



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE CUENCA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL REMPLAZO DEL
PUENTE “LA UNIDAD” QUE CONECTA A LOS CANTONES PAUTE Y
GUALACEO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTORES: JORGE SEBASTIAN BARAHONA SARMIENTO

ÁNGELO SEBASTIAN FAJARDO SARMIENTO

TUTOR: ING. MAURO ANDRÉS VALLEJO BOJORQUE, MSC.

Cuenca - Ecuador

2024

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Jorge Sebastian Barahona Sarmiento con documento de identificación N° 0106111800 y Ángelo Sebastian Fajardo Sarmiento con documento de identificación N° 0150659613; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 18 de julio del 2024

Atentamente,

Jorge Sebastian Barahona Sarmiento

0106111800

Ángelo Sebastian Fajardo Sarmiento

0150659613

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Jorge Sebastian Barahona Sarmiento con documento de identificación N.º 0106111800 y Ángelo Sebastian Fajardo Sarmiento con documento de identificación N.º 0150659613, expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto técnico: “Propuesta de diseño estructural para el remplazo del Puente “La Unidad” que conecta a los cantones Paute y Gualaceo”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 18 de julio del 2024

Atentamente,

Jorge Sebastian Barahona Sarmiento

0106111800

Ángelo Sebastian Fajardo Sarmiento

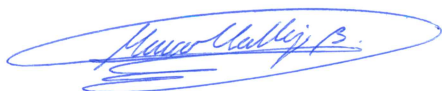
0150659613

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Mauro Andrés Vallejo Borjorque. con documento de identificación N° 0105736490, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL REMPLAZO DEL PUENTE “LA UNIDAD” QUE CONECTA A LOS CANTONES PAUTE Y GUALACEO, realizado por Jorge Sebastian Barahona Sarmiento con documento de identificación N° 0106111800 y por Ángel Sebastian Fajardo Sarmiento con documento de identificación N° 0150659613, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 18 de julio del 2024

Atentamente,



Ing. Mauro Andrés Vallejo Borjorque

0105736490

Resumen

Este trabajo presenta una propuesta de diseño estructural para reemplazar el puente La Unidad, que actualmente es de un solo carril, por uno de dos carriles. Este cambio busca mejorar significativamente la conexión entre los cantones Paute y Gualaceo, en la provincia del Azuay, Ecuador. La congestión vehicular y la creciente demanda de infraestructura adecuada son problemas que requieren atención urgente. El puente se sitúa entre las parroquias de El Cabo y Bullcay, lo que lo convierte en un eje vital para el tránsito entre ambos cantones. Esta conexión es fundamental para facilitar el acceso a productos y servicios, lo que a su vez impulsa la economía local y fomenta el desarrollo de redes comerciales y productivas en la región. Se llevó a cabo un análisis exhaustivo del sitio, considerando el tipo de tráfico y las condiciones climáticas, además de realizar estudios geotécnicos e hidrológicos para asegurar la viabilidad del proyecto. Con base en estos análisis, se diseñó un nuevo puente con estructura metálica y losa de hormigón, compuesto por tres secciones de 40 metros cada una. Este diseño modular permite una construcción más eficiente y optimiza la resistencia estructural del puente. La metodología incluyó el uso de software especializado para garantizar que el diseño cumpla con las normativas de la AASHTO 2020 y los estándares del MTOP 2003, asegurando así su resistencia y eficiencia operativa. Con una longitud total de 120 metros, el nuevo diseño incrementa la capacidad de tráfico y mejora la movilidad regional. Se proporcionaron planos detallados y un presupuesto referencial para validar la viabilidad del proyecto. Los resultados muestran que esta nueva infraestructura reducirá significativamente las congestiones vehiculares y mejorará la conectividad entre las comunidades, facilitando el transporte de bienes y personas en la zona. En conclusión, el diseño del nuevo puente La Unidad no solo aborda las necesidades actuales de movilidad, sino que también está preparado para enfrentar el crecimiento futuro de la región, garantizando una infraestructura sostenible y duradera que beneficiará a las comunidades de Paute y Gualaceo.

Palabras clave: Diseño estructural, Estructura metálica Puente, Normativas AASHTO 2020, Congestión vehicular

Abstract

This study presents a structural design proposal to replace the La Unidad bridge, currently a single-lane structure, with a two-lane bridge. This change aims to significantly enhance connectivity between the cantons of Paute and Gualaceo in Azuay province, Ecuador, addressing urgent issues of traffic congestion and the growing demand for adequate infrastructure. The bridge is located between the parishes of El Cabo and Bullcay, serving as a crucial link for transit between both cantons. This connection is essential for improving access to products and services, thereby boosting the local economy and promoting the development of commercial and productive networks in the region. A comprehensive site analysis was conducted, taking into account traffic types and climatic conditions, alongside geotechnical and hydrological studies to ensure project feasibility. Based on these assessments, a new bridge design featuring a steel structure and concrete deck was developed, consisting of three sections, each 40 meters long. This modular design facilitates more efficient construction and optimizes the structural integrity of the bridge. The methodology involved using specialized software to ensure compliance with AASHTO 2020 standards and MTOP 2003 regulations, thus guaranteeing the bridge's strength and operational efficiency. With a total length of 120 meters, the new design increases traffic capacity and enhances regional mobility. Detailed plans and a reference budget were provided to validate project viability. The results indicate that this new infrastructure will significantly reduce traffic congestion and improve connectivity between communities, facilitating the transport of goods and people in the area.

In conclusion, the design of the new La Unidad bridge not only addresses current mobility needs but is also prepared to accommodate future growth in the region, ensuring a sustainable and durable infrastructure that will benefit the communities of Paute and Gualaceo.

Keywords: Structural design, Bridge, Steel structure, AASHTO 2020 standards, Traffic congestion

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a Dios por darme la fuerza y la perseverancia necesarias para completar este proyecto tan importante en mi vida.

A mis padres, por su apoyo constante y sus sacrificios que fueron fundamentales para alcanzar este logro. A mis hermanos, por estar siempre a mi lado y brindarme ánimo y apoyo en los momentos difíciles. A mis amigos y compañeros de estudio, con quienes compartí innumerables horas de trabajo.

A todos los ingenieros que compartieron sus conocimientos, en especial al Ing. Mauro Vallejo, por su guía, conocimiento y paciencia durante todo el desarrollo de esta tesis.

Jorge Sebastián Barahona Sarmiento

Agradezco a todas las personas que están presentes en mi vida, sobre todo a mis padres, mis hermanos y hermana, que son las personas que están siempre para mí y han sido parte de este camino desde su inicio hasta su fin, son la mejor familia que la vida me pudo dar, para todas las personas que conocí en la universidad, mis 3 mejores amigos de la universidad, a mis buenos compañeros, mis docentes. A mis mejores amigos de Sígsig que siempre a pesar de todo somos los 4. A cada persona que he conocido en este trayecto ha sido un placer conocerlos. A mis mascotas que siempre me han quitado el estrés en esta vida. A mi novia que amo mucho. A todos ustedes solo muchísimas gracias desde lo más profundo de mi corazón, pero sobre todo esto es para mi padre, muchas gracias Pa por tu amor y por decidir ser parte de mi vida, eres el mejor, espero poder agradecerte todo lo que has hecho por mí, te prometo que estarás muy orgulloso.

Ángelo Sebastián Fajardo Sarmiento

DEDICATORIA

A mis padres, Jorge Barahona y Marisol Sarmiento, quienes han sido un ejemplo de trabajo y dedicación. A mi querida abuelita Sabina Sarmiento, quien está en el cielo, por ser mi fuente de inspiración y enseñarme el valor de la perseverancia. Tu ejemplo de lucha y determinación siempre vivirá en mí, guiándome a través de cada desafío. A mis tíos, cuyo apoyo y aliento han sido una constante fuente de motivación durante mi carrera académica.

A mi hermana mayor, Dayana Barahona, cuya presencia y guía constante han sido como la de una madre para mí. Siempre has brindado apoyo incondicional y me has acompañado en cada etapa de mi vida. Tu fuerza y dedicación me han inspirado a perseguir mis metas con determinación. A mis hermanos menores, ustedes son mi motivo de esfuerzo constante. Espero que este logro les motive a seguir sus propios sueños con determinación y perseverancia. Siempre estaré aquí para apoyarles en cada paso del camino.

Este logro es para ustedes. Hasta el último día de mi vida, trabajaré arduamente para apoyarles y buscar siempre su bienestar.

Jorge Sebastián Barahona Sarmiento

Con cariño a mi padre Dangelo, mi madre Carla y mi madre Olga, que me han guiado en toda mi vida y siempre me han demostrado todo su cariño y su apoyo, para ustedes porque por ustedes soy la persona que soy y espero siempre me sigan guiando en esta vida.

Ángelo Sebastián Fajardo Sarmiento

Índice de contenidos

1	INTRODUCCIÓN.....	26
1.1	Antecedentes	26
1.2	Problemática.....	27
1.3	Justificación.....	29
1.4	Objetivos.	31
1.4.1	Objetivo general.....	31
1.4.2	Objetivos específicos	31
1.5	Organización de los capítulos	31
2	MARCO CONCEPTUAL	32
2.1	Puentes y generalidades	32
2.2	Clasificación de los puentes.	33
2.2.1	Por su función	36
2.2.2	Por su estructura.....	39
2.3	Componentes de un puente	43
2.3.1	Superestructura:	43
2.3.2	Subestructura:	45
2.3.3	Dispositivos de apoyo más comunes.	50

2.4	Cargas en puente	52
2.5	Consideraciones de diseño	56
2.6	Estado limite.....	58
2.7	Notación	61
2.8	Estudios para diseño de puente	65
2.8.1	Estudio topográfico.....	65
2.8.2	Estudio hidrológico.....	66
2.8.3	Estudio estructural.	68
2.8.4	Estudio de tráfico	70
2.8.5	Estudio geotécnico y geofísico	71
2.8.6	Estudio económico (presupuestos)	73
2.9	Normativa y documentación técnica	74
2.10	Modelación de puentes en software.	77
3	INFORMACIÓN SOBRE EL DISEÑO DEL PUENTE Y ESPECIFICACIONES.....	79
3.1	Motivación para reemplazar el puente para vehículos.	79
3.2	Tipología del puente existente.....	79
3.3	Cargas de diseño.....	80
3.4	Geotecnia.....	83
3.5	Hidrología e hidráulica.....	86
3.6	Estudios y presupuestación referencial	88

3.7	Topografía	89
4	DISEÑO DE PUENTE METÁLICO Y SIMULACIÓN EN CSI BRIDGE.....	91
4.1	Características geométricas del puente.	91
4.2	Normativa.....	94
4.3	Características de los materiales	94
4.4	Determinación de cargas permanentes.....	95
4.4.1	Vigas externas.....	95
4.4.2	Viga interna.	98
4.5	Determinación de los momentos cortantes y los esfuerzos cortantes producidos por cargas permanentes.....	100
4.5.1	Momento y fuerza cortante en la viga externa.....	101
4.5.2	Momento y fuerza cortante en viga interna.	101
4.6	Carga viva	102
4.6.1	Carga del carril de diseño:	102
4.6.2	Cálculo de vehículo.....	103
4.6.3	Análisis del camión de diseño HL-93 +33% de impacto.....	108
4.6.4	Momento y cortante máximo de cargas vivas.....	109
4.6.5	El área de contacto entre las ruedas.	109
4.7	Carga de viento.....	110
4.7.1	Fuerzas laterales actuando sobre la estructura.	110

4.8	Coeficientes de distribución.....	110
4.8.1	Momentos en vigas internas.....	110
4.8.2	Momentos en vigas externas.....	111
4.8.3	Esfuerzo cortante en las vigas longitudinales externas.....	112
4.8.4	Esfuerzo cortante en vigas longitudinales internas.....	112
4.9	Factores de carga y resistencia del diseño.....	113
4.9.1	Factores para carga permanente.....	113
4.9.2	Elección de estado limite.....	113
4.9.3	Coeficiente de resistencia.....	114
4.9.4	Modificación de carga.....	114
4.10	Momentos causados por los coeficientes de carga y resistencia.....	116
4.10.1	Viga interna.....	116
4.10.2	Viga externa.....	117
4.11	Módulo de sección y carga cortante en condición de servicio.....	118
4.11.1	Viga interna.....	118
4.11.2	Viga externa.....	119
4.12	Dimensionamiento preliminar de vigas.....	120
4.13	Comprobación de vigas de acero según AASHTO 6.10.2.2.....	122
5	SIMULACIÓN EN CSI BRIDGE.....	124
5.1	Características de los materiales.....	124

5.2	Características de las secciones.....	126
5.3	Modelamiento en CSI bridge	129
5.4	Cargas de diseño.....	130
5.5	Combinaciones de carga.....	138
5.6	Resultados de cargas	143
5.7	Comprobaciones mediante CSI Bridge	145
5.8	Comprobaciones mediante cálculos manuales.....	148
5.9	Comprobación Estado de Fluencia.....	151
5.10	Comprobación Estado Límite de Pandeo Local.....	151
5.11	Comprobación por Corte.....	152
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	153
6.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	156
7.	ANEXOS	160

Índice de figuras

Figura 1-1 Croquis de la ubicación del puente "La Unidad". Elaboración propia	26
Figura 1-2 Puente Unidireccional "La Unidad", congestión vehicular (mayo, 2024). Fuente: Autores.....	27
Figura 1-3 Proyección poblacional del cantón Paute, Fuente: City-facts 2024	28
Figura 1-4 Proyección poblacional del cantón Gualaceo, Fuente: City-facts, 2024.....	28
Figura 1-5 Vía de conexión entre cantones Paute-Gualaceo. Elaboración propia.....	29
Figura 1-6 Puente “La Unidad” en la actualidad. (marzo-2024). Fuente: Autores.....	30
Figura 2-1 Puente Golden Gate, San Francisco, Estados Unidos (abril-2015). Fuente: Google Earth Pro	32
Figura 2-2 Puente sobre el río grande de Tárcoles, Costa Rica. Fuente: LanammeUCR,2019	33
Figura 2-3 Construcción de Puente Ferroviario San Juan, Jalisco.....	34
Figura 2-4 Puente Velasco Ibarra en el Cantón Gualaceo (junio-2024). Fuente: Autores.	35
Figura 2-5 El puente vehicular y peatonal, Sixto Durán Ballén, sitiado en el kilómetro 17 de la vía Cuenca – Azogues (noviembre 2019). Fuente: Autores.	35
Figura 2-6 Puente Roto situado en la ciudad de Cuenca provincia del Azuay (febrero-2024). Fuente: Autores.....	36
Figura 2-7 Puente peatonal ubicado en la Avenida de las Américas Cuenca-Ecuador (junio-2024). Fuente: Autores.	37

Figura 2-8 Puente de Chicti ubicado en el cantón Paute provincia del Azuay (octubre-2019). Fuente: Autores.....	37
Figura 2-9 India tiene el puente ferroviario más alto del mundo (julio-2023). Fuente: Autores..	38
Figura 2-10 Puente Mariano Moreno sobre el Río Tomebamba, Cuenca (noviembre-2019). Fuente: Autores.....	39
Figura 2-11 Puente Francis Scott Key de Baltimore, Estados Unidos (abril-2024). Fuente: Google Earth Pro	40
Figura 2-12 Vigas para el puente El Guabito - Manabí - Ecuador (febrero-2014). Fuente: Autores.	40
Figura 2-13 Puente atirantado sobre el río Aguarico- Ecuador. Fuente: Google Earth Pro	41
Figura 2-14 El puente voladizo más largo del mundo, en Canadá. Fuente: Google Earth Pro	42
Figura 2-15 Puente de arco de 100m de longitud ubicado en Babahoyo-Ecuador.Fuente: Google Earth Pro	42
Figura 2-16 Puente para uso peatonal a la isla Santay (agosto-2022). Fuente: Autores.....	43
Figura 2-17 Reparación de la losa en el puente de Babahoyo- Ecuador (junio-2019). Fuente: Autores.....	44
Figura 2-18 Construcción de puentes mediante lanzador de vigas. Fuente: Universidad Politécnica de Valencia.....	45
Figura 2-19 Pasamanos para puentes tipo pingüino (febrero- 2017). Fuente: Autores.	45
Figura 2-20 Fundición de estribos para el puente internacional Rumichaca Frontera entre Ecuador y Colombia (enero-2012). Fuente: Autores.	46

