMINACIÓN DEL MOMENTO DE VOLCAMIENTO

Para la determinación del momento de volcamiento, se aplica el empuje activo a una distancia de un tercio de la base del prisma triangular:

$$M_u = E_s * \frac{1}{3} * h_s \quad (\text{Ecuación 3.46})$$

$$M_u = 17162.076 * \frac{1}{3} * 7.54$$

$$M_u = 43134.018 \text{ Kgm}$$

3.10.3. DETERMINACIÓN DE CARGAS Y MOMENTO EQUILIBRANTE

A continuación se detalla un esquema geométrico y la división del muro en cuerpos definidos para determinar los pesos y el momento equilibrante tota

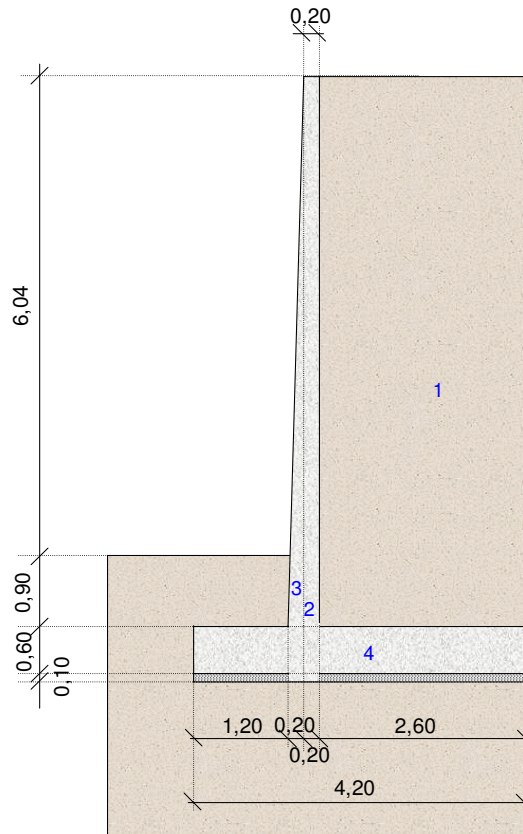


Fig. 87 Geometría del muro de ala
Fuente: Propia

El peso de cada cuerpo geométrico se lo obtiene del producto de la densidad por el volumen calculado con 1.00 m de profundidad en cada cuerpo. El Momento se lo obtiene de la multiplicación del peso por el brazo de palanca respecto al punto izquierdo inferior extremo del muro.

Cuadro 10 Cálculo del Momento Equilibrante

Item	Pesos (Kg)	X(i) (m)	Momento (Kgm)
1	27482,00	2,90	79697,80
2	2899,20	1,50	4348,80
3	1449,60	1,33	1927,97
4	6048,00	2,10	12700,80
	37878,80		98675,37

Fuente: Propia.

3.10.4. COMPROBACIÓN AL VOLCAMIENTO, DESLIZAMIENTO Y EXCENTRICIDAD

Es de vital importancia que el muro satisfaga las necesidades de servicio, sin encontrarse involucrado en condiciones de falla que lo hagan fracasar, por tal motivo, se presentan a continuación la obtención de los respectivos factores de seguridad.

- **Factor de Volteo**

$$F_v = \frac{M_{equ}}{M_{vol}} \geq 1.5 \quad (\text{Ecuación 3.47})$$

$$F_v = \frac{98675.37}{43134.018} \geq 1.5$$

$$F_v = 2.28 \geq 1.5$$

Por tanto el muro no ha de fallar por efecto del volcamiento

- **Factor de Deslizamiento.**

$$f_r = N * \mu \quad (\text{Ecuación 3.48})$$

N = Componente normal del muro (Sumatoria de pesos)

μ = Coeficiente de fricción (0.3 a 0.6)

$$f_r = 37878.80 * 0.6$$

$$f_r = 22727.28 \text{ Kg}$$

$$F_{des} = \frac{f_r}{E_s} \geq 1.5 \quad (\text{Ecuación 3.49})$$

$$F_{des} = \frac{22727.28}{17162.076} \geq 1.5$$

$$F_{des} = 1.32 \leq 1.5$$

No cumple el factor de deslizamiento, por lo tanto habrá que colocar un dentellón tal y como se detalla a continuación:

Se procede al cálculo del empuje pasivo del suelo por efecto de la intervención del dentellón.

$$P_s = h_s * w_s * K_p \quad (\text{Ecuación 3.50})$$

P_s = Presión pasiva del suelo

h_s = Altura del dentellón.

W_s = Densidad del suelo.

K_p = Coeficiente pasivo ($1/K_a$)

$$P_s = 1.10 * 1750 * \frac{1}{0.345}$$

$$P_s = 5579.71 \text{ Kg/m}^2$$

$$E_s = \left(\frac{P_s * h_s}{2} \right) * S \quad (\text{Ecuación 3.45})$$

$$E_s = \left(\frac{5579.71 * 1.10}{2} \right) * 1.00$$

$$E_s = 3068.84 \text{ Kg}$$

Al componente de fricción se le adiciona el vector resultado del empuje producto de la inserción del dentellón y se calcula nuevamente el factor de deslizamiento:

$$F_{des} = \frac{f_r + E_s(Dentellon)}{E_s} \geq 1.5 \quad (\text{Ecuación 3.51})$$

$$F_{des} = \frac{22727.28 + 3068.84}{17162.076} \geq 1.5$$

$$F_{des} = 1.503 \geq 1.5$$

Por tanto se puede concluir aseverando que con la inserción del dentellón el muro cumple con la condición de deslizamiento.

- **Tensiones en la base del muro (Excentricidad)**

Se debe tener en cuenta que la ubicación de la resultante se encuentre dentro del tercio medio de la longitud de la base del muro:

$$x = \frac{M_{equ} - M_{vol}}{R} \quad (\text{Ecuación 3.52})$$

$$x = \frac{98675.37 - 43134.018}{37878.80}$$

$$x = 1.46 \text{ m}$$

Longitud de la sección de la base = 4.20

Tercio medio de la sección de la base = de 1.40 a 2.80

$x = 1.46 \therefore$ Se ubica dentro del tercio medio de la sección de la base

$$e_x = \left(\frac{L_{base}}{2} - x \right) \quad (\text{Ecuación 3.53})$$

$$e_x = \left(\frac{4.20}{2} - 1.46 \right)$$

$$e_x = 0.64 \text{ m}$$

- **Momento de volcamiento efectivo en la base**

$$M_{base} = e_x * R \quad (\text{Ecuación 3.54})$$

$$M_{base} = 0.64 * 37878.8$$

$$M_{base} = 24242.43 \text{ Kgm}$$

3.10.5. DETERMINACIÓN DE TENSIONES EN LA ZAPATA

Es de vital importancia conocer el comportamiento de la zapata y la reacción de suelo respecto a la carga, el conocimiento de las tensiones en puntos neurálgicos nos va a permitir establecer los momentos máximos previo al diseño, se detalla la formulación aplicada:

$$T_{max} = \frac{R}{L * S} + \frac{M_{base} * \frac{L}{2}}{I} \quad (\text{Ecuación 3.55})$$

T max = Tensión máxima en el suelo

R = Sumatoria de los pesos

L = Largo de la base del muro

S = Ancho de la base del muro

I = Inercia de la base del muro

$$I = \frac{1}{12} * 1 * 4.20^3 \quad (\text{Ecuación 3.15})$$

$$I = 6.174 \, m^4$$

$$T_{max} = \frac{37878.80}{4.20 * 1.00} + \frac{24242 * \frac{4.20}{2}}{6.174}$$

$$T_{max} = 17264.34 \, Kg/m^2 \leq Q_s = 20000 \, Kg/m^2$$

$$T_{min} = \frac{R}{L * S} - \frac{M_{base} * \frac{L}{2}}{I} \quad (\text{Ecuación 3.56})$$

$$T_{min} = \frac{37878.80}{4.20 * 1.00} - \frac{24242 * \frac{4.20}{2}}{6.174}$$

$$T_{min} = 773.18 \, Kg/m^2 \geq 0$$

De los cálculos realizados se deduce que la tensión en la base de la zapata del muro se encuentra dentro de los niveles permisibles, es decir, la tensión máxima es menor que la tensión de respuesta del suelo así como la tensión mínima es mayor que cero.

A continuación se procede al cálculo de las tensiones en puntos sensibles de la estructura:

Tensión en "B"

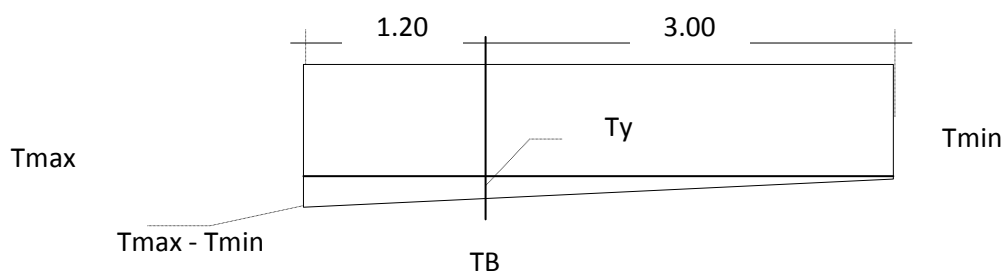


Fig. 88 Diagrama de tensiones, punto B
Fuente: Propia.

$$\frac{T_y}{3.00} = \frac{T_{max} - T_{min}}{4.20} \quad (\text{Ecuación 3.57})$$

$$\frac{T_y}{3.00} = \frac{17264.34 - 773.18}{4.20}$$

$$T_y = 11779.4 \text{ Kg}/m^2$$

$$T_B = T_{min} + T_y \quad (\text{Ecuación 3.58})$$

$$T_B = 773.18 + 11779.4$$

$$T_B = 12552.58 \text{ Kg}/m^2$$

Momento en “B”

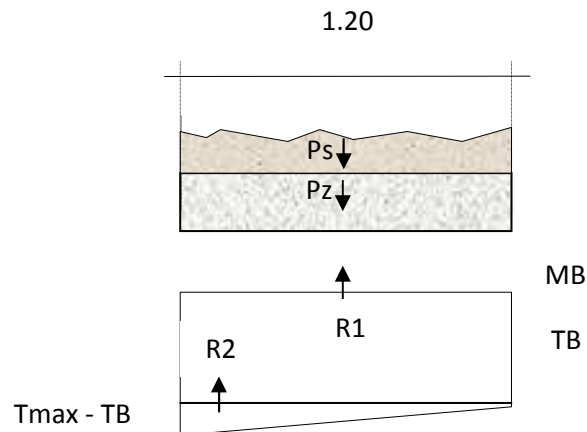


Fig. 89 Diagrama de cargas y reacciones, punto B
Fuente: Propia.