Figura 2-21 Estribo sobre el rio Blanco-Esmeraldas (mayo-2023). Fuente: Autores.....	47
Figura 2-22 Construcción de puente usando estribos con aleros en ángulo (febrero-2014). Fuente: Autores.....	47
Figura 2-23 Simulación de puente con estribos con contrafuerte (enero-2015). Fuente: Autores.	48
Figura 2-24 Construcción de estribos sobre el rio Namakin. (agosto-2023). Fuente: Autores. ...	48
Figura 2-25 Graves afectaciones en los pilotes que soportan la estructura del puente que conecta Guayaquil con Daule, Ecuador (abril-2022). Fuente: Autores.	49
Figura 2-26 Cimentación del puente sobre el río Lulo-Los Ríos- Ecuador (octubre-2017). Fuente: Autores.....	50
Figura 2-27 Neopreno sobre la pila y por debajo de la losa. Fuente: Rehabtec.	51
Figura 2-28 El puente "La Unidad" está apoyado por medio de rodillos, (junio-2024). Fuente: Autores.....	51
Figura 2-29 Las vigas del puente Tinieblas-Latacunga-Ecuador pertenece a la carga permanente. Fuente: Autores.	52
Figura 2-30 Todos los vehículos que pasan por el puente Bailey sobre Río Bonito-Ecuador pertenece a la carga variable, (enero-2016). Fuente: Autores.	53
Figura 2-31 Una carga de viento afectó al puente Tacoma Narrows.....	53
Figura 2-32 Una carga sísmica afectó al puente Arroyito-Argentina. Fuente: SciELO	54
Figura 2-33 Caída del puente en río Marker-Ecuador por el empuje de tierra (febrero-2023). Fuente: Autores.	55

Figura 2-34 Fuerza del rio Quevedo-Ecuador sobre las pilas del puente (enero-2020). Fuente: Autores.....	55
Figura 2-35 Levantamiento topográfico de una franja de la carretera que conecta al puente en Zhumir, Paute, Ecuador. Fuente: Autores.....	66
Figura 2-36 Mapa de pendiente sobre el Rio Tarqui Cuenca-Ecuador (mayo-2023). Fuente: Autores.....	68
Figura 2-37 Deformación del tablero en modelo tridimensional.....	70
Figura 2-38 Congestión vehicular en la avenida Samborondón-Ecuador. (mayo-2018). Fuente: Autores.....	71
Figura 2-39 Uso del Programa CSi Bridge para Modelación del puente existente “La Unidad”. Fuente: Autores.....	78
Figura 3-1 Puente “La Unidad" exclusivo para vehículos pequeños (mayo-2024). Fuente: Autores.....	80
Figura 3-2 Obtención de muestra para realizar estudios en laboratorio (mayo-2024). Fuente: Autores.....	85
Figura 3-3 “Distribución de la Cuenca del río Paute”. Fuente: “Universidad del Azuay, Cuenca-Ecuador”	86
Figura 3-4 “Pendientes de la cuenca del río Paute”. Fuente: “Universidad de Cuenca, Cuenca-Ecuador”	87
Figura 3-5 Caudales históricos registrados de cuenca del río Paute. Fuente:” Instituto Nacional de Meteorología e hidrología (INAMHI,Ecuador)”	87

Figura 3-6 Modelación Topográfica mediante Fotogrametría. Elaboración propia	89
Figura 3-7 Elevación del terreno. Elaboración propia	90
Figura 4-1 Relación entre la luz del puente con su costo. Fuente: ConstruAprende-2012.....	91
Figura 4-2 Eje longitudinal del puente, con 3 tramos de 40m cada uno. Elaboración propia.	92
Figura 4-3 Sección típica del puente. Elaboración propia	93
Figura 4-4 Superestructura existente. Fuente: Libro: Puentes con AASHT LRFD. (Rodríguez, 2022)	94
Figura 4-5 Ubicación de las vigas externas en el modelo. Elaboración propia	96
Figura 4-6 La protección de color tomate Elaboración propia	97
Figura 4-7 Ubicación de las vigas internas en el modelo. Elaboración propia.....	99
Figura 4-8 Carga muerta sobre un tramo de 40 metros del puente. Elaboración propia	100
Figura 4-9 “Corte de la viga”. Elaboración propia	100
Figura 4-10” Carga del carril sobre la viga de 40 m de longitud”. Elaboración propia	102
Figura 4-11 “Diagrama de momento de la carga del carril”. Elaboración propia	103
Figura 4-12 “Diagrama de cortante de la carga de carril”. Elaboración propia.....	103
Figura 4-13 Movimiento del camión de diseño en cada tramo. Elaboración propia	104
Figura 4-14 Camión HL-93 propuesto.....	105
Figura 4-15 “Distribución de cargas para la aplicación del Teorema de Barré”. Elaboración propia	106

Figura 4-16 Tándem de diseño propuesto. Fuente: Normativa AASTHO-2020.	107
Figura 4-17 Dimensiones de la viga tipo I en mm. Elaboración propia.	121
Figura 4-18 Disposición de la viga. Elaboración propia.....	121
Figura 5-1 Características del Hormigón empleado en CSi Bridge. Elaboración propia	124
Figura 5-2 Sección de acero empleado en vigas en CSi Bridge. Elaboración propia.....	125
Figura 5-3 Aplicación de la capa asfáltica en el modelo CSi Bridge. Elaboración propia.....	126
Figura 5-4 Sección de acero empleado en vigas en CSi Bridge. Elaboración propia.....	127
Figura 5-5 Sección de Diafragma empleada en CSi Bridge. Elaboración propia.....	128
Figura 5-6 Secciones de losa empleadas en CSi Bridge. Elaboración propia	129
Figura 5-7 Modelo generado en CSi Bridge. Elaboración propia	130
Figura 5-8 Vista desde el plano X-Y. Elaboración propia.....	130
Figura 5-9 Implementación de la carga proveniente de veredas en CSi Bridge. Elaboración propia	131
Figura 5-10 Implementación de carga proveniente de protección en CSi Bridge. Elaboración propia	132
Figura 5-11 Carga muerta aplicada en CSi Bridge. Elaboración propia.....	132
Figura 5-12 “Vehículo de diseño HL-93”.....	133
Figura 5-13 Implementación de las cargas del vehículo HL-93en CSi Bridge. Elaboración propia	134
Figura 5-14 Aplicación de la sobrecarga vehicular CSi Bridge. Elaboración propia.....	134

Figura 5-15 “Aplicación de carga peatonal en CSi Bridge”. Elaboración propia	135
Figura 5-16 “Curva de peligro sísmica para la ciudad de cuenca”. Fuente: “Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-DS-SE-2015)”	136
Figura 5-17 “Espectro de respuesta empleado para el diseño del puente”. Elaboración propia.	137
Figura 5-18 Espectro de respuesta utilizando CSi Bridge. Elaboración propia.....	137
Figura 5-19 Combinaciones de carga de resistencia 1 empleado en CSi Bridge. Elaboración propia	140
Figura 5-20 Combinación de carga extrema considerando el caso del sismo. Elaboración propia	141
Figura 5-21 Combinación de carga de servicio en CSi Bridge. Elaboración propia	142
Figura 5-22 Envolvente de combinaciones de carga en CSi Bridge. Elaboración propia.	143
Figura 5-23 Resultados máximos de fuerza cortante máxima en las vigas. Elaboración propia.	144
Figura 5-24 Resultados máximos momentos flectores de las vigas. Elaboración propia.	144
Figura 5-25 Deflexión del tablero al soportar fuerzas máximas de cortante y momentos. Elaboración propia.	145
Figura 5-26. Comprobación de que cumple la viga izquierda a la carga aplicada. Elaboración propia.	145
Figura 5-27. Comprobación de que cumple la viga intermedia 1 a la carga aplicada. Elaboración propia.	146

Figura 5-28. Comprobación de que cumple la viga intermedia 2 a la carga aplicada. Elaboración propia.	146
Figura 5-29. Comprobación de que cumple la viga intermedia 3 a la carga aplicada. Elaboración propia.	147
Figura 5-30. Comprobación de que cumple la viga derecha a la carga aplicada. Elaboración propia.	147
Figura 5-31 Momento máximo de la viga interna (4.44.1).....	148
Figura 5-32 Momento máximo de la viga externa (4.11.2).	148
Figura 5-33 Momento máximo dado por el CSi Bridge. Elaboración propia.....	149
Figura 5-34 Cortante máximo dado por el CSi Bridge. Elaboración propia.	150
Figura 7-1 Curva granulométrica. Elaboración propia	161
Figura 7-2 Carta de límites de Atterberg. Elaboración Propia.....	162
Figura 7-3 Tipo de suelo según clasificación SUCS. Elaboración propia	163

Índice de tablas

Tabla 2-1 Factores para eventos extremos. Fuente: Normativa AASHTO.	61
Tabla 2-2 Factor de carga permanentes. Fuente: Rodríguez (2022, pág. 22)	61
Tabla 2-3 Perfil de suelos, Fuente: Normativa AASHTO.	72
Tabla 3-1 Factores según número de vías. Fuente: Normativa AASTHO LRFD	81
Tabla 3-2 Porcentaje de tráfico en un único carril de camiones. Fuente: Normativa AASTHO LRFD.	82
Tabla 3-3 Factores de impacto para puente viales. Fuente: Normativa AASTHO LRFD.	82
Tabla 3-4 Valores de las variables constantes. Fuente: Normativa AASTHO LRFD	83
Tabla 4-1 Aspectos geométricos del puente. Elaboración propia	92
Tabla 4-2 Atributos del hormigón utilizado para cálculos en Excel. Elaboración propia	95
Tabla 4-3 Atributos del Acero utilizado para calculo en Excel. Elaboración propia	95
Tabla 4-4 Atributos del asfalto utilizado para calculo en Excel. Elaboración propia.....	95
Tabla 4-5 “Momento y cortantes de la viga externa (ton/m)”. Elaboración propia.....	101
Tabla 4-6 Momento y cortantes de la viga interna (ton/m). Elaboración propia	102
Tabla 4-7 Datos del camión HL-93. Elaboración propia	105
Tabla 4-8 Momentos y cortantes máximos del camión HL-93. Elaboración propia	105
Tabla 4-9 Cálculo de excentricidad camión HL-93. Elaboración propia	107

Tabla 4-10 Datos del Tándem HL-93. Elaboración propia.....	107
Tabla 4-11 Momentos y cortantes máximos del Tándem HL-93. Elaboración propia.....	108
Tabla 4-12 Momento y cortante +33%. Elaboración propia.....	109
Tabla 4-13 “Momentos y esfuerzos cortantes para cargas vivas”. Elaboración propia.....	109
Tabla 4-14 Momentos máximos reducido en viga internas. Elaboración propia	111
Tabla 4-15 Momento máximo reducido en vigas externas. Elaboración propia	112
Tabla 4-16 Cortante máximo reducidos en vigas internas. Elaboración propia	112
Tabla 4-17 Cortante máxima reducidos en vigas externas. Elaboración propia.....	113
Tabla 4-18 Notación y factores de carga para carga permanentes Y. Fuente: Normativa AASTHO-2020.....	113
Tabla 4-19 Combinaciones de estados límites. Fuente: Normativa AASTHO-2020.	114
Tabla 4-20 “Coeficiente de resistencia característicos”. Fuente: Normativa AASTHO-2020...	114
Tabla 4-21 “Factor de ductilidad”. Fuente: Normativa AASTHO-2020.....	115
Tabla 4-22 “Factor de redundancia”. Fuente: Normativa AASTHO-2020.	115
Tabla 4-23 Factor de importancia operativa. Fuente: Normativa AASTHO-2020.	116
Tabla 4-24 Momentos en viga interna debido a las cargas y coeficiente de resistencia. Elaboración propia	116
Tabla 4-25 Momentos en viga externa debido a las cargas y coeficiente de resistencia. Elaboración propia	117
Tabla 4-26 Sección transversal para la viga interna. Elaboración propia.....	119

Tabla 4-27 Fuerza cortante operativa para la viga interna. Elaboración propia	119
Tabla 4-28 “Área de sección transversal para la viga exterior”. Elaboración propia	119
Tabla 4-29. Fuerza cortante operativa para la viga exterior. Elaboración propia.....	120
Tabla 4-30 Altura mínima de la superestructura Fuente: Normativa AASHTO.	120
Tabla 4-31 Característica de la viga I para el puente. Elaboración propia.	122
Tabla 4-32 Comprobaciones del AASHTO de la viga. Elaboración propia.	123
Tabla 5-1 Carga dinámica vehicular por impacto. Fuente: Normativa AASTHO 2020.	135
Tabla 5-2 “Coeficiente para espectro de respuesta”. Fuente: “Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-201)”.....	136
Tabla 5-3 Combinaciones de cargas. <i>Fuente: Normativa AASHTO-2020</i>	138
Tabla 5-4 Factor de efecto de fuerza de carga. <i>Fuente: Normativa AASHTO-2020</i>	139
Tabla 5-5 “Factor de presencia múltiple de carga”. <i>Fuente: Normativa AASHTO-2020.</i>	140
Tabla 5-6 Diferencia entre los cálculos de momento máximos. Elaboración propia.	149
Tabla 5-7 Fuerza cortante en operación para la viga interna. Elaboración propia.	150
Tabla 5-8 Fuerza cortante en operación para la viga externa. Elaboración propia.....	150
Tabla 5-9 Diferencia entre los cortantes. Elaboración propia.....	151
Tabla 5-10 Comprobación estado limite fluencia en flexión de las vigas. Elaboración propia..	151
Tabla 5-11 Comprobación a pandeo local en las vigas. Elaboración propia.	152
Tabla 5-12. Comprobación a fuerzas cortantes en las vigas. Elaboración propia.	152

Tabla 7-1 Tamizado de la muestra de suelo. Elaboración propia 161

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El puente "La Unidad" se encuentra entre la parroquia El Cabo, que pertenece al cantón Paute, y la parroquia Bullcay, que forma parte del cantón Gualaceo (Ver. Figura 1-1). Esta conexión vial es esencial para el tránsito entre ambos cantones, ya que ofrece las condiciones necesarias para mejorar la accesibilidad a productos y servicios en la zona. Esto, a su vez, impulsa la economía local y promueve la creación de encadenamientos productivos y comerciales, contribuyendo a la formación de clústeres y cadenas de valor regionales, así como a la interrelación económica entre Paute y Gualaceo.

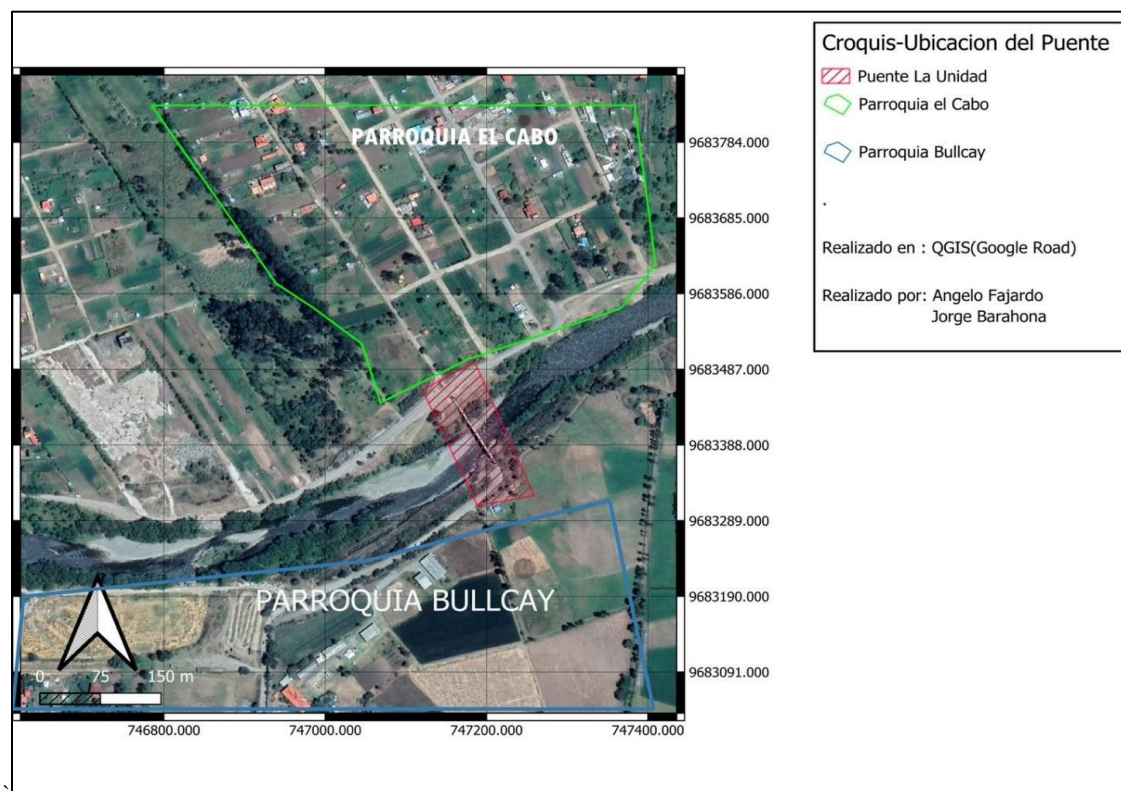


Figura 1-1 Croquis de la ubicación del puente "La Unidad". Elaboración propia

1.2 Problemática

La interrelación económica, social y política entre Paute y Gualaceo se ve limitada por el deficiente diseño del actual puente "La Unidad", que es de un solo carril y carece de registros históricos sobre sus especificaciones, resistencia y vida útil (Ver. Figura 1-2). Este puente ha estado en servicio desde 1985, una época en la que las infraestructuras públicas no contaban con registros adecuados. La falta de información y el diseño inadecuado presentan un riesgo significativo de colapso, especialmente bajo el estrés del alto tráfico vehicular.



Figura 1-2 Puente Unidireccional "La Unidad", congestión vehicular (mayo, 2024). Fuente: Autores.

El crecimiento poblacional y el aumento del número de vehículos en ambos cantones han exacerbado este problema. Se estima que la población en Paute (Ver. Figura 1-3), actualmente de 27,927 habitantes, crecerá a 32,180 para el año 2030 y a 35,924 para el año 2050. De manera similar, Gualaceo (Ver. Figura 1-4), con una población actual de 47,564 habitantes, se proyecta

que alcanzará 55,190 en 2030 y 61,660 en 2050. Este aumento poblacional implica una mayor demanda de transporte para acceder a empleo, educación, salud y otras actividades, lo que a su vez impulsa la adquisición de vehículos personales y contribuye al congestionamiento del tráfico.

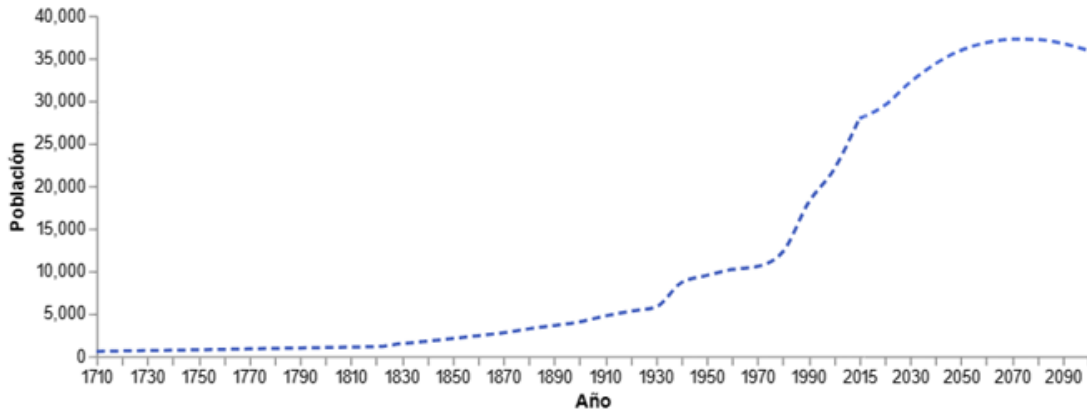


Figura 1-3 Proyección poblacional del cantón Paute, Fuente: City-facts 2024

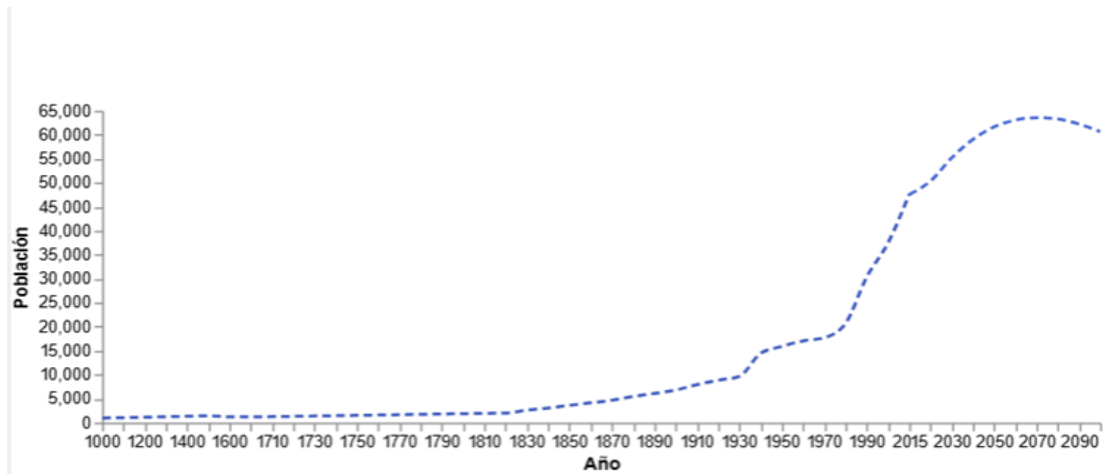


Figura 1-4 Proyección poblacional del cantón Gualaceo, Fuente: City-facts, 2024

Aunque existe el puente Europa como una alternativa para viajar entre Paute y Gualaceo (Ver. Figura 1-5), el puente "La Unidad" sigue siendo vital debido a su menor tiempo de tránsito, menor consumo de combustible y mejores condiciones viales. Sin embargo, el diseño actual del puente no es capaz de soportar el tráfico creciente, lo que aumenta la probabilidad de colapso y agrava los problemas de congestión en la región.

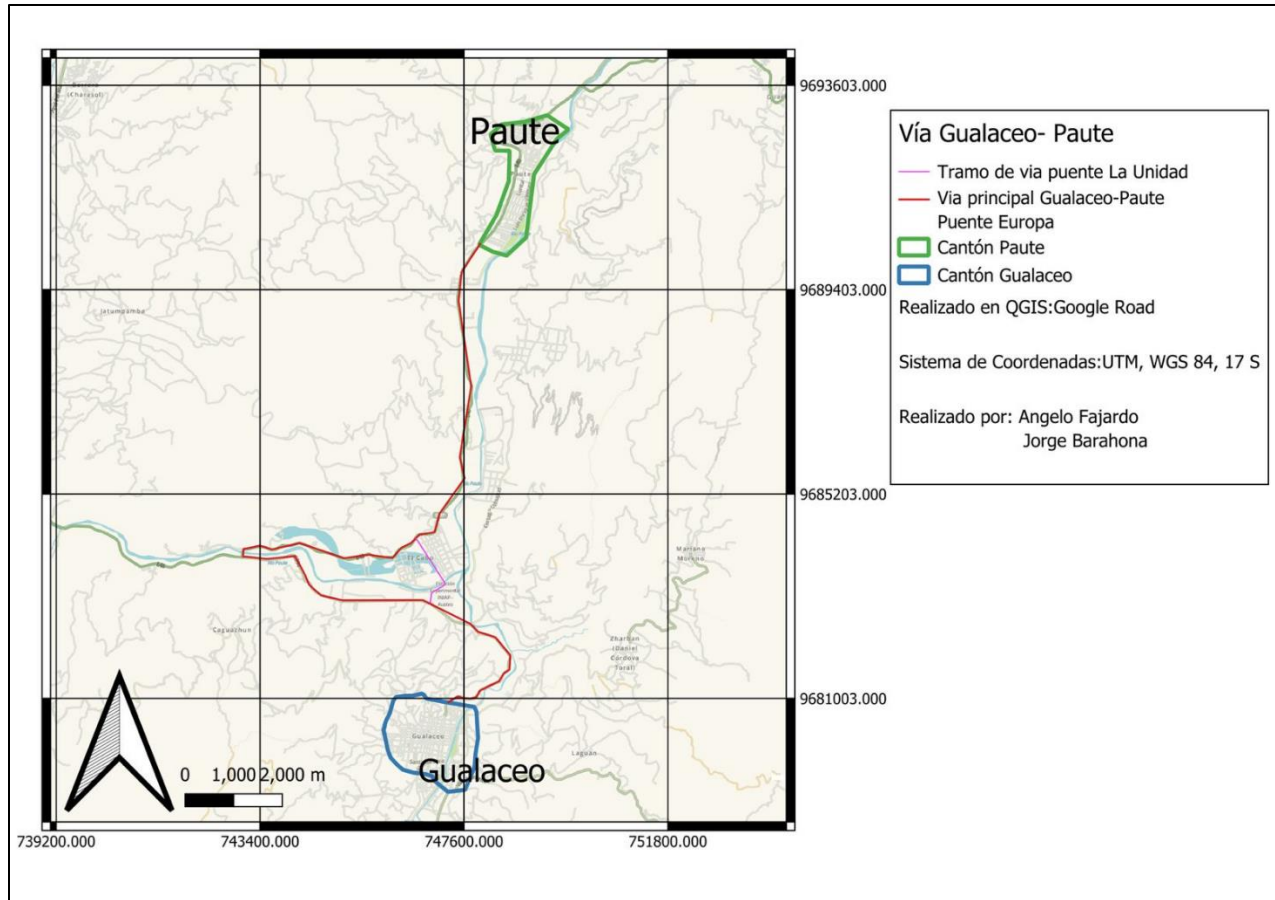


Figura 1-5 Vía de conexión entre cantones Paute-Gualaceo. Elaboración propia

1.3 Justificación

El diseño estructural propuesto busca reemplazar el puente actualmente en funcionamiento (Ver. Figura 1-6), denominado "La Unidad". Esta intervención es necesaria debido a la creciente demanda de transporte en el área y al deterioro y limitada vida útil de la estructura existente. Un nuevo diseño estructural mejorará significativamente la conectividad y el desplazamiento de vehículos y peatones. Asimismo, un puente seguro y bien diseñado es esencial para asegurar la seguridad pública y prevenir accidentes asociados a estructuras defectuosas o en mal estado. La construcción de esta nueva estructura tiene como el objetivo abordar el problema de la congestión vehicular, que aumenta continuamente. Proveerá a los usuarios un paso más rápido y seguro entre

los cantones, evitando largas filas o desvíos hacia rutas alternativas más largas. Además, la construcción de un nuevo puente puede ser necesaria para cumplir con las normativas y regulaciones locales en materia de transporte y seguridad vial.

Este trabajo de titulación tiene como propósito presentar una propuesta de diseño que no solo mejore la movilidad entre los cantones de Paute y Gualaceo, sino que también dinamice la economía local y fomente mejores relaciones comunitarias.



Figura 1-6 Puente “La Unidad” en la actualidad. (marzo-2024). Fuente: Autores.

En muchos casos la construcción de un nuevo puente puede ser necesario para cumplir con las normativas y regulaciones locales en materia de transporte y seguridad vial.

Por lo tanto, este proyecto de titulación tiene como objetivo ofrecer una propuesta de aplicación en la que se mejore la movilidad entre los dos cantones azuayos, y a su vez, permita dinamizar la economía y generar mejores relaciones.

1.4 Objetivos.

1.4.1 Objetivo general.

Elaborar un diseño estructural para un puente de dos carriles que reemplace el puente "La Unidad", conectando los cantones Paute y Gualaceo, con el objetivo de solucionar la congestión vehicular en la zona.

1.4.2 Objetivos específicos

- Obtener información detallada sobre las condiciones del lugar, incluyendo el tipo de suelo, las condiciones climáticas y el volumen de tráfico vehicular.
- Desarrollar y presentar una propuesta de diseño estructural para el puente que garantice su resistencia ante las cargas esperadas, tanto vivas (vehículos y peatones) como muertas (peso propio de la estructura), utilizando software especializado para el análisis estructural y el cálculo preciso del acero principal.
- Elaborar planos detallados y establecer un presupuesto referencial para la presentación del proyecto.

1.5 Organización de los capítulos

Este trabajo de titulación se estructura en 6 capítulos distribuidos de la siguiente manera: Introducción, Marco Teórico, Materiales, Metodología, Modelación, Resultados y Discusión, Conclusiones y Recomendaciones.

2 MARCO CONCEPTUAL

2.1 Puentes y generalidades

Para Grattasat (1983), un puente es una construcción que forma una plataforma elevada sobre el suelo, diseñada para el paso de diferentes tipos de tráfico. Su función principal es superar un obstáculo y debe cumplir con requisitos fundamentales de diseño: óptima resistencia, deformación adecuada y durabilidad. Los puentes son estructuras esenciales en la infraestructura de transporte, permitiendo la conexión entre distintos puntos geográficos separados por trabas naturales o artificiales, como ríos, valles y carreteras. La ingeniería de puentes ha evolucionado significativamente, adaptándose a las necesidades cambiantes y a los avances tecnológicos en materiales de construcción (Ver. Figura 2-1).



Figura 2-1 Puente Golden Gate, San Francisco, Estados Unidos (abril-2015). Fuente: Google Earth Pro

2.2 Clasificación de los puentes.

“Los puentes se pueden clasificar a partir de su material, de su función su resistencia, estructuración, disposición y su implementación en el diseño de normativas de resistencia sísmica” (Jurado,2016).

En función de su material

Concreto reforzado: Según Rueda (2014) está constituido en su mayoría por concreto y una armadura de acero de tipo pasiva (Ver. Figura 2-2). Este tipo de puente aprovecha las propiedades del concreto “resistente a la compresión” y del acero “resistente a la tracción” para formar una estructura que sea tanto robusta como duradera.



Figura 2-2 Puente sobre el río grande de Tárcoles, Costa Rica. Fuente: LanammeUCR,2019

De concreto pre-esforzado: Según Rueda (2014) está conformado en su gran parte de concreto y una armadura de tipo activa (Ver. Figura 2-3). Esta técnica, conocida como pre-esfuerzo, introduce

fuerzas internas en el concreto que contrarrestan las tensiones de servicio, mejorando su capacidad para soportar cargas y permitiendo mayores luces y secciones más delgadas en comparación con el concreto reforzado convencional.



Figura 2-3 Construcción de Puente Ferroviario San Juan, Jalisco.

Nota: Adaptado del Gobierno del estado de Nuevo León.

De madera: Compuesto por la combinación de varios perfiles de madera. por la unión de varios perfiles de madera, Rueda (2014, pág. 13) dice: “Son fáciles y rápidos de construir”. Los puentes de madera han sido una de las primeras formas de puentes construidos por la humanidad. Desde tiempos antiguos, la madera ha sido utilizada debido a su disponibilidad, facilidad de trabajo y propiedades estructurales adecuadas para ciertos tipos de puentes. Hoy en día, aunque menos comunes en las infraestructuras modernas, los puentes de madera siguen siendo importantes en áreas rurales (Ver. Figura 2-4), parques y como estructuras temporales.



Figura 2-4 Puente Velasco Ibarra en el Cantón Gualaceo (junio-2024). Fuente: Autores.

De acero: Según Rueda (2014) se utiliza acero de alta resistencia para las vigas, pilares, y otros elementos estructurales. Ofrece una excelente relación resistencia-peso, lo que permite diseñar puentes más ligeros y resistentes, que puede soportar grandes cargas (Ver. Figura 2-5). Para prevenir la corrosión, el acero se puede galvanizar, pintar o recubrir con materiales protectores. Los puentes de acero pueden diseñarse en diferentes formas.