P_z = Peso de la zapata (Kg)

P_s = Peso del suelo (Kg)

$$P_z = 1.20 * 0.60 * 1.00 * 2400 = 1728 \text{ Kg}$$

$$P_s = 1.20 * 0.9 * 1.00 * 1750 = 1890 \text{ Kg}$$

$$R_1 = T_B * 1.20 * 1.00$$

$$R_1 = 12552.58 * 1.20 * 1.00 = 15063.096 \text{ Kg} \quad (\text{Ecuación 3.7})$$

$$R_2 = \frac{(17264.34 - 12552.58) * 1.20}{2} * 1.00$$

$$R_2 = 2827.056 \text{ Kg}$$

$$\sum M_B = P_S * 0.60 + P_Z * 0.60 - R1 * 0.60 - R2 * 0.80 \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

$$\sum M_B = 1890 * 0.60 + 1728 * 0.60 - 15063.096 * 0.60 - 2827.056 * 0.80$$

$$M_B = 9128.70 \text{ Kgm} = 912870.27 \text{ Kcm}$$

Tensión en “C”

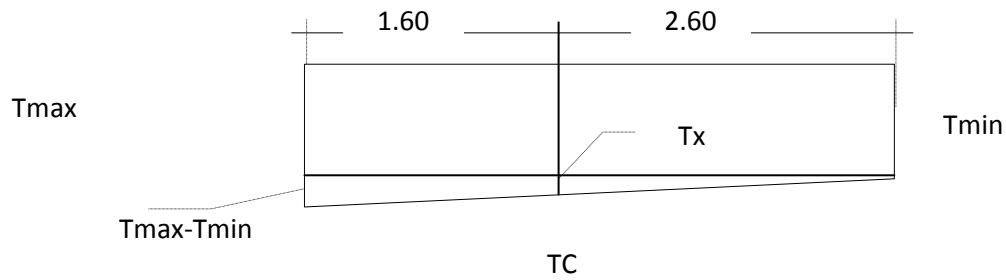


Fig. 90 Diagrama de tensiones, punto C
Fuente: Propia.

$$\frac{T_x}{2.60} = \frac{T_{max} - T_{min}}{4.20} \quad (\text{Ecuación 3.57})$$

$$\frac{T_x}{2.60} = \frac{17264.34 - 773.18}{4.20}$$

$$T_x = 10208.81 \text{ Kg/m}^2$$

$$T_C = T_{min} + T_x \quad (\text{Ecuación 3.58})$$

$$T_C = 773.18 + 10208.81$$

$$T_C = 10981.99 \text{ Kg/m}^2$$

Momento en “C”

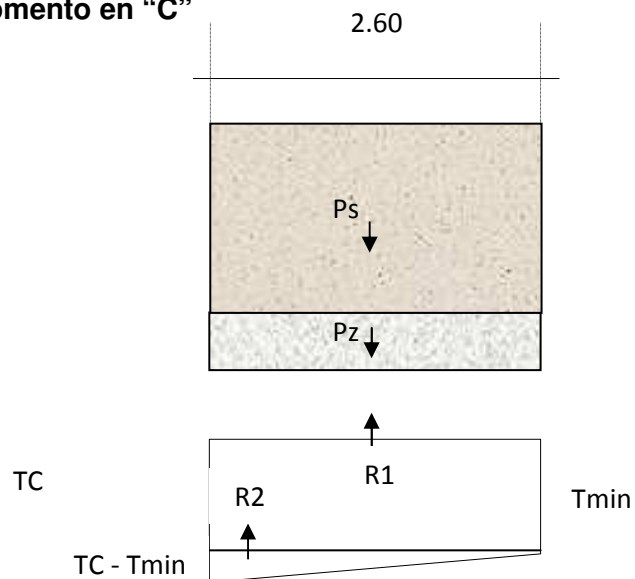


Fig. 91 Diagrama de cargas y reacciones, punto C
Fuente: Propia

$$P_z = 2.60 * 0.60 * 1.00 * 2400 = 3744 \text{ Kg}$$

$$P_s = 2.60 * 6.04 * 1.00 * 1750 = 27482 \text{ Kg}$$

$$R_1 = T_{min} * 2.60 * 1.00$$

$$R_1 = 773.18 * 2.60 * 1.00$$

$$\mathbf{R_1 = 2010.27 Kg}$$

$$R_2 = \frac{(T_c - T_{min}) * 2.60}{2} * 1.00$$

$$R_2 = \frac{(10981.99 - 773.18) * 2.60}{2} * 1.00$$

$$\mathbf{R_2 = 13271.453 Kg}$$

$$\sum M_C = -P_s * 1.30 - P_z * 1.30 + R_1 * 1.30 + R_2 * 0.86 \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

$$\sum M_C = -27482 * 1.30 - 3744 * 1.30 + 2010.27 * 1.30 + 13271.453 * 0.86$$

$$\mathbf{M_C = 26566.99 Kgm = 2656699.94 Kcm}$$

3.10.6. MOMENTOS Y CUANTÍA DE ACERO EN LA PANTALLA

Para el cálculo de los momentos actuantes en la pantalla, nos servimos de la siguiente deducción:

$$E_i = \frac{P_i * h_i}{2} * S_i \quad (\text{Ecuación 3.45})$$

$$\text{Como } P_i = h_i * w_s * K_a$$

$$\text{Se tiene : } E_i = (h_i * w_s * K_a) * \frac{h_i}{2} * S_i$$

$$E_i = \frac{(w_s * K_a * S_i)}{2} * h_i^2$$

$$\text{Como se conoce que : } M_i = E_i * \frac{h_i}{3}$$

$$\text{Remplazando } E_i, \text{ se tiene: } M_i = \frac{(w_s * K_a * S_i)}{2} * h_i^2 * \frac{h_i}{3}$$

$$\mathbf{M_i = \frac{(w_s * K_a * S_i)}{6} * h_i^3 * 1.7 \quad (\text{Ecuación 3.59})}$$

Ei = Empuje activo del suelo (Kg)

Pi = Presión del suelo (Kg/m²)

hi = Altura del suelo (m)

Si = Profundidad del prisma de presiones (m)

Ws = Densidad del suelo (Kg/m³)

K a = Coeficiente activo del suelo (Adimensional)

Mi = Momento en la pantalla (Kgm)

El factor de 1.7 al final de la expresión corresponde a un factor de mayoración por norma.

Para el espesor de la sección variable del muro, se realiza la siguiente deducción:

$$\frac{b}{hp} = \frac{x_i}{h_i}$$
$$x_i = \frac{b * h_i}{hp}$$

Por tanto la sección $H_{sec i}$, será:

$$H_{sec i} = \frac{b * h_i}{hp} + C \quad (\text{Ecuación 3.60})$$

Cuadro 11 Momentos y cuantía de acero en la pantalla

hi (m)	Mi (Kgcm)	Hsec i (cm)	di (cm)	Adi (cm ²)	Amin (cm ²)
6,94	5717856,16	40,00	35,00	52,47	11,67
6,04	3769342,75	37,41	32,41	35,29	10,80
5,00	2138281,25	34,41	29,41	21,00	9,80
4,00	1094800,00	31,53	26,53	11,51	8,84
3,00	461868,75	28,65	23,65	5,31	7,88
2,00	136850,00	25,76	20,76	1,76	6,92
1,00	17106,25	22,88	17,88	0,25	5,96
0	0,00	20,00	15,00	0,00	5,00

Fuente: Propia.

A continuación se detallan las fórmulas utilizadas para determinar las cuantías de acero para el diseño y la cuantía mínima; , Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sismo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador

$$A_{di} = 0.0425 * b_{prof} * (d_i - \sqrt{d_i^2 - \frac{M_i}{80.325 * b_{prof}}}) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

A_{di} = Acero de diseño (cm^2)

b_{prof} = Profundidad asumida de la sección de la pantalla

d_i = Peralte efectivo de la sección del muro (cm)

M_i = Momento (Kgcm)

Cuantía mínima de acero (A_{min}):

$$A_{min} = \frac{14}{f_y} * b_{prof} * d_i \quad (\text{Ecuación 3.21})$$

A_{min} = Cuantía de acero mínima

f_y = Tensión de acero

Cuadro 12 Distribución de acero transversal en la pantalla

hi (m)	Díámetro Varillas (mm)	Nº Varillas/m	Distribución
6,94	30	8	1 Ø 30 / c 15cm
6,04	30	8	1 Ø 30 / c 15cm
5,00	18	8	1 Ø 18 / c 15cm
4,00	18	8	1 Ø 18 / c 15cm
3,00	12	7	1 Ø 12 / c 15cm
2,00	12	7	1 Ø 12 / c 15cm
1,00	12	7	1 Ø 12 / c 15cm
0			

Fuente: Propia.

- **Acero longitudinal en la pantalla.**

Aplicando la normativa ACI:

$$A_{S_{long\ exp}} = (0.0018 * b * d) * \frac{2}{3} \quad (\text{Ecuación 3.39})$$

$$A_{S_{long\ exp}} = (0.0018 * 100 * 35) * \frac{2}{3}$$

$$A_{S_{long\ exp}} = 4.20\text{cm}^2$$

$$N^{\circ}_{VAR} = \frac{4.20}{1.13} = 3.71 \approx 4_{var} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

1 Ø 12 / c 30cm

- **Acero en el dentellón.**

Aplicando ACI

$$A_{S_{min}} = (0.0018 * b * d) \quad (\text{Ecuación 3.39})$$

$$A_{S_{long\ exp}} = (0.0018 * 100 * 30)$$

$$A_{S_{long\ exp}} = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$N^o_{VAR} = \frac{5.4}{1.13} = 4.77 \approx 5_{var} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

$$1 \text{ } \varnothing 12 / \text{ c } 25\text{cm}$$

3.10.7. CUANTÍA DE ACERO EN LA ZAPATA

- **Zarpa Exterior**

En el análisis de los puntos neurálgicos de los momentos en la zapata, se obtuvieron los momentos actuantes en la misma, para la determinación de las cuantías de acero aplicando el método de distribución , Vergara, P. (2012, octubre). *Método simplificado para el cálculo, diseño y evaluación sismo resistente de edificios de hormigón armado*. Ponencia presentada en el XXIII Congreso ordinario de Ingenieros Civiles del Ecuador, Guayaquil, Ecuador, se tiene:

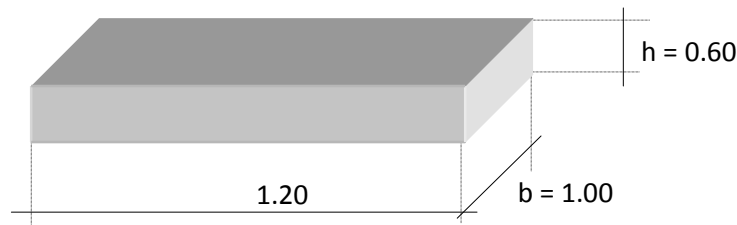


Fig. 92 Geometría de la zarpa exterior de zapata

Fuente: Propia.

$$A_{di} = 0.0425 * b_{prof} * (d_i - \sqrt{d_i^2 - \frac{M_i}{80.325 * b_{prof}}}) \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

$$A_{di} = 0.0425 * 100 * (55 - \sqrt{55^2 - \frac{912870.27}{80.325 * 100}})$$

$$A_{di} = 4.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{14}{fy} * b_{prof} * di \quad (Ecuación 3.21)$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 100 * 55$$

$$A_{min} = 18.33 \text{ cm}^2$$

Por criterio, en virtud de los resultados obtenidos, se trabajará con la cuantía mínima de acero que es superior a la de diseño.

$$N_{VAR}^o = \frac{18.33}{4.52} = 4.05 \approx 4_{var} \quad (Ecuación 3.26)$$

1 ø 24 / c 30cm

- **Zarpa Interior**

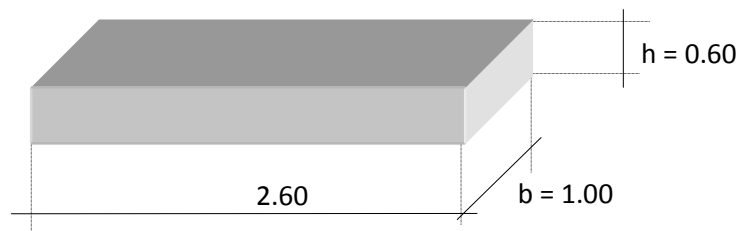


Fig. 93 Geometría de la zarpa interior de zapata
Fuente: Propia.

$$A_{di} = 0.0425 * b_{prof} * (d_i - \sqrt{d_i^2 - \frac{M_i}{80.325 * b_{prof}}}) \quad (Ecuación 3.20)$$

$$A_{di} = 0.0425 * 100 * (55 - \sqrt{55^2 - \frac{2656699.94}{80.325 * 100}})$$

$$A_{di} = 13.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{14}{fy} * b_{prof} * di \quad (Ecuación 3.21)$$

$$A_{min} = \frac{14}{4200} * 100 * 55$$

$$A_{min} = 18.33 \text{ cm}^2$$

$$N_{VAR}^o = \frac{18.33}{4.52} = 4.05 \approx 4_{var} \quad (Ecuación 3.26)$$

1 ø 24 / c 30cm

CAPÍTULO 4 PRESUPUESTO

Construcción del puente de 20 metros de luz sobre el río Burgay

Oferente:

Ubicación: Provincia del Cañar, cantón Biblían, sector Los Chirijos

Fecha: 13/08/2015

PRESUPUESTO						
Item	Codigo	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
001		OBRAS PRELIMINARES				12.544,95
1.001	501085	Desbroce y limpieza del terreno	m2	200,00	1,63	326,00
1.002	501AGK	Replanteo y nivelación para puentes	m2	202,00	3,60	727,20
1.003	501BK1	Construcción de campamento y bodega para puente	glb	1,00	11.491,75	11.491,75
2		EXCAVACIONES Y RELLENOS				79.622,41
2.001	501BK2	Ataguías	m3	643,56	12,68	8.160,34
2.002	501767	Excavacion a maquina para puentes	m3	643,56	1,09	701,48
2.003	502115	Excavación a mano en Suelo sin clasificar, Profundidad ent	m3	191,16	11,17	2.135,26
2.004	501081	Relleno compactado con material de mejoramiento	m3	1.355,32	36,70	49.740,24
2.005	501ADM	Relleno compactado con material de sitio	m3	261,14	9,92	2.590,51
2.006	501161	Desalojo de materiales hasta 6 km, Incluye transporte y car	m3	1.979,90	8,23	16.294,58
3		DRENAJES				6.127,16
3.001	501A8V	Material filtrante para drenes, suministro y colocación	m3	167,68	35,75	5.994,56
3.002	502ABD	Sum,-Ins, Tuberia PVC Desague D=110 mm	m	26,00	5,10	132,60
4		HORMIGONES				107.278,55
4.001	503046	HORMIGON SIMPLE EN REPLANTILLO F'c= 140 Kg/cm	m3	5,65	95,21	537,94
4.002	501316	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 para cimentación	m3	84,33	159,05	13.412,69
4.003	501458	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 para vigas	m3	84,92	178,22	15.134,44
4.004	501315	Hormigón simple f'c=210 kg/cm2 para columnas	m3	26,11	183,58	4.793,27
4.005	502119	Hormigón Simple 210 Kg/cm2	m3	512,71	132,35	67.857,17
4.006	501972	Losa de Pavimento Hormigón f'c= 300 kg/cm2	m3	29,20	189,83	5.543,04
5		ENCOFRADO Y APUNTALAMIENTO				19.334,88
5.001	502114	Encofrado Recto	m2	1.419,05	11,89	16.872,50
5.002	501732	Apuntalamiento de muros y paredes	u	202,00	12,19	2.462,38
6		ACERO DE REFUERZO				46.423,44
6.001	502929	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	Kg	22.318,96	2,08	46.423,44
7		TERMINADOS				25.438,06
7.001	502AWR	Juntas de expansión	ml	69,20	2,92	202,06
7.002	501A4H	Pasamano, parante y mangón tubo de acero inoxidable 2", t	ml	120,00	210,30	25.236,00
SUBTOTAL						296.769,45
IVA					12%	35.612,33
TOTAL						332.381,78

Son: TRESCIENTOS TREINTA Y DOS MIL TRESCIENTOS OCHENTA Y UNO CON 78/100 DÓLARES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- En la propuesta se analizaron las condiciones técnicas, económicas y de servicio que se constituyen como ejes fundamentales para el desarrollo de este tipo de estudios
- La ejecución de este proyecto permitirá el desarrollo de la zona de emplazamiento ya que se constituye como una importante área de desarrollo urbano del cantón, a la vez que permitirá la descongestión vehicular sobre todo en los días de mayor afluencia por motivo de la celebración de la Feria del Ganado.
- El tipo de estructura planteada, permitirá a la Municipalidad un ahorro considerable contrastando con otros tipos de estructuras que si bien es cierto prestan el mismo servicio pero sus costos de ejecución son bastante onerosos; lo cual faculta al proyecto propuesto como viable

RECOMENDACIONES

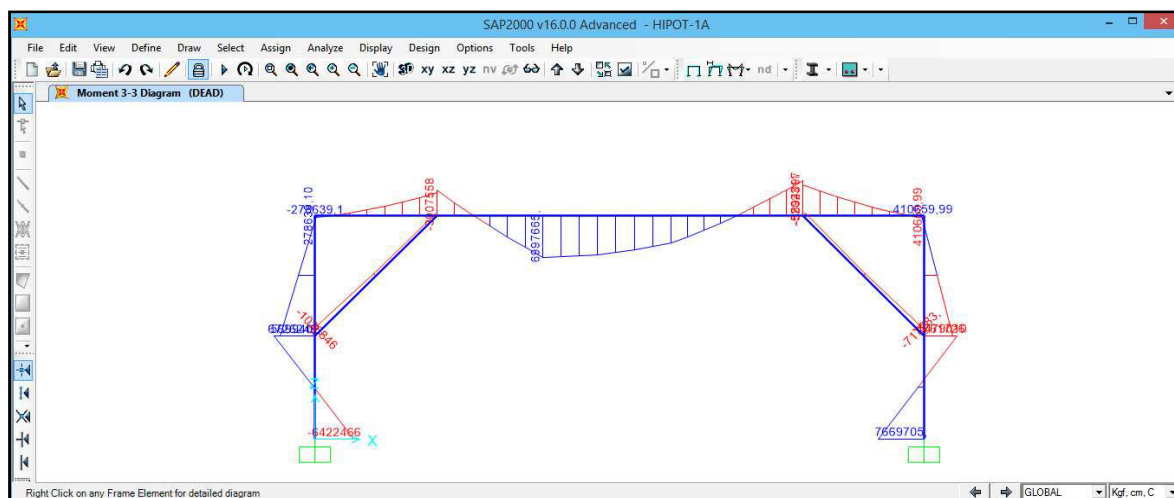
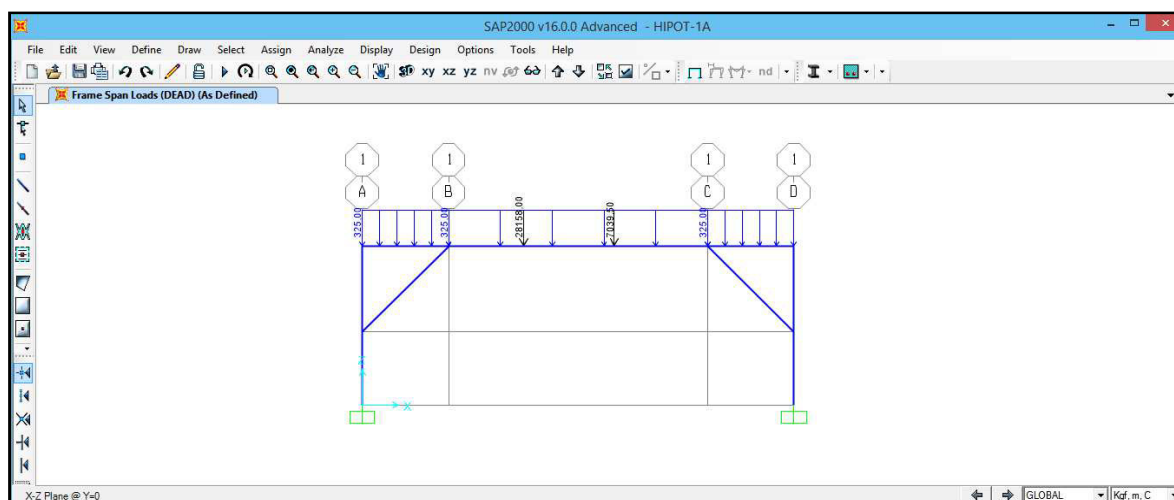
- Todo equipamiento necesita un modelo de gestión que permita mantener en óptimas condiciones todos los espacios generados para garantizar la viabilidad del anteproyecto.
- Si bien es cierto que en el sitio de emplazamiento del puente no existe acción erosiva, es recomendable la construcción de pantallas o diques en el sentido transversal del cauce para controlar la velocidad y permitir la recuperación de las orillas gracias al efecto de sedimentación que tendría lugar aguas arriba.
- Es necesario la delimitación de vías y conformación de veredas para la circulación peatonal en los accesos del puente ya que en la actualidad estos se encuentran lastrados únicamente.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO *Manual de diseño de Puentes*
- Vergara P. *Estructuras 2000*
- Choconta P. (1998). *Diseño Geométrico de Vías*. (1era. Edición), Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería
- Ecuador, Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2003). *Normas de Diseño Geométrico de Carreteras*. Quito, Ecuador: [s.n]
- EE.UU, AASHTO. (1993). *Traducción Diseño Estructural de Caminos Método AASHTO*. Washington, EE.UU: [s.n]