Figura 2-5 El puente vehicular y peatonal, Sixto Durán Ballén, situado en el kilómetro 17 de la vía Cuenca – Azogues (noviembre 2019). Fuente: Autores.

De mampostería: Según Rueda (2014) es una estructura formada principalmente por bloques de piedra, ladrillo o concreto, ensamblados con mortero. Estos puentes se caracterizan por su durabilidad y capacidad para integrarse visualmente con el entorno natural o urbano (Ver. Figura 2-6). Los puentes de mampostería han sido utilizados desde la antigüedad y muchos de ellos aún permanecen en uso hoy en día, destacándose por su robustez y estética. Son principalmente en forma de arco.



Figura 2-6 Puente Roto situado en la ciudad de Cuenca provincia del Azuay (febrero-2024). Fuente: Autores

2.2.1 Por su función

Peatonal: Estructura diseñada específicamente para el tránsito de peatones (Ver. Figura 2-7), proporcionando un paso seguro y accesible sobre obstáculos como carreteras, ríos, vías ferroviarias u otras barreras. Estos puentes son esenciales en áreas urbanas y rurales, mejorando la movilidad, seguridad y conectividad de los peatones (Márquez,2015).



Figura 2-7 Puente peatonal ubicado en la Avenida de las Américas Cuenca-Ecuador (junio-2024). Fuente: Autores.

Vehicular: Facilita el tránsito de vehículos sobre diferentes tipos de obstáculos que son difíciles o imposibles de cruzar (Ver. Figura 2-8). Para Escobar (2014) estos puentes están específicamente diseñados para soportar las cargas dinámicas y estáticas generadas por el tráfico vehicular y están compuestos por diversos elementos estructurales, tales como pilares, vigas, arcos, cables y tableros. Cada tipo de puente vehicular se elige y diseña considerando factores como el tipo de suelo, el volumen de tráfico, las circunstancias ambientales y los materiales disponibles.



Figura 2-8 Puente de Chicti ubicado en el cantón Paute provincia del Azuay (octubre-2019). Fuente: Autores.

Ferrovionario: Estos puentes están contruidos para soportar las cargas pesadas y dinámicas impuestas por los trenes (Ver. Figura 2-9), además de las fuerzas adicionales generadas por la aceleración, frenado y las condiciones climáticas (Valero,2020).



Figura 2-9 India tiene el puente ferroviario más alto del mundo (julio-2023). Fuente: Autores.

Mixtos: Para Nieto-Cárdenas (2021) es una estructura que combina diferentes materiales de construcción, generalmente acero y concreto, para aprovechar las ventajas específicas de cada material y optimizar el diseño del puente en términos de resistencia, durabilidad y costo. Estos puentes se utilizan ampliamente en la ingeniería civil gracias a su habilidad para soportar grandes cargas y su versatilidad en diversas condiciones geográficas y climáticas. Pueden cumplir múltiples funciones, tanto vehiculares como peatonales (Ver. Figura 2-10).



Figura 2-10 Puente Mariano Moreno sobre el Río Tomebamba, Cuenca (noviembre-2019). Fuente: Autores.

2.2.2 Por su estructura

Armadura: Utiliza una armadura como su elemento principal de soporte (Ver. Figura 2-11 Las armaduras son estructuras compuestas por secciones rectas que se cruzan en los puntos y están conectados entre sí mediante juntas articuladas. Estas juntas permiten que la armadura transfiera las cargas de manera eficiente a los apoyos del puente. Tiene a las vigas principales trabajando como ménsula (Morales ,2021).



Figura 2-11 Puente Francis Scott Key de Baltimore, Estados Unidos (abril-2024). Fuente: Google Earth Pro

Vigas: Es una estructura de puente que utiliza vigas horizontales como componente principal de soporte del tablero del puente (Ver. Figura 2-12) Estas vigas son componentes estructurales longitudinales que se extienden entre los apoyos del puente (como pilares o muros de extremo) y sostienen la carga de la carretera, vías ferroviarias u otras superficies de tránsito. No pueden tener una longitud mayor que 300m (Cremades ,2017).



Figura 2-12 Vigas para el puente El Guabito - Manabí - Ecuador (febrero-2014). Fuente: Autores.

Atirantados: Según Chacha (2022), es una clase de puente formado por cables principales y péndolas, que tienen la función de transferir las cargas del tablero hacia las torres de soporte y, finalmente, a la cimentación. (Ver. Figura 2-13).



Figura 2-13 Puente atirantado sobre el río Aguarico- Ecuador. Fuente: Google Earth Pro

En cantiléver: Según Chuquipoma (2019) este tipo de puente se distingue por poseer vigas o ménsulas que se extienden desde pilares o torres hacia el centro del vano, con secciones que se extienden en ambos lados (Ver. Figura 2-14). Este diseño permite la construcción progresiva desde los extremos hacia el centro del vano sin necesidad de apoyos temporales en el agua o el terreno debajo.



Figura 2-14 El puente voladizo más largo del mundo, en Canadá. Fuente: Google Earth Pro

Arco: Según Chuquipoma (2019) son estructuras icónicas que utilizan la forma curva del arco para soportar el peso y las cargas del puente de manera eficiente. Esta forma permite que el peso estructural del puente y las cargas de tráfico se distribuyan a través del arco hacia los estribos o pilares de apoyo ubicados en ambos extremos del puente (Ver. Figura 2-15). La curvatura del arco transforma las cargas verticales en fuerzas horizontales que se transfieren a los estribos, los cuales están diseñados para resistir estas fuerzas y mantener la estabilidad estructural del puente.



Figura 2-15 Puente de arco de 100m de longitud ubicado en Babahoyo-Ecuador. Fuente: Google Earth Pro

Elevadizo: Es una estructura de puente que puede elevarse verticalmente para facilitar el tránsito de embarcaciones por la parte inferior (Ver. Figura 2-16). Este tipo de puente está diseñado con mecanismos que levantan una sección del puente o toda la estructura, creando un espacio libre para el tráfico marítimo o fluvial cuando sea necesario (Muñoz,2023).



Figura 2-16 Puente para uso peatonal a la isla Santay (agosto-2022). Fuente: Autores.

2.3 Componentes de un puente

Un puente es una estructura compleja con varios componentes esenciales, cada uno jugando un papel fundamental en la estabilidad y funcionalidad de la estructura. Estos componentes se pueden dividir en dos categorías principales: superestructura y subestructura.

2.3.1 Superestructura:

Se refiere a la parte superior de la estructura del puente que soporta directamente la carga vehicular o peatonal. Esto incluye el tablero del puente (la superficie de rodadura), así como cualquier estructura adicional como vigas, losas, rieles (en puentes ferroviarios), barandas y cualquier otro elemento que transmita las cargas del tráfico (García,2018).

Tablero o losa: Son las que reciben directamente las cargas vehiculares (Ver. Figura 2-17) y las transmiten a los demás elementos estructurales, bien sea vigas, tabiques, cajones, o directamente a la subestructura del puente (Londoño, 2021).



Figura 2-17 Reparación de la losa en el puente de Babahoyo- Ecuador (junio-2019). Fuente: Autores.

Vigas: Según Mena (2017) describe a el elemento estructural del puente que sostienen las cargas del tablero o losa, generadas por sus componentes y transfirieren estas cargas a los estribos y pilas del puente (Ver. Figura 2-18).



Figura 2-18 Construcción de puentes mediante lanzador de vigas. Fuente: Universidad Politécnica de Valencia.

Pasamanos: Según Mena (2017) Son para la protección de los peatones y para prevenir accidentes por caídas de vehículos al vacío (Ver. Figura 2-19).



Figura 2-19 Pasamanos para puentes tipo pingüino (febrero- 2017). Fuente: Autores.

2.3.2 Subestructura:

Es la parte de la estructura que soporta la superestructura, elementos que transmiten las fuerzas desde la estructura superior. (parte donde se desplaza el tráfico) hasta los cimientos (García, 2018).

Estribos: El estribo de un puente es su componente estructural en el que el tablero se sostiene en los dos extremos (Ver. Figura 2-20). El estribo a su vez se cimenta sobre el terreno.



*Figura 2-20 Fundición de estribos para el puente internacional Rumichaca Frontera entre Ecuador y Colombia (enero-2012).
Fuente: Autores.*

En la construcción por lo general se emplean los siguientes tipos de estribos:

Estribos con voladizos en línea recta: Se utilizan con terraplenes de una gran altura y consisten en una pared plana paralela al cauce del río (Ver. Figura 2-21), o a la vía que atraviesa el puente, como se observa. Está formada por una sección principal que sostiene el puente (denominada alma) y dos muros laterales (aleros); las alas son realizadas de mampostería o concreto (Añazco,2010).



Figura 2-21 Estribo sobre el rio Blanco-Esmeraldas (mayo-2023). Fuente: Autores.

Estribos con aleros en ángulos: Las alas se colocan formando ángulos que generalmente varían entre 30° y 45° (Ver. Figura 2-22), dependiendo de la topografía del terreno (Añazco,2010).



Figura 2-22 Construcción de puente usando estribos con aleros en ángulo (febrero-2014). Fuente: Autores.

Estribos con contrafuertes: Son conexiones entre la pared vertical del muro y la base. La pantalla de estos elementos soporta los empujes, actuando como una losa continúa apoyada en los contrafuertes (Ver. Figura 2-23). El refuerzo principal en el muro se dispone de manera horizontal. Estos estribos son de concreto armado y resultan económicos para alturas (Añazco,2010).

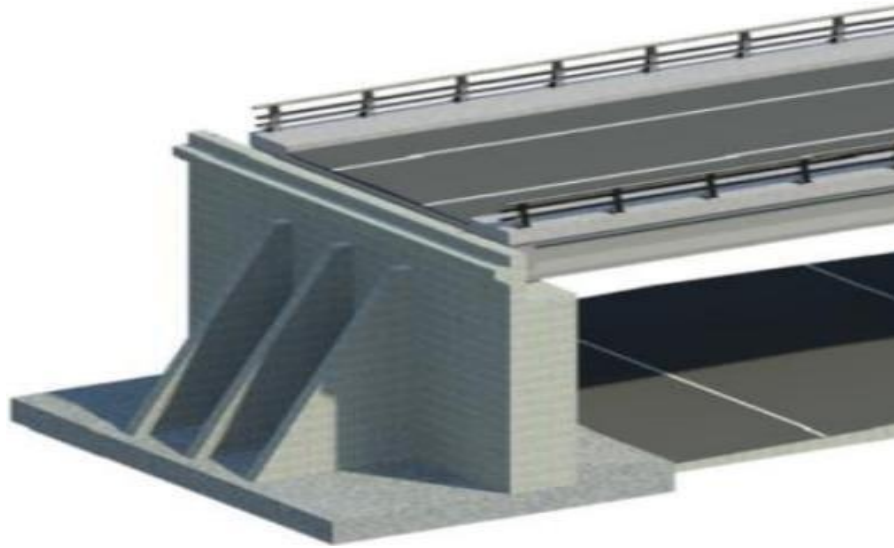


Figura 2-23 Simulación de puente con estribos con contrafuerte (enero-2015). Fuente: Autores.

Estribos a gravedad: Son masivos que soportan el empuje a través de su propio peso y el peso del terreno en la cual estos se apoyan (Ver. Figura 2-24). Generalmente, son económicos para alturas moderadas, inferiores a 5 metros. Estos muros tienen dimensiones amplias y no necesitan refuerzo. Los estribos a gravedad pueden estar contruidos por mampostería, piedra, concreto ciclópeo o gaviones. La calidad de la roca es un factor importante en este tipo de estribo.



Figura 2-24 Construcción de estribos sobre el rio Namakin. (agosto-2023). Fuente: Autores.

Pila: Sección de la subestructura que soporta la acción de dos tramos de la superestructura y cumplen las siguientes funciones:

- Soporta a la estructura superior del puente.
- Facilita el paso del agua con menor interferencia (Ver. Figura 2-25).
- Transfiere las cargas de la superestructura al terreno, y distribuirla de tal forma que esta no supere la capacidad permitida del suelo (q_{adm}).



Figura 2-25 Graves afectaciones en los pilotes que soportan la estructura del puente que conecta Guayaquil con Daule, Ecuador (abril-2022). Fuente: Autores.

Cimentación: Son las estructuras subterráneas diseñadas para transmitir las cargas del puente al suelo de manera segura y eficiente (Ver. Figura 2-26) Estas cimentaciones son fundamentales para la estabilidad y durabilidad de la estructura del puente. Camán (2022).



Figura 2-26 Cimentación del puente sobre el río Lulo-Los Ríos- Ecuador (octubre-2017). Fuente: Autores.

2.3.3 Dispositivos de apoyo más comunes.

Son componentes que sustentan el sistema de vigas o losas del tablero y facilitan la transferencia de cargas de la superestructura a la subestructura. Usualmente están fabricados con metal o elastómeros. (Ministerio de transporte y comunicaciones, 2016).

Apoyos elastómeros zunchados (neopreno): Los dispositivos de apoyo en elastómeros zunchados establecen una conexión elástica entre una estructura y su soporte (Ver. Figura 2-27). Son capaces de resistir diversas sollicitaciones: esfuerzo normal, esfuerzo y desplazamiento en el plano medio tangente (Torres,2013).



Figura 2-27 Neopreno sobre la pila y por debajo de la losa. Fuente: Rehabtec.

Apoyo de rodillo: Constituyen apoyos móviles con posibilidad de desplazamiento en una dirección (Ver. Figura 2-28). La importancia de la reacción y la altura disponible para el aparato dan lugar a distintas conformaciones (Torres ,2013)



Figura 2-28 El puente "La Unidad" está apoyado por medio de rodillos, (junio-2024). Fuente: Autores.

2.4 Cargas en puente

Las cargas son las fuerzas o pesos que actúan sobre el puente, incluyendo las fuerzas provocadas por el viento y la carga que la estructura debe soportar.

Las cargas permanentes: Son generadas por el peso de los diferentes elementos que componen el puente (Ver. Figura 2-29). Para los fines de esta instrucción, se dividen en peso propio y cargas muertas (Cremades,2017).



Figura 2-29 Las vigas del puente Tinieblas-Latacunga-Ecuador pertenece a la carga permanente. Fuente: Autores.

Cargas variables: Son las que se presentan variaciones frecuentes y significativas en relación con su valor promedio (Ver. Figura 2-30). Las cargas variables incluyen el peso de los vehículos y las personas, junto con los efectos dinámicos asociados, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas y las fuerzas laterales sobre los elementos. (Empresa Editora Macro E.I.R.L, 2010).



Figura 2-30 Todos los vehículos que pasan por el puente Bailey sobre Río Bonito-Ecuador pertenece a la carga variable, (enero-2016). Fuente: Autores.

Cargas de viento (w_s): Las fuerzas del viento actúan sobre las diferentes partes de la estructura del puente. Estas fuerzas pueden ser significativas y deben ser consideradas durante el diseño estructural para asegurar la estabilidad y seguridad del puente. (Ver. Figura 2-31).



Figura 2-31 Una carga de viento afectó al puente Tacoma Narrows.

Fuente: UPV.

Efectos de sismos: Pueden ser significativos y deben ser tenidos en cuenta durante el diseño estructural para asegurar la resistencia sísmica y la seguridad de la estructura (Ver. Figura 2-32).

La energía liberada durante un evento sísmico se propaga en forma de ondas a través del suelo, generando estas cargas.



Figura 2-32 Una carga sísmica afectó al puente Arroyito-Argentina. Fuente: SciELO

Empuje de tierra: Son presiones horizontales aplicada por el suelo sobre las estructuras de soporte del puente, como las pilas y los muros de contención, se conocen como empuje de tierra en puentes (Ver. Figura 2-33). Estas presiones se dan producto de la distribución de peso y cargas en el suelo circundante, que pueden afectar la estabilidad y el diseño estructural.



Figura 2-33 Caída del puente en río Marker-Ecuador por el empuje de tierra (febrero-2023). Fuente: Autores.