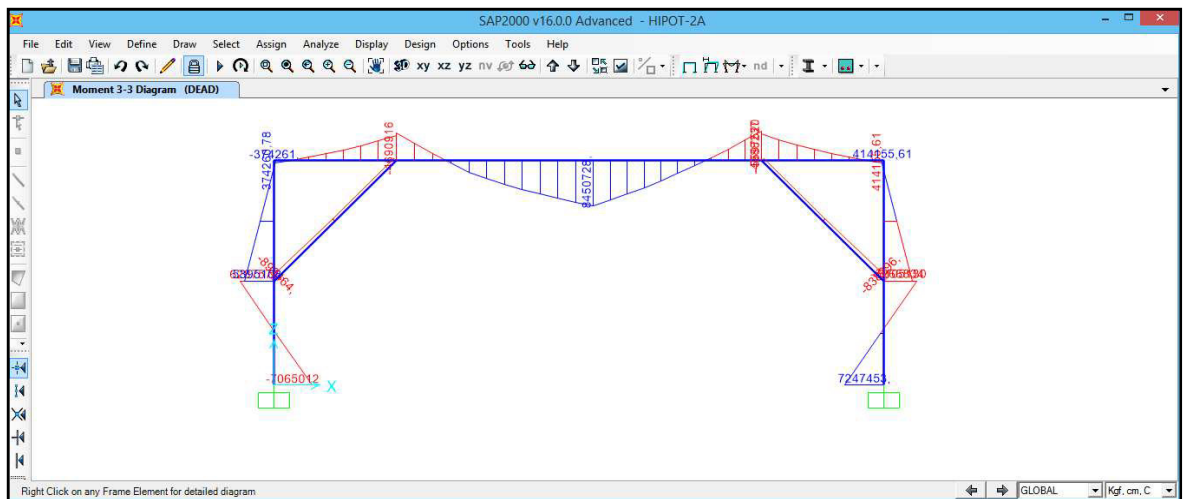
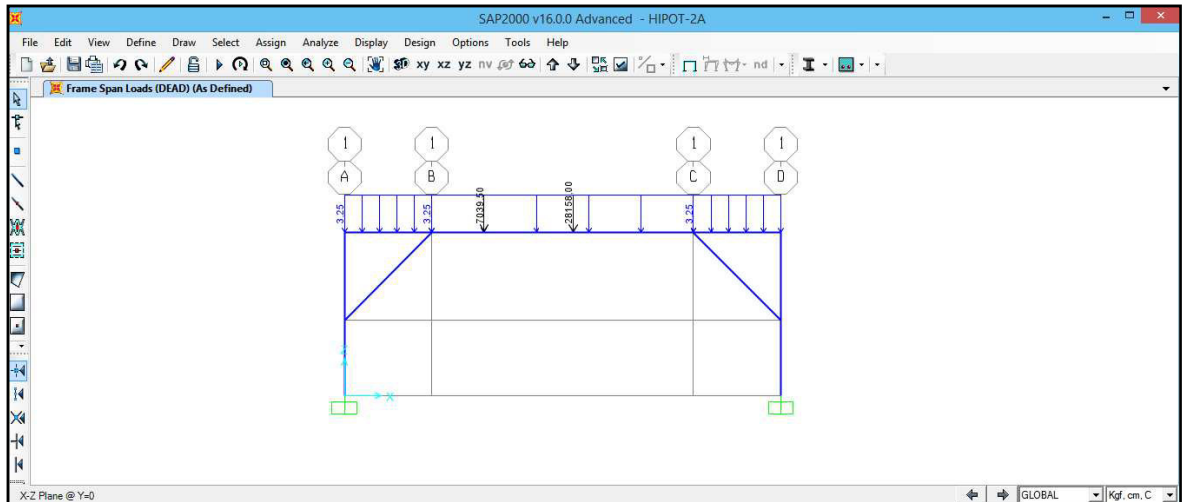
ANEXOS

ANEXO A. 1era. Hipótesis de Carga desarrollada en el SAP



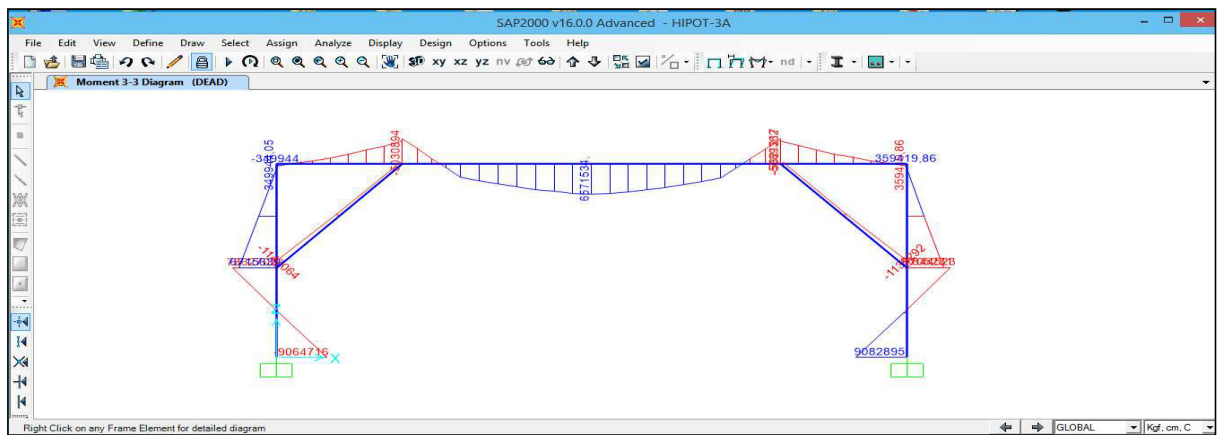
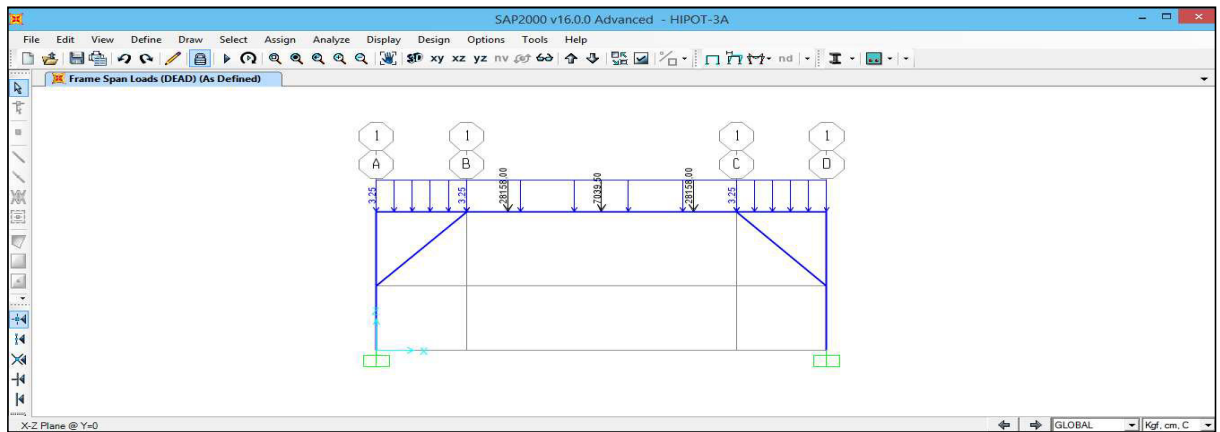
Fuente: Propia.

ANEXO B. 2da. Hipótesis de Carga desarrollada en el SAP



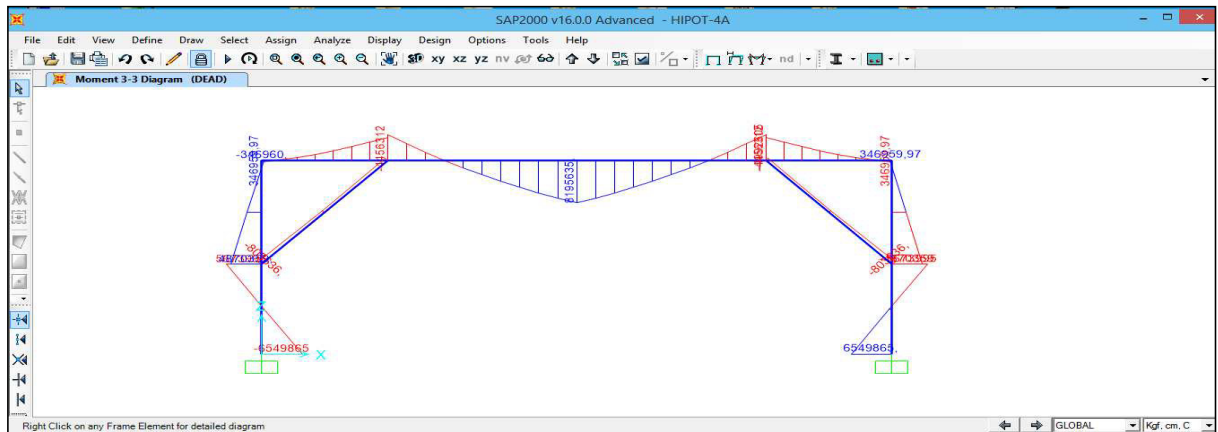
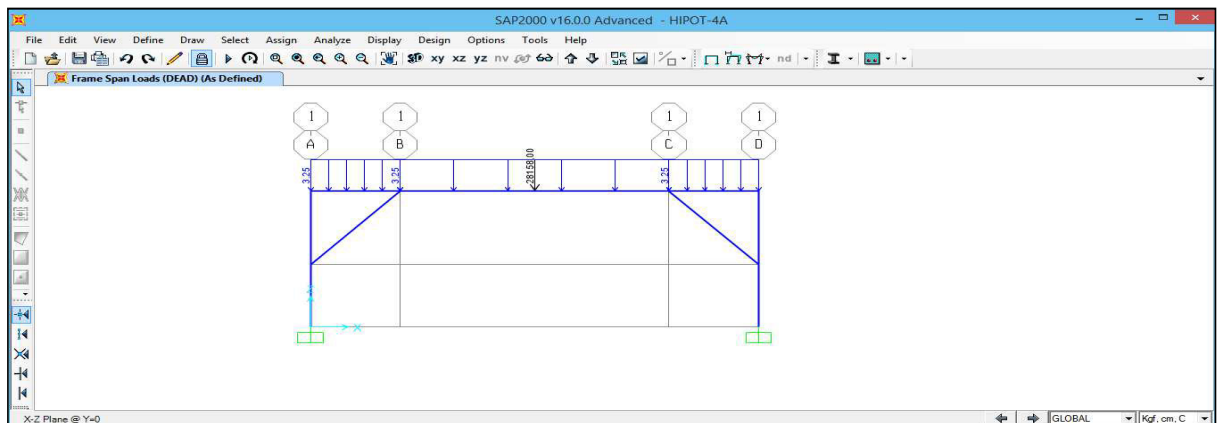
Fuente: Propia.

ANEXO C. 3ra. Hipótesis de Carga desarrollada en el SAP



Fuente: Propia.

ANEXO D. 4ta. Hipótesis de Carga desarrollada en el SAP

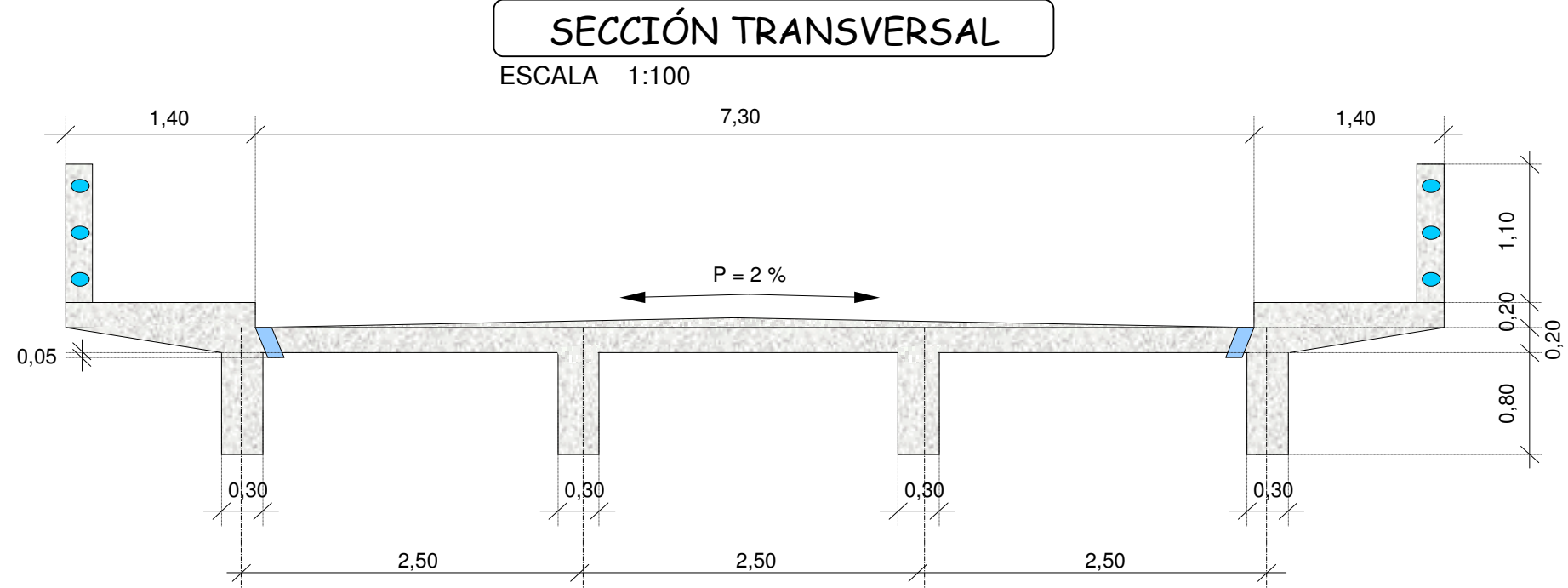
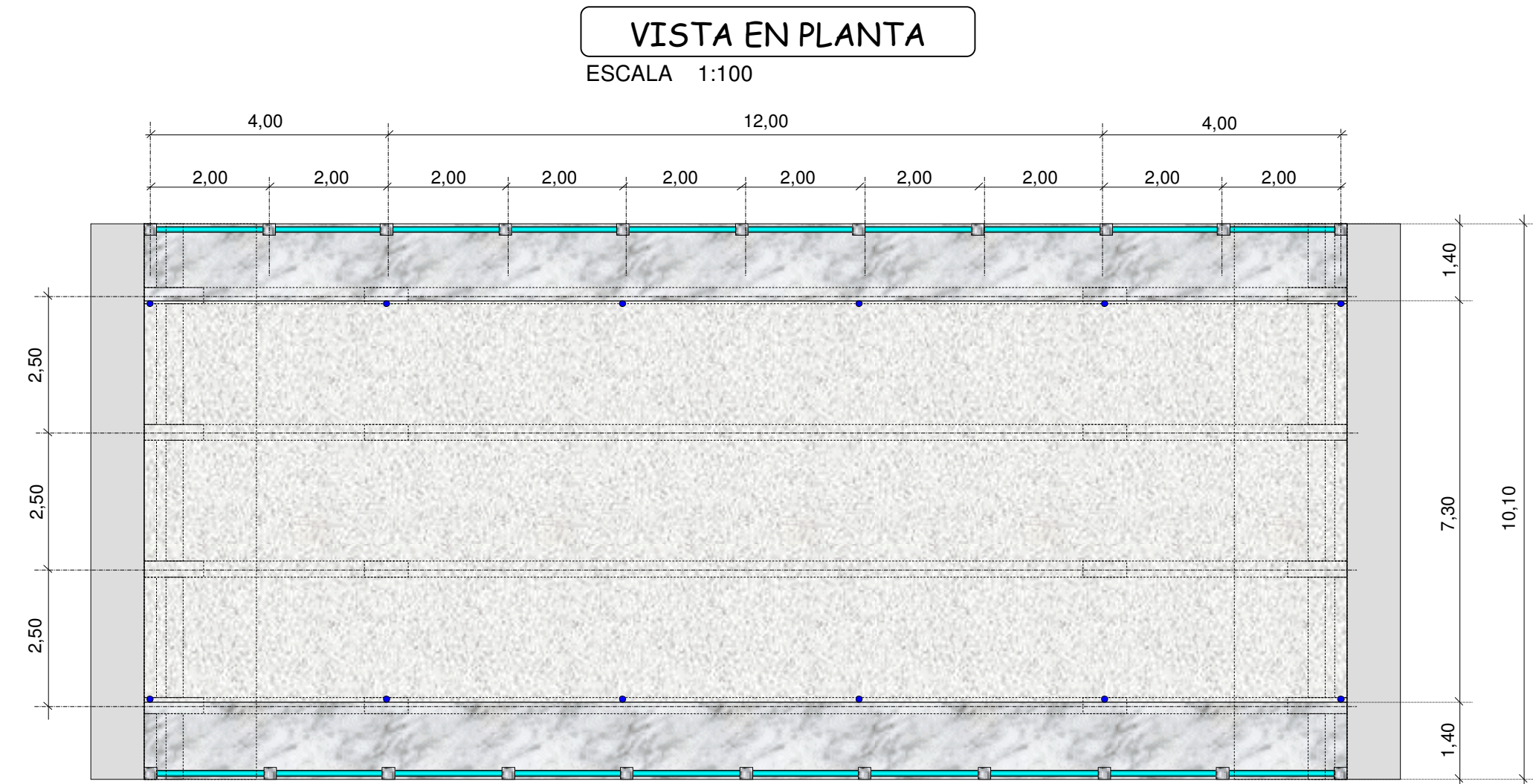
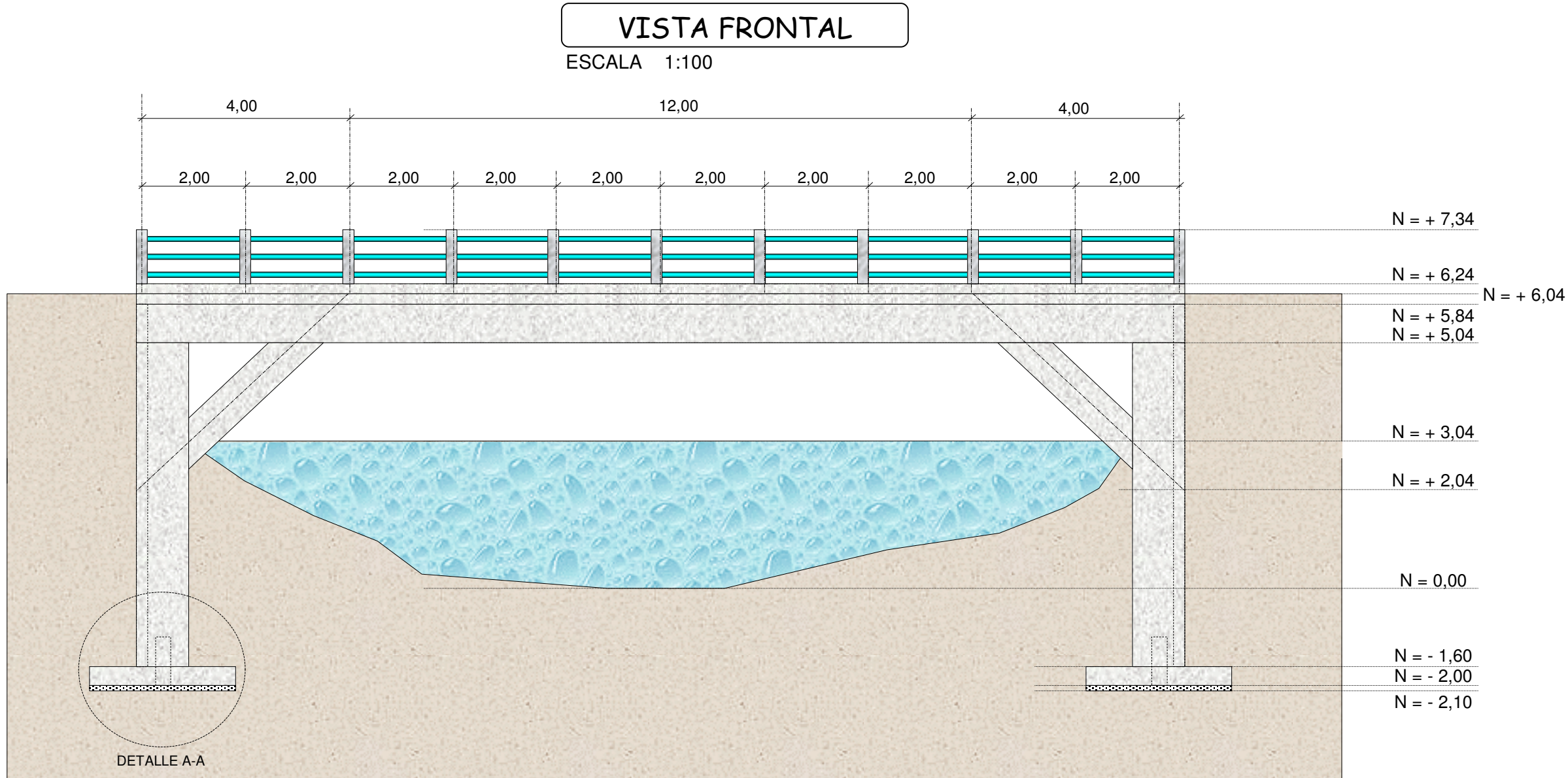


Fuente: Propia.

ANEXO E. Análisis de Precios Unitarios

ANEXO F. Cronograma Valorado

ANEXO G. Planos



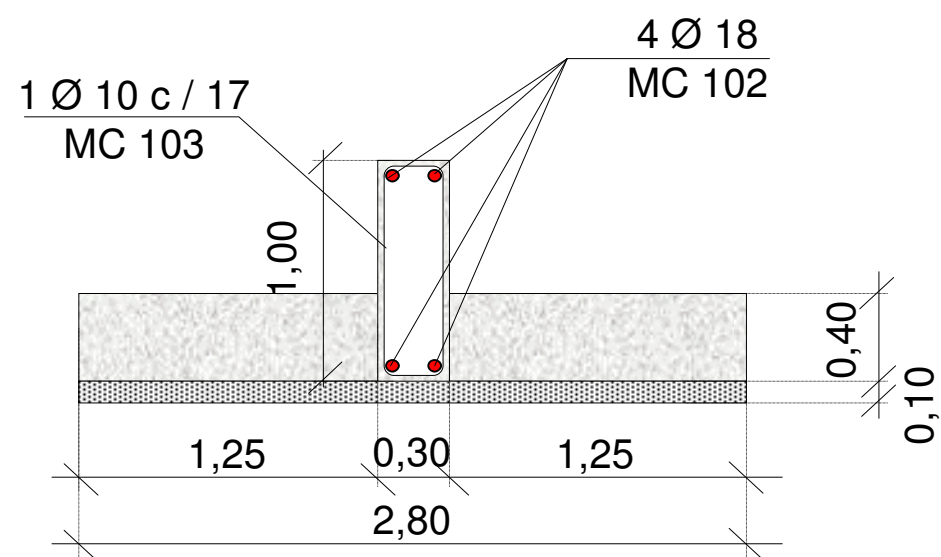
Marca.	Diam.	CANTIDAD	Tipo.	a	b	c	d	e	g	Long.	Peso.	OBSERVACIONES
(mm)	(m)			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kg)	
CIMENTACIÓN												
100	16	138	C	2.72					0.15	416.76	657.79	ZAPATA TRANSVERSAL
101	10	30	C	10.02					0.15	309.60	190.88	ZAPATA LONGITUDINAL
102	18	8	C	10.02					0.15	82.56	164.92	VIGA CIMENTACIÓN LONG.
103	10	122	O	0.22	0.92	0.22	0.92		0.15	314.76	194.06	VIGA CIMENTACIÓN ESTRIBO
104	18	16	C	1.00					0.15	20.80	41.55	VIGA CIMENTACIÓN REF. SUPERIOR
SUBTOTAL											1.249.20	