Empuje hidrodinámico del agua: Se refiere a las fuerzas que el agua en movimiento ejerce sobre las estructuras del puente (Ver. Figura 2-34), especialmente en ríos, arroyos u otras vías fluviales. Estas fuerzas pueden ser significativas y deben ser tenidas en cuenta durante el diseño para asegurar la estabilidad y seguridad del puente.



Figura 2-34 Fuerza del río Quevedo-Ecuador sobre las pilas del puente (enero-2020). Fuente: Autores.

2.5 Consideraciones de diseño

La normativa AASHTO con la metodología LRFD implica la utilización de coeficientes de carga y resistencia última, los cuales son derivados analíticamente a partir del análisis actualizado de cargas y de su respuesta estructural. El ajuste de las cargas está influenciado por coeficientes, representados por η_D , η_R , η_I , se asocian a la ductilidad, redundancia e importancia operacional, respectivamente (Cevallos, 2019).

Para cada límite de estado, se requiere que los elementos y conexiones cumplan con:

$$\sum n_i + y_i + Q_i = Q$$

“Ecuación de combinaciones de carga”.

Para cargas con valor máximo de y_i es apropiado:

$$n_i = n_D * n_R * n_I \geq 0.95$$

Para cargas con valor mínimo de y_i es apropiado:

$$n_i = \frac{1}{n_D * n_R * n_I} \leq 1$$

η_I = “Factor de modificación de cargas”.

γ_i = “Factor de carga, multiplicador estadístico que se aplica a las solicitaciones”.

η_D : “Factor relacionado a la ductilidad”.

η_R : “Factor relacionado a la redundancia”.

η_I : “Factor relacionado a la clasificación operacional”.

Q_i : “Fuerzas actuantes”.

ϕ : “Factor de resistencia”.

R_n : “Resistencia nominal”.

R_r : “Resistencia factorizada”.

Ductilidad: La estructura de un puente debe ser diseñada para permitir deformaciones inelásticas significativas durante los estados límite de resistencia y eventos extremos, evitando así la posibilidad de colapso. (Rodríguez, 2022). Se deben considerar los siguientes valores:

Para conexiones no dúctiles y componentes.

$$\eta_D \geq 1,05$$

Para diseños convencionales y otros límites pertinentes

$$\eta_D = 1$$

Para componentes y conexiones donde se han establecido requisitos adicionales para asegurar una mayor ductilidad.

$$\eta_D \geq 0,95$$

Redundancia: Se debe emplear un sistema continuo con múltiples rutas de carga. Los elementos primarios cuya falla podría causar el colapso del puente se consideran críticos y no redundantes. En cambio, los elementos cuya falla no resultaría en el colapso del puente se consideran no críticos y su sistema estructural se considera redundante (Rodríguez, 2022).

Para elementos estructurales no redundantes

$$\eta_R \geq 1,05$$

Para niveles convencionales de redundancia y todos los demás límites.

$$\eta R = 1$$

Para niveles extraordinarios de redundancia.

$$\eta R \geq 0,95$$

Importancia operativa: Los valores establecidos se aplican exclusivamente a estados límite de resistencia y eventos extremos (Rodríguez, 2022).

Para puentes críticos o de importancia esencial.

$$\eta R \geq 1,05$$

Para puentes típicos y todos los demás límites.

$$\eta R = 1$$

Para puentes de menor importancia

$$\eta R \geq 0,95$$

2.6 Estado límite

Límite de servicio: Se hace referencia a restricciones definidas para tensiones, deformaciones y aperturas de fisuras bajo condiciones habituales de uso. Con este propósito, se establecen cuatro directrices de servicio (Cabrera & Ramón, 2023).

- **Servicio I:** Combinación de carga asociadas al uso estándar del puente con una velocidad del viento de 90 km/h, sin aplicar factores de carga (Cabrera & Ramón, 2023).

- **Servicio II:** Combinación de carga diseñada para mitigar la deformación permanente en estructura de acero y prevenir el desplazamiento de conexión bajo la carga vehicular (Cabrera & Ramón, 2023).
- **Servicio III:** Combinación de carga para análisis longitudinales que considera la tensión del elemento de la superestructura de concreto presforzado, con el propósito de controlar la formación de grietas (Cabrera & Ramón, 2023).
- **Servicio IV:** Combinación de carga enfocada específicamente en la tensión de columnas de concreto presforzado, con la finalidad de controlar la formación de grietas (Cabrera & Ramón, 2023).

Límite de fatiga y factura: Se deben considerar como limitaciones aplicadas a un rango de tensiones, teniendo en cuenta la presencia de un solo vehículo de diseño a lo largo del número estimado de ciclos que ocurren dentro de dicho intervalo de tensión. Este límite establece restricciones sobre el desarrollo de fisuras bajo las cargas correspondientes, con el propósito de prevenir la formación de fisuras durante la fase de diseño del puente (Cevallos, 2019).

Estos límites se los categoriza de la siguiente manera:

- **Fatiga I:** Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionadas con la vida infinita de fatiga debido a la aplicación de cargas.
- **Fatiga II:** Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionada con la vida finita de fatiga debido a la aplicación de cargas (Cabrera & Ramón, 2023).

Límite de resistencia: Este estado garantiza la fuerza y solidez tanto a nivel local como general, permitiendo así resistir las conexiones de cargas significativas que el puente puede enfrentar

durante su fase de diseño. Pueden existir tensiones elevadas y deterioro estructural, pero se anticipa que la estructura se mantenga estable.

- **Resistencia I:** Combinación de cargas básica considerando el tráfico vehicular normal del puente, sin considerar la acción del viento.
- **Resistencia II:** Combinación de cargas diseñada para el uso del puente según especificaciones especiales, vehículos de circulación restringida, o ambos; excluyendo la acción del viento.
- **Resistencia III:** Combinación de cargas considerando la exposición del puente a velocidades de circulación superiores a 90 km/h.
- **Resistencia IV:** Combinación de cargas que prioriza los efectos de la carga permanente en la superestructura del puente.
- **Resistencia V:** Combinación de cargas relacionada con el uso normal vehicular del puente, considerando la presencia de vientos con velocidad de 90 km/h. (Cabrera & Ramón, 2023).

Límite de evento extremo: Este límite implica evaluar situaciones extremas Para garantizar la resistencia estructural del puente, como en casos de terremotos, inundaciones o impactos de vehículos. Estos son eventos únicos que tienen más probabilidades de repetirse durante el ciclo de diseño del puente.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA III	γ_p		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00				
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
FATIGA - Solamente LL,IM y CE		0.75												

Tabla 2-1 Factores para eventos extremos. Fuente: Normativa AASHTO.

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
Activo	1.50	0.90
En reposo	1.35	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo		
Estabilidad global	1.00	N/A
Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
Marcos rígidos	1.35	0.90
Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Tabla 2-2 Factor de carga permanentes. Fuente: Rodríguez (2022, pág. 22)

2.7 Notación

En esta sección se establece la notación que se utilizará en el presente trabajo de titulación. Esta nomenclatura se basa en la normativa AASHTO y sigue la metodología LRFD.

Cargas permanentes.

DD = “Fuerza de arrastre hacia abajo.”

DC = “Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.”

DW = “Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.”

EH = “Presión de tierra horizontal.”

ES = “Carga superficial en el terreno.”

EV = “Presión vertical del relleno.”

PERMANENT LOADS

DD = “Downward Drag Force”

DC = “Dead load of structural and non-structural components”

DW = “Dead load of the running surface and auxiliary devices”

EH = “Horizontal Earth Pressure”

ES = “Surface load on the ground”

EV = “Vertical filling pressure”

Cargas transitorias:

BR = “Fuerza de frenado vehicular.”

CE = “Fuerza centrífuga vehicular.”

CR = “creep” del concreto.

CT = “Fuerza de choque vehicular.”

CV = “Fuerza de choque de barcos.”

EQ= “Sismo.”

FR = “Fricción.”

IC = “Carga de hielo.”

IM = “Carga de impacto.”

LL = “Carga viva vehicular.”

LS = “Carga viva superficial.”

PL = “Carga viva de peatones.”

SE = “Asentamiento.”

SH = “Contracción.”

TG = “Gradiente de temperatura.”

TU = “Temperatura uniforme.”

WA = “Carga de agua y presión de flujo.”

WL = “Efecto de viento sobre la carga viva.”

WS = “Efecto de viento sobre la estructura.”

Transient loads:

BR = “vehicle braking force”

CE = “vehicular centrifugal force”

CR = “creep” of concrete

CT = “vehicle crash force”

CV = “ship impact force”

EQ = “earthquake”

FR = “friction”

IC = “ice load”

IM = “impact load”

LL = “vehicle live load”

LS = “surface live load”

PL = “pedestrian live load”

SE = “settlement”

SH = “contraction”

TG = “temperature gradient”

TU = “uniform temperature”

WA = “water head and flow pressure”

WL = “wind effect on live load”

WS = “wind effect on the structure”

2.8 Estudios para diseño de puente

Para asegurar la factibilidad y seguridad del proyecto al diseñar un puente, es necesario llevar a cabo una serie de estudios y análisis preliminares. Se presenta un resumen de los estudios principales requeridos:

2.8.1 Estudio topográfico

Los estudios topográficos son cruciales para el diseño de puentes porque brindan una comprensión detallada del entorno físico y las condiciones del sitio, permitiendo el diseño de estructuras seguras, eficientes y duraderas que se integren armoniosamente con el entorno natural.

La información recopilada de un estudio topográfico para el diseño de un puente incluye los siguientes datos:

Planimetría con curvas de nivel: Las curvas de nivel representan las elevaciones del terreno de manera precisa. Se obtiene cada metro en terrenos abruptos y más juntas en terrenos llanos o con barrancas poco definidas, proporcionando una descripción detallada de la topografía.

Secciones Transversales: Se llevarán a cabo secciones transversales a lo largo del eje previsto del puente y del eje de la vía (Ver. Figura 2-35), así como aguas arriba y abajo del sitio cada 10 o 20 metros según sea necesario. Estas secciones permiten entender las variaciones del terreno, incluyendo cambios en la pendiente y carácter.

Perfil longitudinal del lecho del río: Se realiza un perfil longitudinal del lecho del río, tanto aguas arriba como aguas abajo del sitio propuesto para el puente, con el fin de comprender la morfología del río. Esto es esencial para planificar la ubicación y altura de los pilares y evaluar los riesgos de erosión y sedimentación.

Se entrega planos topográficos que incluye lo siguiente:

- Detalles del relieve del terreno, como curvas de nivel, pendientes, y características naturales y artificiales relevantes.
- Ubicación precisa del sitio del puente y su relación con elementos circundantes como carreteras, cuerpos de agua, edificaciones u otras infraestructuras



Figura 2-35 Levantamiento topográfico de una franja de la carretera que conecta al puente en Zhumir, Paute, Ecuador. Fuente: Autores.

2.8.2 Estudio hidrológico

Estudia las crecidas del río en el área del puente, considerando un periodo de retorno de 50 años para determinar los caudales y los niveles máximos de agua para establecer un gálibo mínimo recomendado.

Caudales de diseño: Los estudios hidrológicos determinan los caudales máximos esperados del río ubicado en la parte debajo del puente. Esto es fundamental para diseñar adecuadamente las estructuras de drenaje del puente, como alcantarillas y puentes de caja, que deben ser capaces de manejar los caudales máximos sin riesgo de inundaciones.

Regímenes de flujo: Se analiza el comportamiento del flujo del agua en diferentes condiciones, como estiaje y crecidas, para comprender cómo pueden afectar al puente y a sus estructuras de soporte. Esto incluye estudios de la dinámica de los sedimentos y la erosión en los pilotes y las bases del puente.

Se entrega un informe hidrológico que resume todas las investigaciones y análisis realizados como:

- Análisis de las características hidrológicas de la cuenca de drenaje, incluyendo la precipitación, escorrentía, los regímenes de caudales y modelado hidrológico (Ver. Figura 2-36).
- Estimaciones de caudales máximos y mínimos esperados para diferentes períodos de retorno (por ejemplo, caudal máximo anual, caudal máximo probable).
- Evaluación de eventos extremos como crecidas y su impacto potencial en la estructura del puente.

Estos estudios y datos se obtienen conforme a las Normas Técnicas de Diseño de Obras Hidráulicas en Ecuador

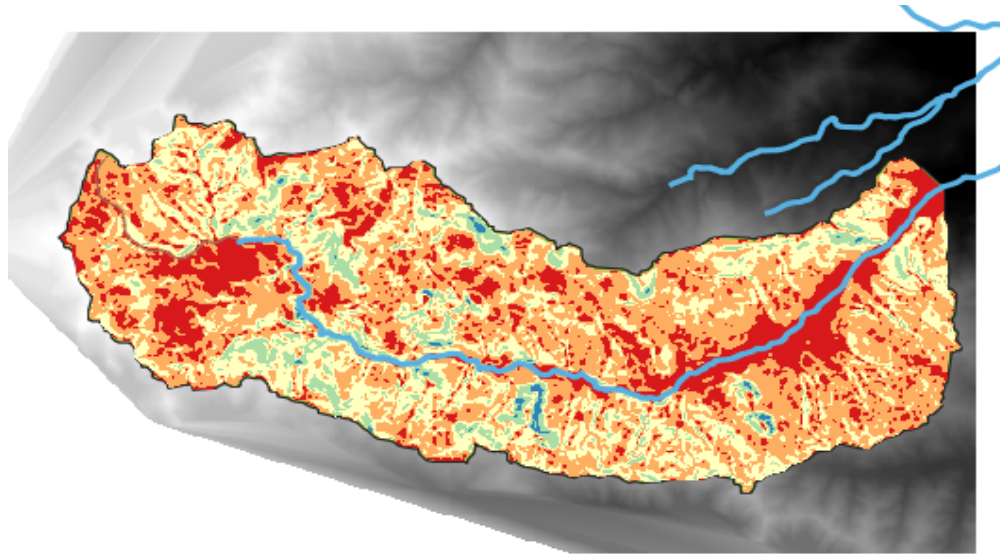


Figura 2-36 Mapa de pendiente sobre el Río Tarqui Cuenca-Ecuador (mayo-2023). Fuente: Autores.

2.8.3 Estudio estructural.

El análisis estructural en el diseño del puente es fundamental para asegurar que la construcción sea segura y resistente a lo largo de su ciclo de vida, soportando eficazmente las cargas previstas y cumpliendo con normativas técnicas y de seguridad establecidas.

Dimensionamiento y capacidad de carga: Los cálculos estructurales determinan las dimensiones precisas de los elementos estructural del puente, como pilares, losas, cimentaciones, entre otros, incluyendo su capacidad de carga para asegurar que la estructura pueda resistir las cargas previstas durante su vida útil, como el tráfico vehicular, peatonal y las condiciones climáticas. En función de verificaciones de la normativa AASHTO 2014

Esfuerzos y deformaciones: Se calculan los esfuerzos internos (fuerzas de compresión, tracción, corte y momentos) que actúan sobre los diferentes componentes del puente. Esto es crucial para diseñar adecuadamente la sección transversal de los elementos estructurales y garantizar que no se excedan los límites de resistencia de los materiales.

Comportamiento estructural ante diferentes condiciones: Los cálculos permiten simular cómo se comportará la estructura del puente bajo diversas condiciones operativas y de carga, como el tráfico normal, sobrecargas temporales (por ejemplo, vehículos pesados), vientos fuertes, sismos, y condiciones ambientales extremas (temperaturas, humedad, etc.).

Optimización del diseño: Los cálculos estructurales también permiten optimizar el diseño del puente, buscando minimizar el uso de materiales sin comprometer la seguridad ni la funcionalidad. Esto puede incluir la elección de formas estructurales eficientes y el uso de materiales de construcción adecuados.

Se entrega un informe estructural que resume todos los análisis y cálculos realizados como:

- Descripción detallada de la configuración estructural del puente, incluyendo los tipos de elementos estructurales (como vigas, pilotes, losas, etc.).
- Cargas y combinaciones de cargas, consideradas para el diseño, incluyendo cargas vivas (tráfico), muertas (peso propio), y otras cargas estáticas y dinámicas.
- Los métodos de análisis estructural empleados, como el método de elementos finitos u otros métodos avanzados según sea requerido.
- Verificaciones de resistencia, estabilidad y capacidad de servicio la respuesta estructural ante diversas condiciones de carga y situaciones de carga extrema (Ver. Figura 2-37).