Marca.	Diam.	CANTIDAD	Tipo.	a	b	c	d	e	g	Long.	Peso.	OBSERVACIONES
(mm)	(m)			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kg)	
ESTRUCTURA												
200	12	148	C	10.02					0.15	1.527.36	1.356.01	PANTALLA TRANSVERSAL
201	10	140	C	7.36					0.15	1.072.40	661.17	PANTALLA LONGITUDINAL
202	18	32	L	7.80	1.00					281.60	562.52	COLUMNAS LONGITUDINAL
203	10	368	O	0.22	0.92	0.22	0.92		0.15	949.44	565.37	COLUMNA ESTRIBO
204	18	8	C	3.60					1.00	44.80	89.49	VIGA INCLINADA LONGITUDINAL INFERIOR
205	18	8	C	4.88					1.00	55.04	109.95	VIGA INCLINADA LONGITUDINAL SUPERIOR
206	10	272	O	0.22	0.67	0.22	0.67		0.15	565.76	348.81	VIGA INCLINADA ESTRIBO
207	18	16	C	22.00					1.00	384.00	767.07	VIGA PRINCIPAL LONGITUDINAL
208	18	88	C	3.20					0.15	308.00	615.26	VIGA PRINCIPAL REFUERZO SUPERIOR
209	18	16	C	6.00					0.15	100.80	201.36	VIGA PRINCIPAL REFUERZO INFERIOR
210	10	440	O	0.92	0.22	0.92	0.22		0.15	1.135.20	699.89	VIGA PRINCIPAL ESTRIBO
211	12	100	C	8.80					1.00	1.080.00	958.84	LOSA DE RODADURA, TRANS. SUPERIOR
212	12	100	C	10.02					1.51	1.304.00	1.157.71	LOSA DE RODADURA, TRANS. INFERIOR
213	10	50	C	20.50					0.15	1.040.00	641.20	LOSA DE RODADURA, LONGITUDINAL
214	12	400	C	1.00	0.50	0.10				640.00	568.20	LOSA DE RODADURA, REF. SUPERIOR EXTR.
215	12	400	C	1.00					0.15	520.00	461.66	LOSA DE RODADURA, REF. SUPERIOR INTER.
216	12	88	L	1.10	0.50					140.80	125.00	BARANDAS LONGITUDINAL
217	10	154	O	0.17	0.17	0.17	0.17		0.15	150.92	93.05	BARANDAS ESTRIBO
218	12	400	C	1.40	1.00	0.10				1.000.00	887.81	VEREDAS TRANSVERSAL
219	10	10	C	22.00					0.10	222.00	136.87	VEREDAS LONGITUDINAL
SUBTOTAL											11.027.25	

Marca.	Diam.	CANTIDAD	Tipo.	a	b	c	d	e	g	Long.	Peso.	OBSERVACIONES
(mm)	(m)			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kg)	
MUROS DE ALA												
300	12	136	C	4.00	-				0.15	584.80	519.19	PANTALLA, REF. INTERIOR SUPERIOR
301	18	136	C	3.00	-				0.15	448.80	896.51	PANTALLA, REF. INTERIOR INTERMEDIO
302	30	136	C	2.48	0.50	0.15				425.68	2.362.03	PANTALLA, REF. INTERIOR INFERIOR
303	12	136	C	7.44	0.50	0.15				1.100.24	976.81	PANTALLA, REF. EXTERIOR
304	24	68	C	4.14					0.30	322.32	1.144.64	ZAPATA REF. SUPERIOR
305	24	68	C	4.14					0.30	322.32	1.144.64	ZAPATA REF. INFERIOR
306	12	552	C	5.00					0.15	2.925.60	2.597.39	LONGITUDINAL
307	12	80	C	1.10	0.20	1.10			0.30	240.00	213.08	ESTRIBO REF. TRANSVERSAL
308	12	40	C	5.00					0.15	212.00	188.22	LONGITUDINAL ESTRIBO
SUBTOTAL											10.042.51	

DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN

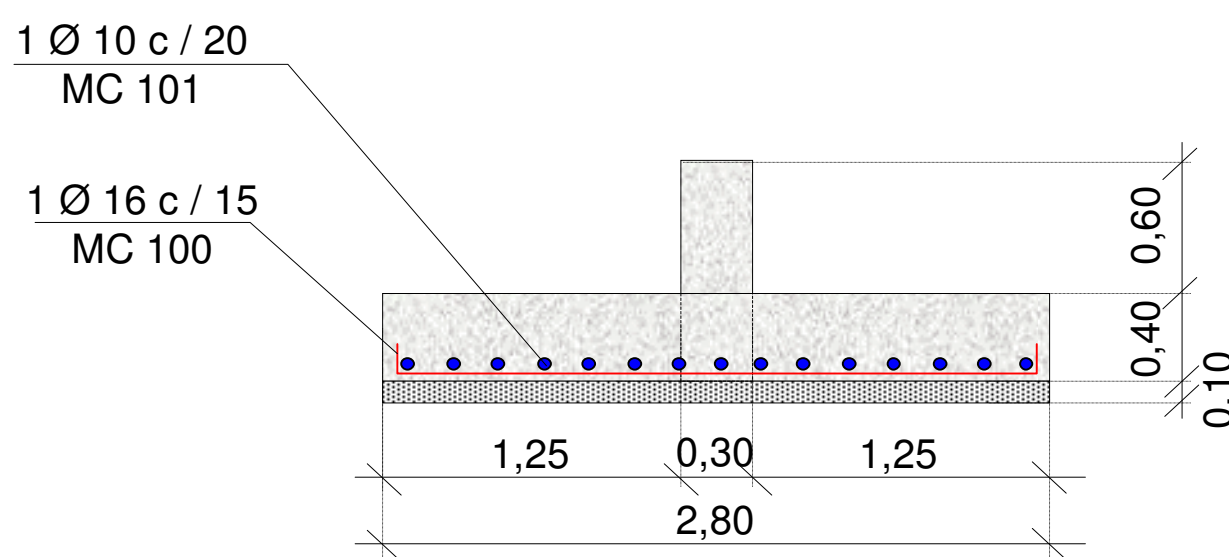
ESCALA 1:25



DETALLE A-A

DETALLE DE ZAPATA

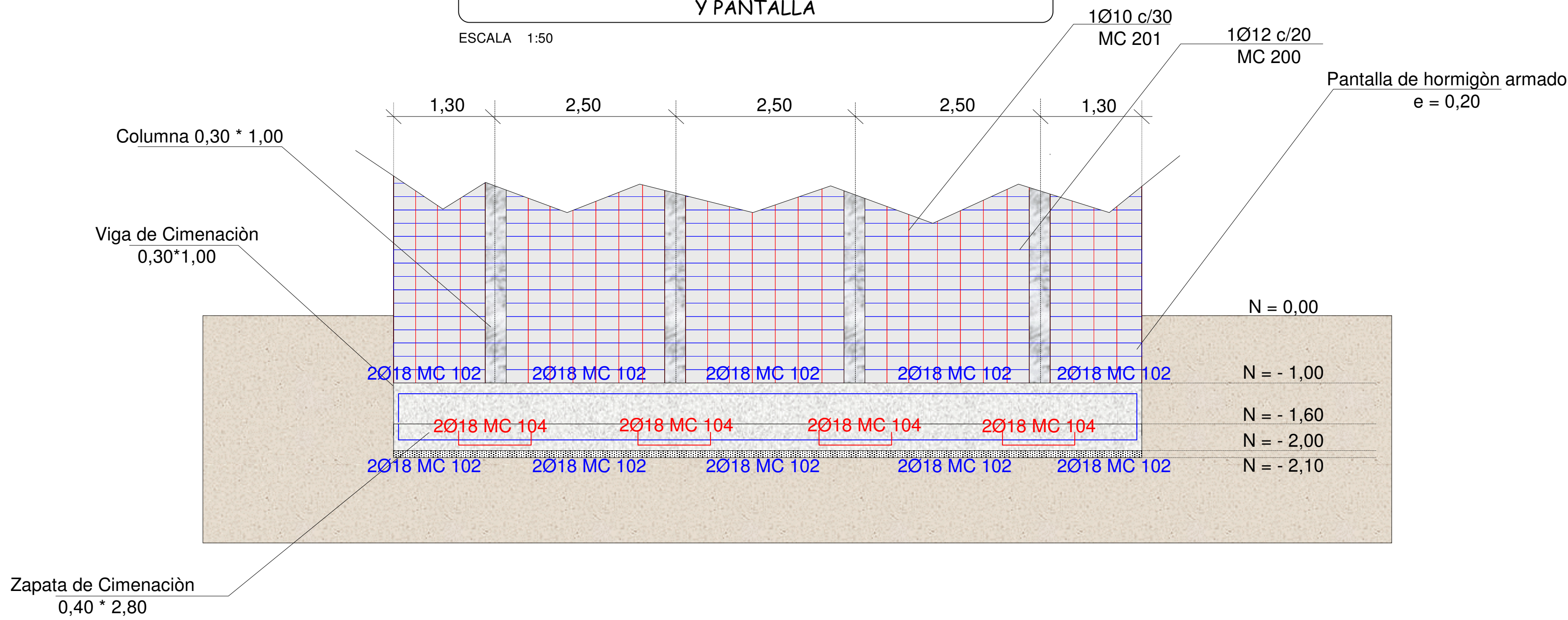
ESCALA 1:25



 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL, ARQUITECTURA Y DISEÑO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL			
ESCALA : Las Indicadas		DISEÑO :	Egdo. Fredy Clavijo Vergara
REVISIÓN :		DIBUJO :	Egdo. Fredy Clavijo Vergara
		REVISIÓN:	Ing. Juan Solá
		EGDO. FREDY CLAVIJO VERGARA	
PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO APORTICADO DE 20M DE LUZ SOBRE EL RÍO BURGAY			AGOSTO 2015
CONTIENE : Geometría del puente, detalle de viga de cimentación y zapata, planilla de hierros			

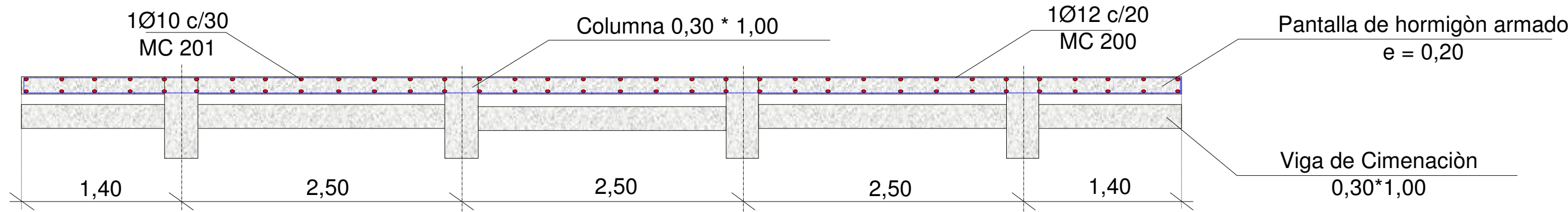
DETALLE DE ARMADO DE VIGA DE CIMENTACIÒN
Y PANTALLA

ESCALA 1:50



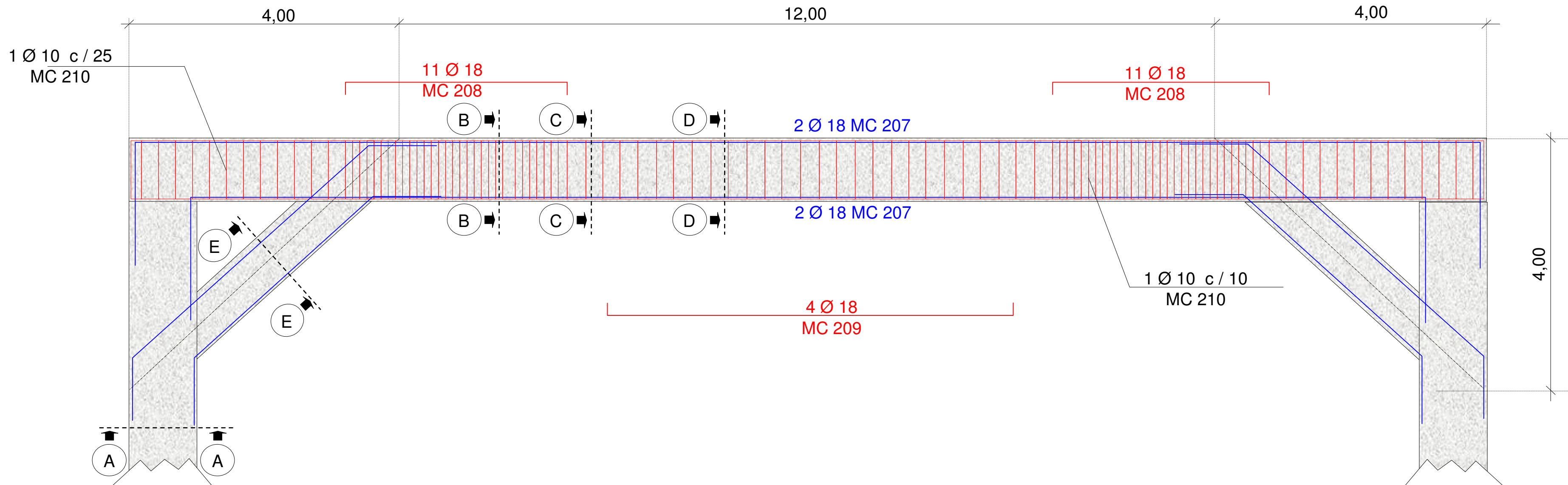
ARMADURA DE LA PANTALLA

ESCALA 1:50



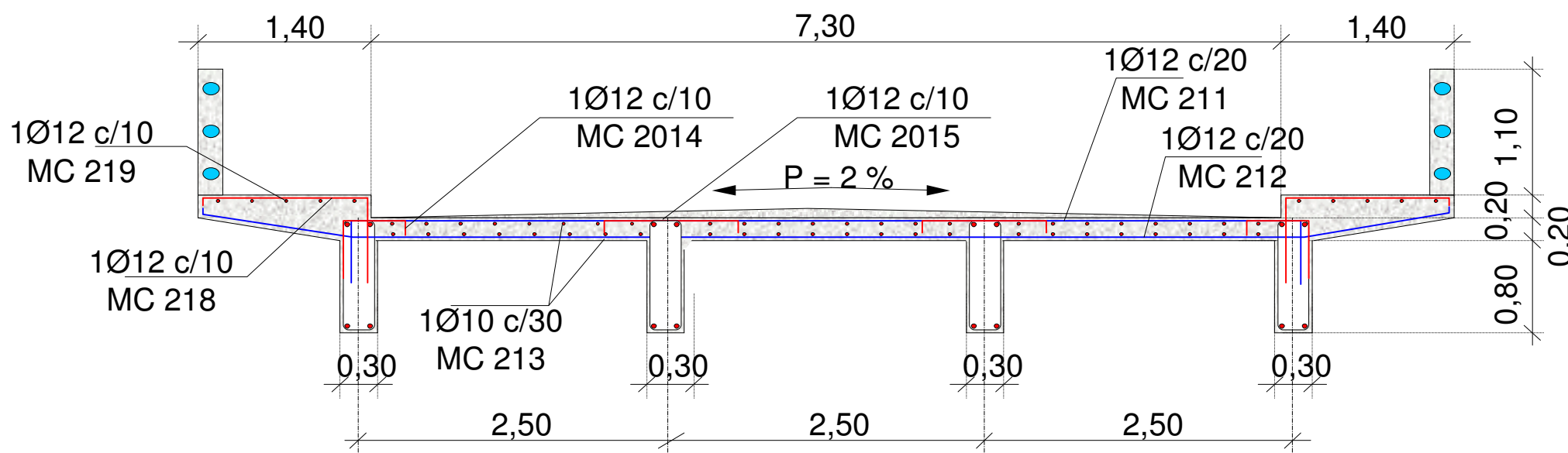
ARMADURA DE LA VIGA PRINCIPAL

ESCALA 1:50



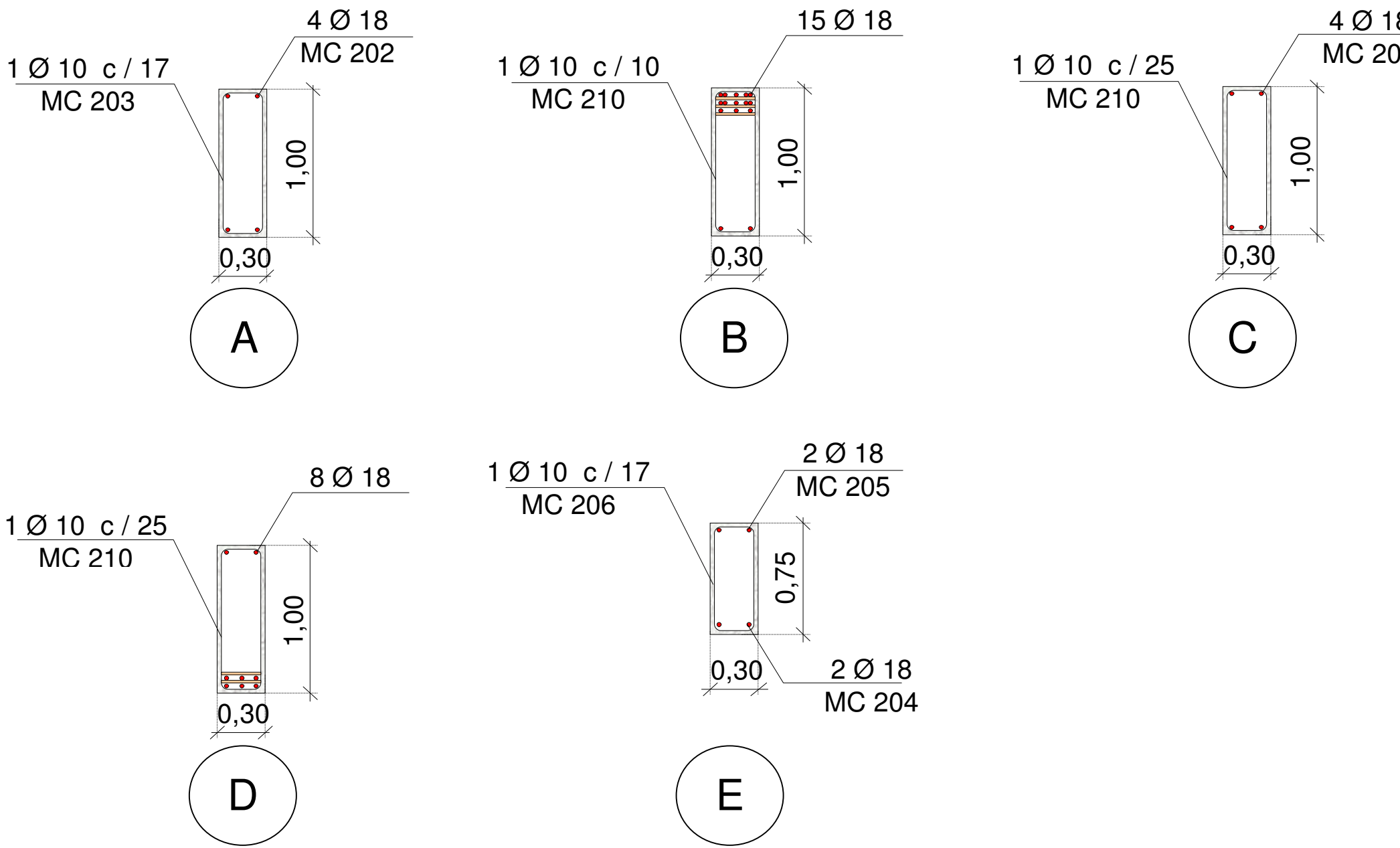
ARMADURA DE LA SECCIÒN TRANSVERSAL

ESCALA 1:50



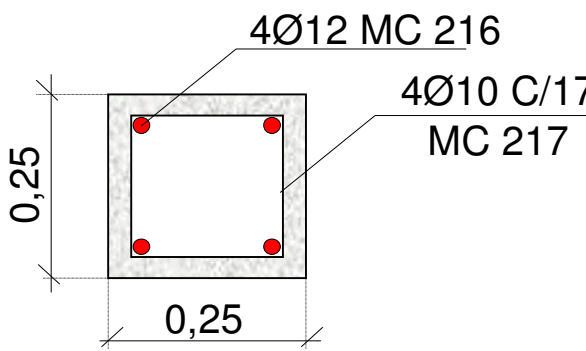
CORTES

ESCALA 1:25



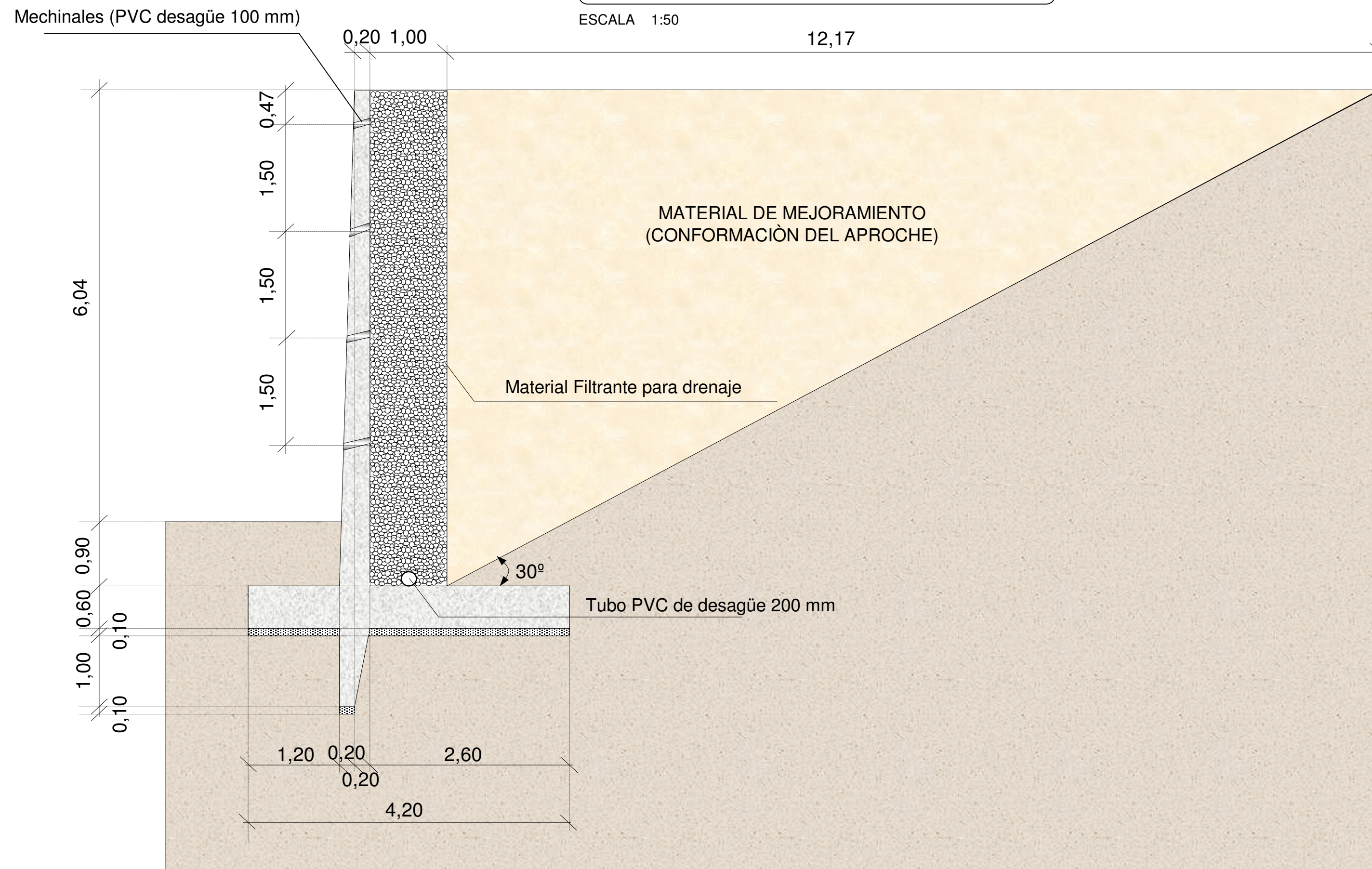
BARANDAS

ESCALA 1:10

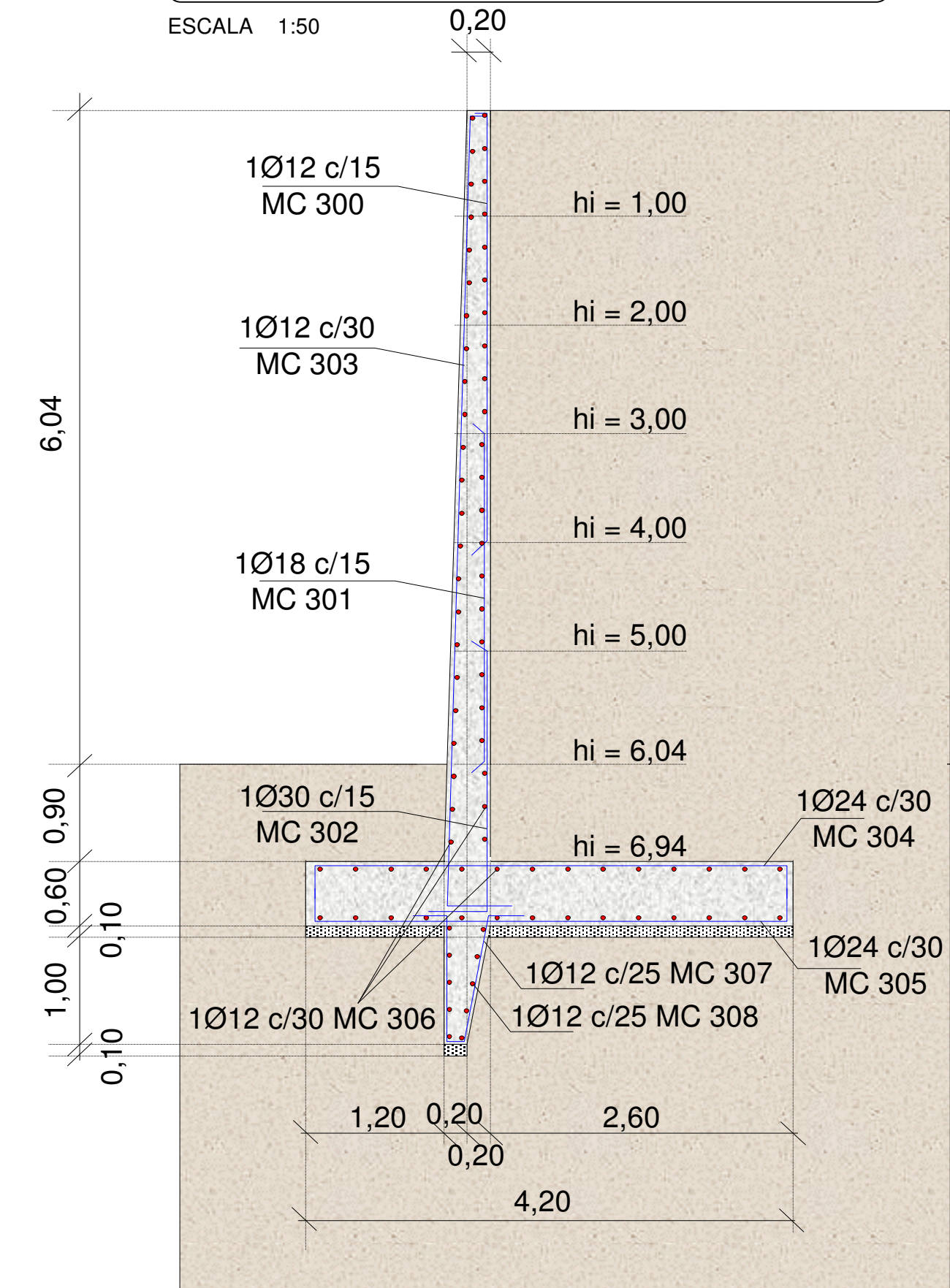


 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL, ARQUITECTURA Y DISEÑO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL			
ESCALA : Las Indicadas	DISEÑO :	Egdo. Fredy Clavijo Vergara	
REVISIÒN :	DIBUJO :	Egdo. Fredy Clavijo Vergara	
	REVISIÒN:	Ing. Juan Solá	