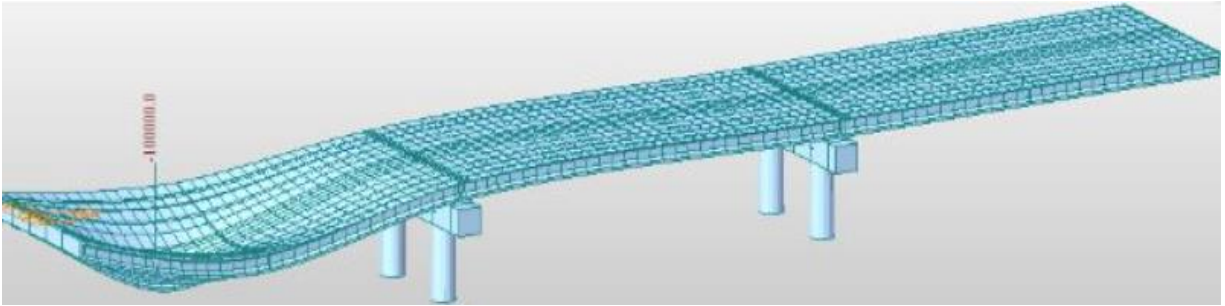


Figura 2-37 Deformación del tablero en modelo tridimensional.

Fuente: MIDAS Information Technology Co.

2.8.4 Estudio de tráfico

Sirve para comprender y prever el comportamiento del tráfico en una zona específica (Ver. Figura 2-38), especialmente cuando se planifica la construcción de infraestructuras como puentes, carreteras o intersecciones. Estos son los principales objetivos y resultados potenciales de un estudio de tráfico:

1. **Volumen de tráfico actual:** Medición del flujo de vehículos y peatones que utiliza una vía o intersección en un periodo específico.
2. **Proyecciones de tráfico futuro:** predicción del crecimiento del tráfico a corto, mediano y largo plazo, considerando factores como el crecimiento poblacional y económico.
3. **Determinación de la capacidad vial:** Evaluación de la capacidad de las vías y puentes para manejar el volumen de tráfico presente y futuro.

Se entrega un informe de tráfico que resume todos los análisis y conclusiones del estudio como:

- Descripción detallada de las características del tráfico actual y Previsto dentro del área afectada por el puente.
- Análisis de volúmenes de tráfico, incluyendo clasificación vehicular (ligeros, pesados, etc.), distribución por tipo de vehículo y dirección de flujo.

- Estimación de demanda futura de tráfico basada en crecimiento poblacional, desarrollos urbanos previstos y otros factores relevantes.



Figura 2-38 Congestión vehicular en la avenida Samborondón-Ecuador. (mayo-2018). Fuente: Autores.

2.8.5 Estudio geotécnico y geofísico

Los estudios geotécnicos son fundamentales en ingeniería civil porque ofrecen información detallada sobre las características de las rocas y las condiciones del suelo en una ubicación específica. (Ver. Tabla 2-3), lo cual es crucial para diseñar y construir, asegurando la infraestructura como puentes, por ello es importante obtener muestras del suelo en situ que nos servirán para realizar ensayos de laboratorio para determinar factores y datos importantes para el diseño obtenidos de ensayos de “clasificación SUCS” y ensayo de “corte directo”.

Clasificación SUCS: El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) es ampliamente reconocido a nivel internacional como un sistema para la clasificación de suelos, basado en sus propiedades físicas y texturales. Fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos y se emplea extensamente en ingeniería geotécnica y civil.

Ensayo de corte directo:

El ensayo de corte directo es un método geotécnico utilizado para determinar la resistencia al corte de un suelo. Este ensayo proporciona información crucial sobre cómo el suelo responderá a las fuerzas de corte bajo diversas condiciones de carga. Aquí te describo los aspectos principales del ensayo de corte directo.

Se entrega un informe geotécnico que resume todas las investigaciones y análisis realizados:

- Descripción detallada de las características del suelo y subsuelo en el sitio del puente.
- Resultados de las pruebas de laboratorio y campo para determinar la resistencia del suelo, su compresibilidad, permeabilidad, entre otros parámetros relevantes.
- Recomendaciones para el diseño de cimentaciones, muros u otras estructuras de soporte del puente, basadas en las propiedades del suelo.

Perfil De Suelo Tipo I

- Composición consta de cualquier tipo de roca.
- Profundidad menor a 60 metros.

Perfil De Suelo Tipo II

- Compuesto por suelos cohesivos rígidos o suelos no cohesivos profundos.
- Profundidad mayor a 60 metros.

Perfil De Suelo Tipo III

- Compuesto por arcillas blandas o de rigidez media y arenas.
- Profundidad de arcillas blandas igual o mayor a 9 metros.

Perfil De Suelo Tipo IV

- Compuesto por arcillas blandas o limos.
- Profundidad mayor a 12 metros.

Tabla 2-3 Perfil de suelos, Fuente: Normativa AASHTO.

Con esta información detallada, se pueden realizar cálculos precisos y diseñar diferentes partes de la estructura del puente, como:

Diseño de cimentaciones adecuadas: Los estudios geotécnicos permiten evaluar la capacidad de carga del suelo y determinar el tipo de cimentación más adecuado para el puente.

Evaluación de la estabilidad del terreno: Antes de la construcción del puente, es crucial evaluar la estabilidad de los taludes y la resistencia al deslizamiento del terreno en los puntos de apoyo y en áreas cercanas a la estructura.

Análisis de la capacidad portante del suelo: Determinar cómo el suelo va a responder bajo las cargas aplicadas por el puente es esencial para asegurar que la estructura tenga una base sólida y estable.

Prevención de asentamientos y daños estructurales: Los estudios geotécnicos también ayudan a prever y mitigar riesgos como asentamientos diferenciales, que pueden ocurrir cuando el suelo debajo de diferentes partes del puente se asienta de manera desigual.

Planificación de drenaje y manejo de agua subterráneas: El comportamiento del agua subterránea es otro aspecto crítico evaluado en los estudios geotécnicos.

2.8.6 Estudio económico (presupuestos)

Es fundamental para evaluar su viabilidad financiera y tomar decisiones informadas sobre la inversión necesaria y los beneficios anticipados, donde se pueden destacar diferente software.

Componentes principales de un estudio económico para un puente:

- 1. Costos de Diseño y Estudio:** Comprende los gastos asociados con la planificación y elaboración de los planos detallados del puente, Incluye desde el diseño conceptual hasta el diseño final.

2. **Costos de Construcción:** Son los costos directamente relacionados con la ejecución física del proyecto de construcción del puente. Incluyendo la mano de obra, materiales de construcción, equipos y maquinaria necesarios para llevar a cabo la obra civil según los planos y especificaciones previamente diseñadas.
3. **Costos de Expropiación:** Son los costos asociados con la adquisición de terrenos o propiedades privadas que son necesarios para llevar a cabo la construcción del puente. Esto puede incluir compensaciones a propietarios por la expropiación de terrenos, edificaciones u otros derechos de propiedad que interfieran con el proyecto.
4. **Costos Ambientales:** Incluyen los gastos asociados con la evaluación y mitigación de los efectos ambientales. Esto incluye estudios de impacto ambiental, medidas de mitigación ambiental, restauración ambiental y cumplimiento de normativas ambientales locales y nacionales.
5. **Costos Financieros** Los gastos relacionados con la financiación del proyecto de construcción del puente son estos. Incluyen intereses de préstamos, gastos de gestión financiera, gastos de garantías y seguros financieros y otros gastos relacionados con la gestión financiera del proyecto desde la planificación hasta la ejecución y posiblemente hasta la operación

2.9 Normativa y documentación técnica

Las normativas para el diseño de puentes abarcan varios aspectos, como criterios de carga, resistencia estructural, materiales permitidos, métodos de construcción y consideraciones ambientales y de seguridad. Los organismos nacionales e internacionales crean estas normas a partir de investigaciones técnicas y experiencias previas para garantizar que las estructuras de

puentes cumplan con los más altos estándares de calidad y seguridad. Las siguientes normas sirven como base para el diseño del nuevo puente "La Unidad":

- **(MTO) Ministerio de transporte y obras públicas.**

La Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12 Es un documento fundamental para el progreso de la infraestructura de transporte y vías en Ecuador. Establece las normas, estándares, procedimientos y metodologías para la planificación, diseño, evaluación y construcción de los proyectos de transporte. El objetivo es mantener la calidad y la durabilidad de las carreteras, reducir los efectos ambientales y mejorar la gestión del tráfico mediante el mantenimiento óptimo.

Capítulo Utilizado: *Volumen 2 – “Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes.”*

Este capítulo detalla las descripciones, clasificaciones y procedimientos empleados en diversos elementos constructivos para puentes y otras estructuras. Incluye descripciones generales y tablas sobre el uso de materiales como hormigón estructural, acero de refuerzo, estructuras de acero, muros, entre otros.

- **“LRFD bridge desing specifications 9th edition 2020”.**

Son reglas detalladas para el diseño estructural de puentes. Para garantizar la eficiencia y la seguridad de los puentes, utilizan el método LRFD (Diseño de factores de peso y resistencia). Estas especificaciones incluyen requisitos específicos de carga, resistencia de materiales, métodos de análisis estructural y otros elementos importantes para diseñar, evaluar y construir puentes seguros y duraderos.

Capítulo 2: *LOADS(Cargas)*

El documento enumera una variedad de cargas que deben tenerse en cuenta en el diseño estructural de puentes, incluidas las cargas vehiculares, peatonales, de viento, sísmicas y otras.

Capítulo 3: Loads and Load Features (Resistencia y Factores de Carga)

Los factores de carga y resistencia que se utilizaron en el proceso LRFD aseguran la seguridad y confiabilidad estructural de los puentes.

Capítulo 4: Structural Analysis and Evaluation (Análisis Estructural)

Detalla los métodos y procedimientos para el análisis estructural de puentes, incluyendo la modelización, análisis de tensiones, deformaciones y estabilidad.

Capítulo 5: Estructuras de Concreto

Se enfoca en diseñar elementos estructurales de concreto usados en puentes, como vigas, losas, pilas, estribos y cimentaciones. Ofrece directrices detalladas sobre el diseño, la selección de materiales de concreto y métodos de análisis, así como los criterios de carga pertinentes para estas estructuras.

Capítulo 6: Estructuras de Acero

Se centra en el diseño de elementos estructurales de acero utilizados en puentes, como vigas, placas, conexiones y otras partes metálicas. Ofrece directrices detalladas para el diseño estructural del acero, abordando aspectos como las propiedades del material, métodos de conexión, criterios de carga y medidas de seguridad estructural necesarias.

Capítulo 7: Foundations (Diseño de Cimientos)

Cubre el diseño de cimientos para puentes, incluyendo aspectos geotécnicos, capacidades de carga y métodos de diseño.

2.10 Modelación de puentes en software.

CSI BRIDGE.

CSI Bridge es una herramienta creada por Computers and Structures, Inc. (CSI) con el propósito de diseñar y analizar puentes. Este software, potente y adaptable, facilita a los ingenieros civiles y estructurales la elaboración de modelos precisos y la realización de análisis avanzados para puentes de diversas tipologías y grados de complejidad. Las siguientes son algunas de las características más notables del puente CSI:

Modelado Paramétrico: Permite la creación de modelos de puentes utilizando parámetros definidos por el usuario (Ver. Figura 2-39), facilitando la modificación y actualización del diseño.

Análisis Lineal y No Lineal: Realiza tanto análisis estáticos y dinámicos lineales como no lineales, considerando efectos de pandeo, grandes deformaciones y comportamiento inelástico.

Análisis Sísmico: Incluye herramientas para análisis sísmico, considerando espectros de respuesta y análisis de tiempo-historia.

Análisis de Carga de Vehículos: Simula cargas móviles y sus efectos en el puente, incluyendo la influencia de cargas peatonales y de tráfico.

Normativas Internacionales: Cumple con diversas normativas internacionales, como AASHTO, euro código, entre otras, permitiendo el diseño conforme a los estándares requeridos.

Optimización del Diseño: Facilita la optimización del diseño de los componentes del puente para cumplir con las especificaciones de resistencia y servicio.

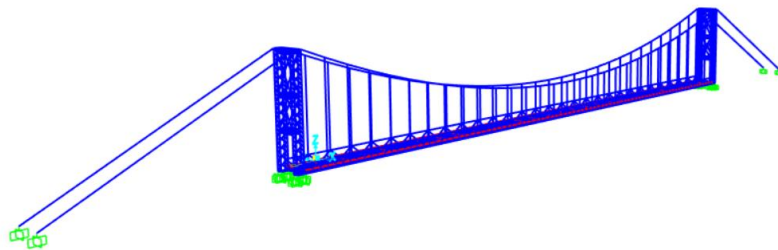


Figura 2-39 Uso del Programa CSi Bridge para Modelación del puente existente “La Unidad”. Fuente: Autores.

3 INFORMACIÓN SOBRE EL DISEÑO DEL PUENTE Y ESPECIFICACIONES

3.1 Motivación para reemplazar el puente para vehículos.

El diseño realizado del puente de 2 carriles para el uso exclusivo de vehículos livianos que reemplace al puente llamado “La Unidad” tiene como finalidad desviar los vehículos pequeños que transitan en la zona en el puente Europa hacia el puente la unidad que será de dos carriles, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

Optimización Estructural: Un nuevo puente de dos carriles exclusivo para vehículos livianos aliviará la carga sobre el puente Europa, diseñado originalmente para soportar tanto vehículos ligeros como pesados.

Mejora del Tráfico: Separar vehículos livianos de los pesados mejora el flujo vehicular al reducir congestiones y tiempos de espera. Los vehículos livianos tienen patrones de velocidad más estables, contribuyendo así a una circulación más fluida y segura.

Seguridad Vial: La separación física disminuye el riesgo de colisiones al evitar la interacción entre vehículos con características de manejo muy distintas. Esto mejora la seguridad tanto para vehículos como para peatones.

3.2 Tipología del puente existente.

El puente colgante "La Unidad" tiene una luz de 120 metros, lo que significa que el nuevo puente seguirá esta misma longitud. Está diseñado para soportar tanto tráfico vehicular como peatonal (Ver. Figura 3-1), utilizando una estructura de vigas de acero de (grado 50). El nuevo puente se dividirá en tres tramos de 40 metros cada uno, optimizando así la distribución de cargas y asegurando la estabilidad estructural necesaria.

Debido a sus propiedades mecánicas ventajosas, el acero para vigas tipo I de Grado 50, particularmente el ASTM A572 Grado 50, es ampliamente utilizado en la construcción de estructuras.

Este diseño se alinea con la planificación urbana de la prefectura del Azuay, que ha asfaltado la calle desde Bullcay hasta el puente para dos carriles. Por lo tanto, el nuevo puente será diseñado para dos carriles, asegurando una integración efectiva con la infraestructura vial existente y facilitando el flujo vehicular y peatonal de manera segura y eficiente.



Figura 3-1 Puente "La Unidad" exclusivo para vehículos pequeños (mayo-2024). Fuente: Autores.

3.3 Cargas de diseño

Carga muerta: El peso propio de toda la superestructura, que incluye el tablero, los pasillos, la capa de rodadura y componentes como tuberías y cables, se considera carga muerta.

Carga del carril de diseño: “La carga del carril de diseño será de 9,3 N/mm, distribuida uniformemente en dirección longitudinal. Transversalmente, se considera una carga

uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a esta carga no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica” (AASHTO-2020).

Carga peatonal: En lo referente a cargas peatonales se debe considerar $3628 \frac{N}{m^2}$; y debe tomarse en cuenta que los pasamanos deban soportar una carga de 890 N en cualquier tramo del puente (Cevallos, 2019).

Área de contacto de las ruedas: “Se considerará que las ruedas ejercen una presión uniforme sobre un área rectangular de 0.50 metros de ancho en dirección transversal del puente, con una longitud en la dirección del eje del puente determinada por la siguiente expresión” (AASHTO-2020):

$$I = 0.0228 * y * p$$

I = “Dimensión del área de contacto en dirección longitudinal (m)”.

y = “Factor de carga correspondiente a la carga viva en la condición límite considerado”.