ING. JUAN SOLÁ		EGDO. FREDY CLAVIJO VERGARA	
PUENTE DE HORMIGÒN ARMADO APORTICADO DE 20M DE LUZ SOBRE EL RÍO BURGAY		AGOSTO 2015	
CONTIENE : Detalle de Armadura de los elementos estructurales		LÁMINA 2 / 3	

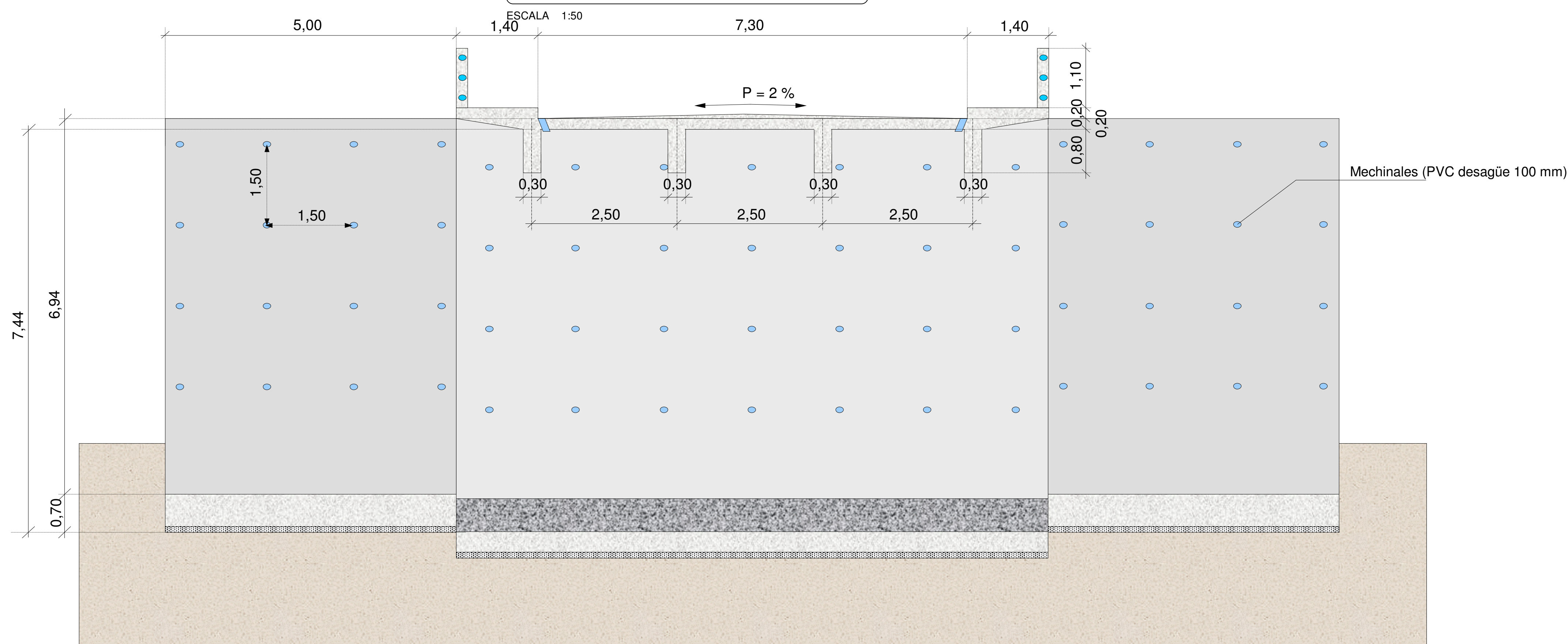
GEOMETRÍA DEL MURO DE ALA



ARMADURA DEL MURO DE ALA



DETALLE, SECCIÓN TRANSVERSAL



 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL, ARQUITECTURA Y DISEÑO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
ESCALA : Las Indicadas	DISEÑO : Ego. Fredy Clavijo Vergara
REVISIÓN :	DIBUJO : Ego. Fredy Clavijo Vergara
	REVISIÓN: Ing. Juan Solá
ING. JUAN SOLÁ	EGDO. FREDY CLAVIJO VERGARA
PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO APORTICADO DE 20M DE LUZ SOBRE EL RÍO BURGAY	AGOSTO 2015
CONTIENE : Muros de Ala, detalles constructivos y armadura	LÁMINA 3 / 3