P = “Carga correspondiente a una rueda (Tn)”.

El cambio debido al número de vías cargadas: Multiplicando las cargas en cada caso por los factores enumerados a continuación, se determinarán los efectos máximos de las cargas vivas.

Número de vías cargadas	Factor
1	1,20
2	1,00
3	0,85
4 o más	0,65

Tabla 3-1 Factores según número de vías. Fuente: Normativa AASHTO LRFD

Carga por fatiga: Se refiere a las tensiones repetidas y variables que un puente experimenta a lo largo de su vida útil debido al tráfico vehicular y otras cargas dinámicas. Estas tensiones pueden causar el debilitamiento del material y la aparición de grietas, lo que puede comprometer la integridad estructural del puente con el tiempo.

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 ó más	0,80

Tabla 3-2 Porcentaje de tráfico en un único carril de camiones. Fuente: Normativa AASTHO LRFD.

Efecto dinámico: Para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica e impacto, las cargas vivas relacionadas con el camión o tándem de diseño se incrementarán en porcentajes especificados en la (Tabla 3-3).

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Tabla 3-3 Factores de impacto para puente viales. Fuente: Normativa AASTHO LRFD.

Fuerza de aceleración y frenado: “Se considerará que las fuerzas de frenado y aceleración son equivalentes al 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tándems de diseño que circulan en las vías con el mismo sentido de tráfico” (AASTHO-2020).

Cargas viento: “Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, VB de 160Km/h” (AASTHO).

$$V_{DZ} = 2.5 * V_o * \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) * \ln * \left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

Donde:

V_{DZ} = “Velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (km/h)”.

V_{10} = “Velocidad del viento (km/h)”.

V_B = “Velocidad básica del viento igual a 160 km/h, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas”.

Z = “Altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento”.

V_o = “Velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la (Tabla 3-4), para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h)”.

Z_0 = “Longitud expuesta a la acción del viento o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la (Tabla 3-4)”.

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
V_o (km/h)	13,2	17,6	19,3
Z_o (mm)	70	1000	2500

Tabla 3-4 Valores de las variables constantes. Fuente: Normativa AASTHO LRFD

3.4 Geotecnia

Se realizaron calicatas a una profundidad de 3 metros utilizando maquinaria pesada para obtener información detallada sobre las características geotécnicas del suelo en el sitio del puente "La Unidad". Estas calicatas permitieron la extracción de muestras representativas de suelo, que luego

fueron sometidas a ensayos de laboratorio para evaluar sus propiedades mecánicas y su clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Ensayo de corte directo:

Se utilizó para evaluar la resistencia máxima del suelo al corte antes de que sufriera deformación plástica. Los resultados mostraron una resistencia a la corte significativa, lo que demuestra la capacidad del suelo para resistir esfuerzos cortantes bajo cargas aplicadas.

Clasificación SUCS:

Mediante la clasificación SUCS, se categorizó el suelo como "arena pobremente graduada con limo", basándose en las características granulométricas y propiedades mecánicas identificadas durante los ensayos. Esta clasificación proporciona información importante para la planificación de cimentaciones de puentes y el diseño estructural.

Parámetros Geotécnicos Determinados:

Cohesión (c): Se determinó un valor de cohesión de 5 kg/cm² para el suelo, indicando la capacidad del material para resistir esfuerzos cortantes sin deformaciones importantes bajo cargas aplicadas.

Ángulo de Fricción Interno (θ): El ángulo de fricción interna del suelo de 63° se estableció para describir la resistencia del suelo a la movilización y deslizamiento dentro de las condiciones de carga.

Análisis para determinar la capacidad portante del suelo:

Se llevó a cabo un análisis exhaustivo para determinar la capacidad portante del suelo basándose en los resultados de los ensayos de laboratorio y la información geotécnica recopilada. Este análisis es esencial para la evaluación de la capacidad del suelo (Ver Figura 3-2), para soportar las cargas

estructurales del nuevo puente "La Unidad", asegurando así la estabilidad y durabilidad de la infraestructura en condiciones de servicio.

Para la capacidad portante del suelo se tomó los siguientes datos

$$\text{Cohesión efectiva} = 400 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Angulo de fricción interna (θ): 35°

$$\text{Peso unitario del suelo } (\gamma \text{ suelo}) = 18.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Factor de seguridad (FS) = 3

A partir de esto se realizó los cálculos de los diferentes factores para el cálculo del qadm del suelo que nos dio de $321.79 \text{ kN/m}^2 = 3.21 \text{ kg/cm}^2$



Figura 3-2 Obtención de muestra para realizar estudios en laboratorio (mayo-2024). Fuente: Autores

3.5 Hidrología e hidráulica

La altura propuesta para el nuevo puente se basa en un análisis integral de la cuenca hidrográfica, los datos de caudales y las características del terreno local. La (Ver. Figura 3-3), muestra patrones históricos de inundación y una distribución controlada de los cursos de agua y elevaciones de la cuenca en el sector del río Paute. Además, los registros de caudales de la estación cercana de la (Ver. Figura 3-5), indican niveles que no han superado la capacidad de desagüe del puente actual, el cual está elevado sobre el terreno natural en aproximadamente 5 metros.

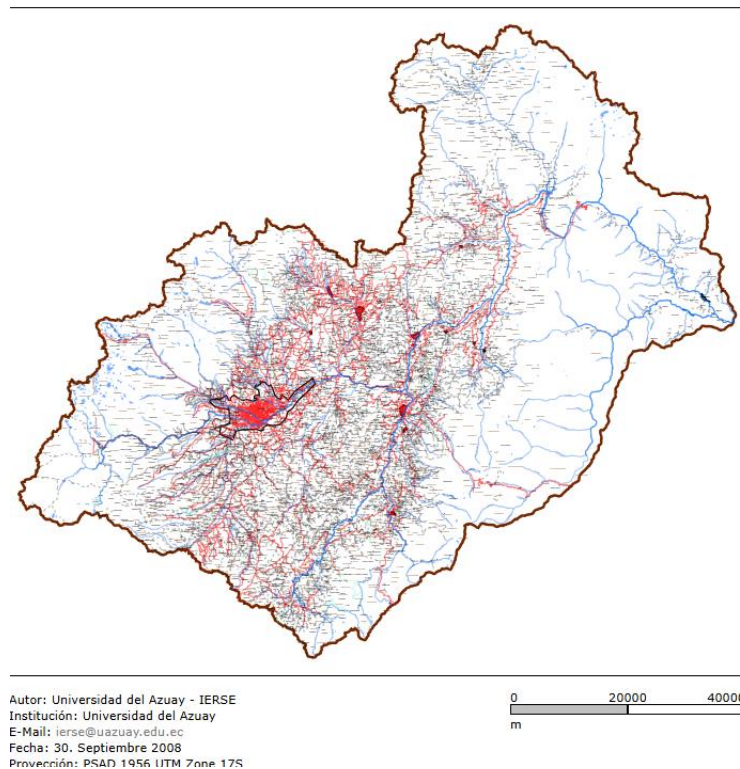


Figura 3-3 "Distribución de la Cuenca del río Paute". Fuente: "Universidad del Azuay, Cuenca-Ecuador"

El relleno del terreno proporciona una base estable para la infraestructura del puente, minimizando el riesgo de inundaciones significativas en condiciones hidrológicas extremas. Esta elevación adicional sobre el terreno natural, combinada con la ausencia de eventos pasados que justifiquen

una mayor altura, respalda la decisión de mantener la altura del nuevo puente en línea con la infraestructura existente.

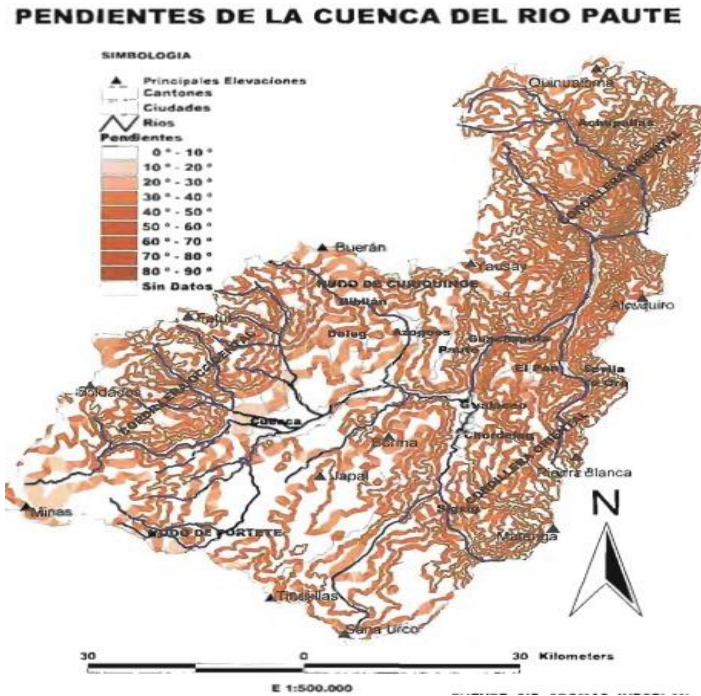


Figura 3-4 "Pendientes de la cuenca del río Paute". Fuente: "Universidad de Cuenca, Cuenca-Ecuador".

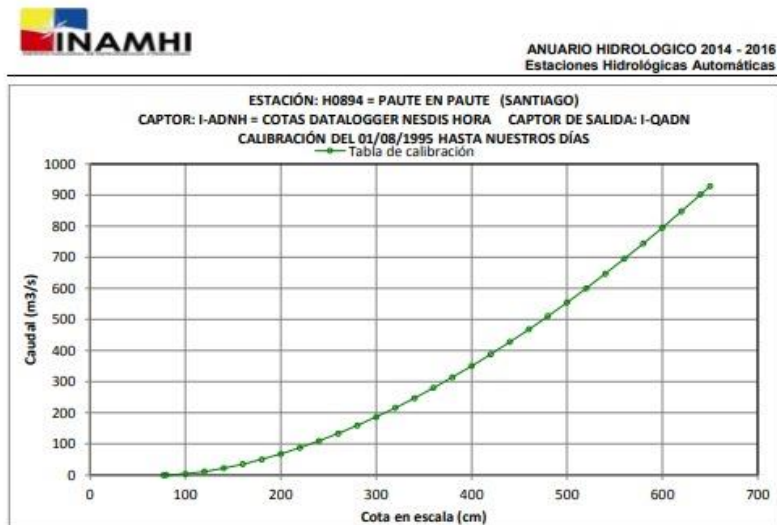


Figura 3-5 Caudales históricos registrados de cuenca del río Paute. Fuente: "Instituto Nacional de Meteorología e hidrología (INAMHI, Ecuador)".

3.6 Estudios y presupuestación referencial

Los cálculos del presupuesto del puente se llevaron a cabo de acuerdo con los planos estructurales elaborados, los cuales especifican las cantidades y tipos de materiales necesarios para la construcción. Este proceso incluyó:

Determinación de cantidades: Se realizó un cálculo exhaustivo de las cantidades de materiales, incluyendo concreto, acero, y otros elementos estructurales, basándose en las dimensiones y especificaciones técnicas de los planos.

Estimación de costos: Los costos de cada material se calcularon utilizando una tabla de precios actualizada para el contexto ecuatoriano. Se consultaron referencias confiables, como:

Ministerio de transporte y obras públicas (MTOB): Proporciona tablas de costos unitarios para obras de infraestructura.

Catálogo de precios unitarios del servicio nacional de contratación pública (SERCOP): Ofrece una amplia gama de precios para diferentes tipos de materiales y servicios en el sector de la construcción.

Empresas locales de materiales de construcción: Se realizaron cotizaciones para obtener precios actuales de proveedores locales.

CÁLCULO TOTAL: Se sumaron los costos de todos los materiales y servicios necesarios, considerando también la mano de obra y otros gastos indirectos relacionados con la ejecución del proyecto

3.7 Topografía

Se utilizó un dron con tecnología avanzada para realizar un levantamiento topográfico detallado de la región del proyecto. Con esta técnica, se pudo obtener información precisa y actualizada sobre la topografía que rodea al puente "La Unidad". El dron tomó fotografías de alta resolución (Ver. Figura 3-6) y datos de elevación, estos datos fueron procesados utilizando software especializado para desarrollar modelos digitales de terreno (MDT) y modelos digitales de elevación (DEM).



Figura 3-6 Modelación Topográfica mediante Fotogrametría. Elaboración propia

El levantamiento topográfico reveló características clave del terreno, incluyendo variaciones en la elevación, pendientes, y detalles topográficos relevantes para el diseño y la planificación del nuevo puente (Ver. Figura 3-7). Esta información fue fundamental para evaluar la estabilidad del terreno, determinar los puntos de apoyo adecuados para los pilares del puente, y optimizar la alineación de este con el entorno natural y urbano.

Además, el uso del dron aseguró un proceso eficiente y no invasivo, minimizando el impacto ambiental y los tiempos de recolección de datos. Los resultados del levantamiento topográfico proporcionaron una base fija y actualizada para el diseño estructural y funcional del nuevo puente, asegurando su integración armoniosa con la topografía existente y las condiciones del entorno. Este método tecnológico sofisticado mejoró la precisión del diseño y cumplió con los estándares de calidad y sostenibilidad establecidos para los proyectos.

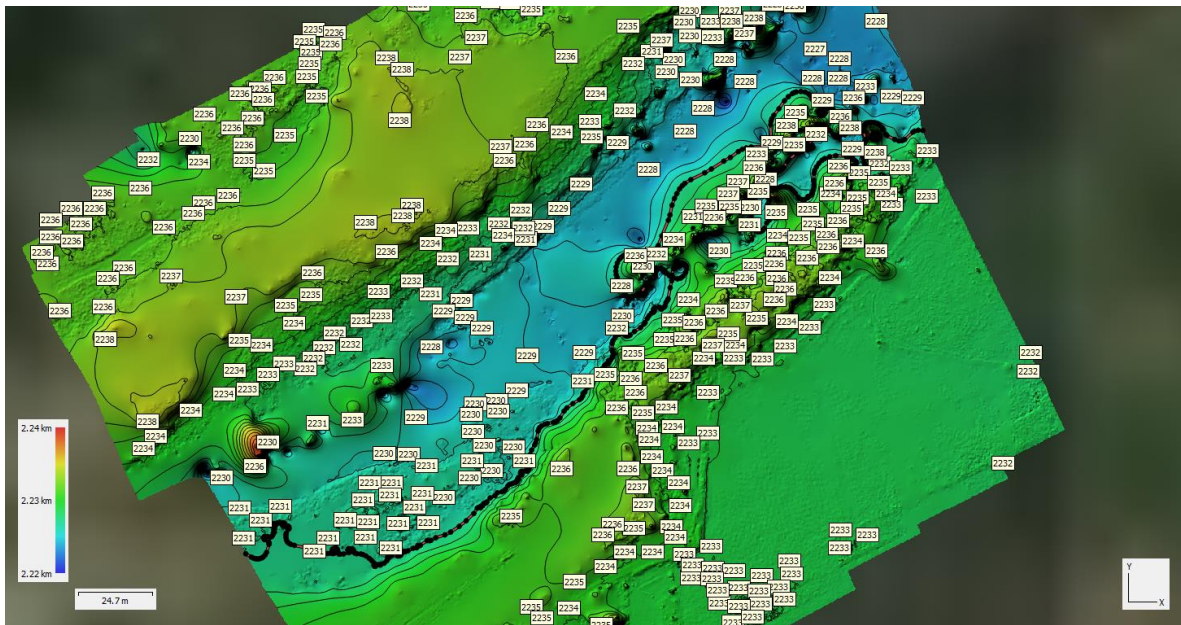


Figura 3-7 Elevación del terreno. Elaboración propia

4 DISEÑO DE PUENTE METÁLICO Y SIMULACIÓN EN CSI BRIDGE.

4.1 Características geométricas del puente.

Se propone la construcción de un puente con estribos de concreto armado en función de las condiciones, la información y los estudios existentes del lugar. Estos estribos proporcionarán una base sólida y resistente a diversas cargas en las orillas del río. Además, se incluirán dos pilas intermedias que ayudan a distribuir mejor las cargas y aumentan la estabilidad del puente frente a eventos extremos como inundaciones y sismos.

La combinación de acero y concreto permite un montaje más rápido y eficiente, reduciendo el tiempo de construcción y los costos asociados (Ver. Figura 4-1). Por este motivo, se emplearán vigas metálicas y una losa de hormigón debido a su facilidad constructiva.

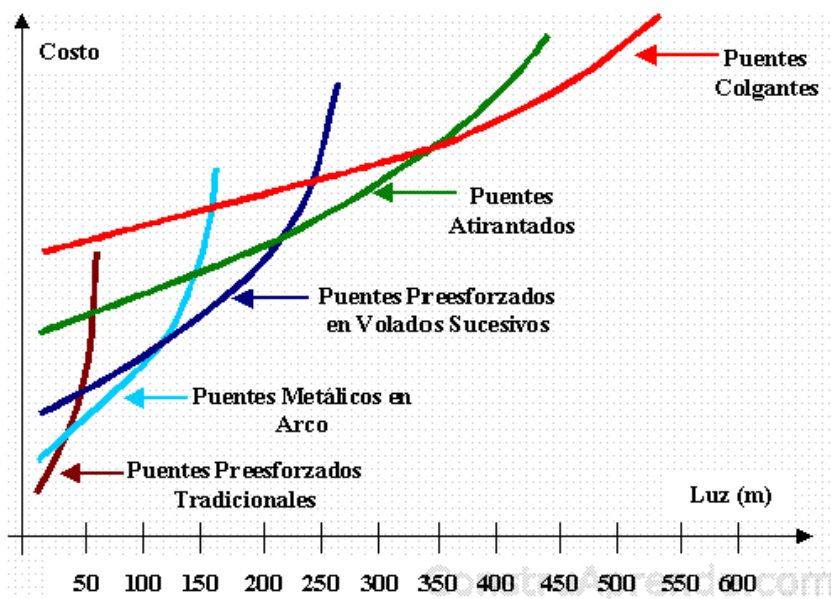


Figura 4-1 Relación entre la luz del puente con su costo. Fuente: ConstruAprende-2012.

La luz del puente es de 120 metros, dividido en tres tramos de 40 metros cada uno. El puente cuenta con un apoyo fijo en uno de los extremos y un apoyo móvil en el otro extremo. Los apoyos

internos también serán móviles (representarán las pilas) por simplificaciones de diseño. Esta consideración (Ver. Figura 4-2).

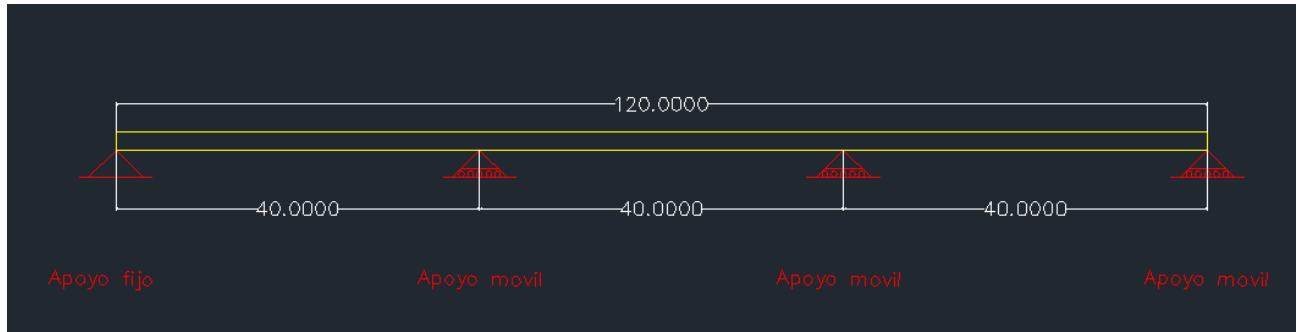


Figura 4-2 Eje longitudinal del puente, con 3 tramos de 40m cada uno. Elaboración propia.

Se diseñó un puente de vigas de acero (Ver. Figura 4-4) con losa de hormigón simplemente apoyado. Este puente debe ser de dos carriles con veredas (Ver. Figura 4-3). Las dimensiones del puente a diseñar se muestran a continuación (Ver. Tabla 4-1).

Descripción	Asignación	Dimensión (m)
Longitud del puente	L	40
Numero de carriles		2
Ancho carril		3.6
Ancho del puente	Ow	8.7
Numero de vigas	Nv	5
Ancho vereda izquierda	Swl	0.75
Ancho vereda derecha	Swr	0.75
Espesor capa rodadura	Easf	0.05
Separación arriostramientos	Lb	6
Separación entre vigas	S	2
Espesor de losa	tlo	0.2

Tabla 4-1 Aspectos geométricos del puente. Elaboración propia.

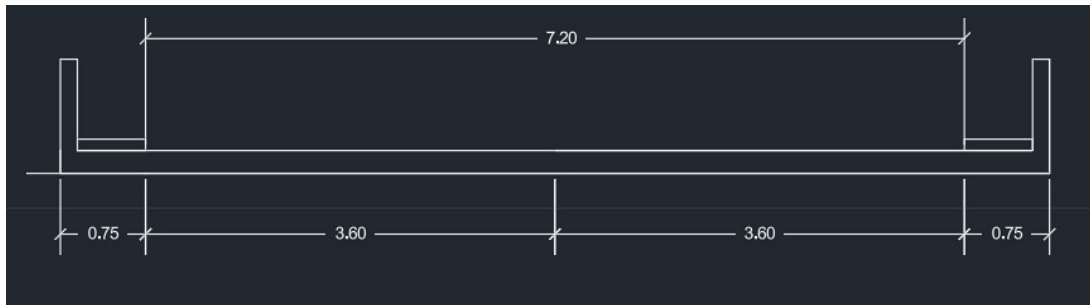


Figura 4-3 Sección típica del puente. Elaboración propia

La sección transversal con viga de acero.

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 (b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 (c)
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (d)
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (e)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (f)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (g) Pos-tesado

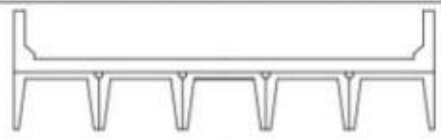
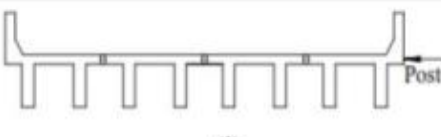
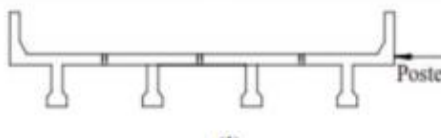
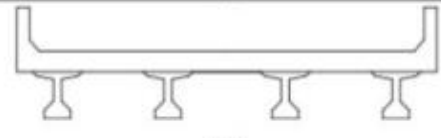

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (h)
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (i)
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j)
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Hormigón colado in situ o tableros, paneles encolados / clavados o madera tensada	 (l)

Figura 4-4 Superestructura existente. Fuente: Libro: Puentes con AASHT LRFD. (Rodríguez, 2022)

4.2 Normativa

Para el diseño y la evaluación de la estructura de un puente, se seguirán las normas AASHTO LRFD 2020 y las secciones ACI 319-19.

4.3 Características de los materiales

Hormigón

En la losa y en protecciones laterales se ocupará hormigón de los siguientes atributos (Ver. Tabla 4-2).

Hormigon en losa		
Peso especifico	tn/m3	kg/m3
	2.4	2400
Resistencia a compresion	kgf/cm2	Mpa
	280	28
Modulo de elasticidad	250980	25098

Tabla 4-2 Atributos del hormigón utilizado para cálculos en Excel. Elaboración propia

Acero

Se empleará acero ASTM A588 para secciones de vigas I fabricadas en obra. Con los siguientes atributos (Ver. Tabla 4-3).

Acero en vigas (patin, alma)		
Acero		ASTM A588
Peso especifico		tn/m3
		7.85
Fyf	kg/cm2	Mpa
	3.45	345
Fuf	kg/cm2	Mpa
	4.85	485

Tabla 4-3 Atributos del Acero utilizado para calculo en Excel. Elaboración propia

Asfalto

Para la capa de rodadura se empleará un asfalto con los siguientes atributos (Ver. Tabla 4-4).

Capa de rodadura		
Peso especifico	tn/m3	kg/m3
	2.25	2250

Tabla 4-4 Atributos del asfalto utilizado para calculo en Excel. Elaboración propia

4.4 Determinación de cargas permanentes.

4.4.1 Vigas externas.

El análisis completo de las cargas muertas de la viga externa incluye el cálculo del peso de la losa de concreto, el asfalto, las protecciones laterales, las aceras y el peso de la estructura metálica (Ver.

Figura 4-5). Estos cálculos son cruciales para asegurar que la viga exterior que satisfaga los modelos de resistencia. y estabilidad requeridos para su funcionamiento seguro y eficiente.

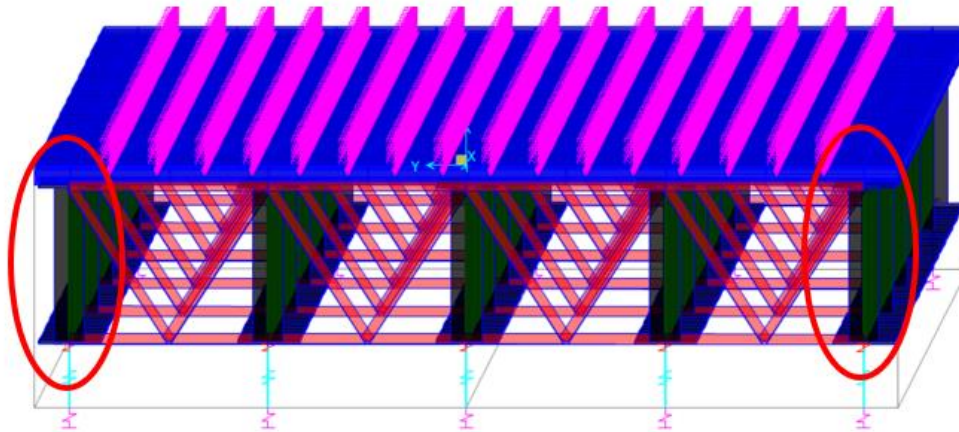


Figura 4-5 Ubicación de las vigas externas en el modelo. Elaboración propia

Calculo el peso de una losa de concreto

$$W = A * y$$

$$W_{losa} = \left(\frac{S}{2}\right) * tlo * y_{hormigón}$$

$$W_{losa} = (1m) * 0.2m * 2.4 \frac{tn}{m^3}$$

$$W_{losa} = 0.48 \frac{tn}{m}$$

Cálculo del peso del asfalto

$$W = A * y$$

$$W_{asfalto} = \left(\frac{S}{2}\right) * E_{asf} * y_{asfalto}$$

$$W_{\text{asfalto}} = (1\text{m}) * 0.05\text{m} * 2.25 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$W_{\text{losa}} = 0.1125 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Cálculo del peso de las protecciones

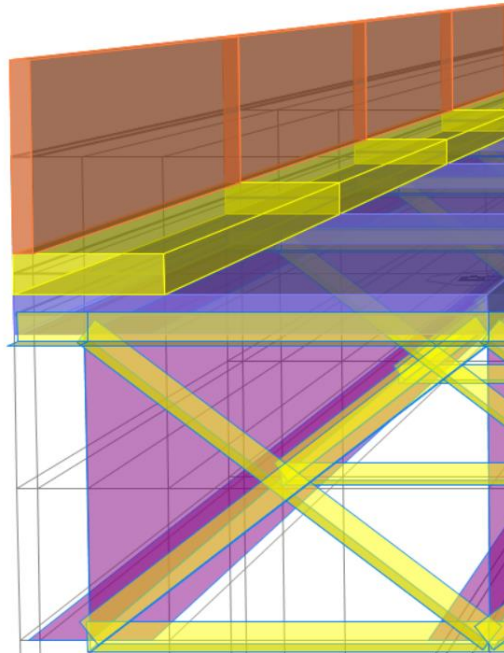


Figura 4-6 La protección de color tomate Elaboración propia

$$W = A * y$$

$W_{\text{protecc}} = \text{Dato propuesto en la AASHTO}$

$$W_{\text{protecc}} = 1800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{protecc}} = 1.8 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Cálculo del peso de las aceras

$$W = A * y$$

$$W_{acera} = \text{Area de acera} * y_{hormigón}$$

$$W_{acera} = (0.75m + 0.75m) * 0.2m * 2.4 \frac{tn}{m^3}$$

$$W_{acera} = 0.72 \frac{tn}{m}$$

Cálculo del peso propio de la estructura metálica: Para estimar aproximadamente el peso propio de la viga, los arriostramientos y los diafragmas, se toma en cuenta el 25% de las cargas muertas totales calculadas anteriormente.

$$\sum W_i * 25\% = W_{pp}$$

$$W_{pp} = (W_{losa} + W_{asfalto} + W_{protecc} + W_{acera}) * 0.25\%$$

$$W_{pp} = \left(0.48 \frac{tn}{m} + 0.1125 \frac{tn}{m} + 0.2304 \frac{tn}{m} + 0.72 \frac{tn}{m} \right) * 0.25$$

$$W_{pp} = 0.385725 \frac{tn}{m}$$

4.4.2 Viga interna.

La viga interna (Ver. Figura 4-7), se caracteriza por considerar principalmente la losa de hormigón y el asfalto. A diferencia de la viga externa, no se considera el peso de las protecciones laterales y las, debido a que estas estructuras no están presentes ni actúan sobre las vigas internas. Este enfoque se centra en calcular y analizar específicamente las cargas muertas generadas por la losa de hormigón y la capa de asfalto, asegurando así que la viga interna debe cumplir con las especificaciones de resistencia y estabilidad bajo las condiciones de carga pertinentes.

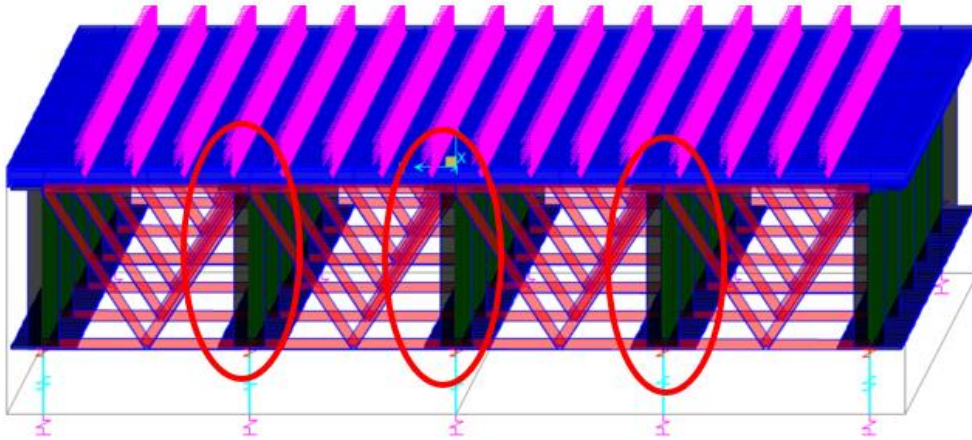


Figura 4-7 Ubicación de las vigas internas en el modelo. Elaboración propia

Calculo el peso de una losa de concreto

$$W = A * y$$

$$W_{losa} = (s) * t_{lo} * y_{hormigón}$$

$$W_{losa} = (2) * 0.2m * 2.4 \frac{tn}{m^3}$$

$$W_{losa} = 0.96 \frac{tn}{m}$$

Cálculo del peso del asfalto

$$W = A * y$$

$$W_{asfalto} = (s) * E_{asf} * y_{asfalto}$$

$$W_{asfalto} = (2) * 0.05m * 2.25 \frac{tn}{m^3}$$

$$W_{asfalto} = 0.225 \frac{tn}{m}$$

4.5 Determinación de los momentos cortantes y los esfuerzos cortantes producidos por cargas permanentes

La distribución de la carga muerta en el puente se muestra (Ver. Figura 4-8).

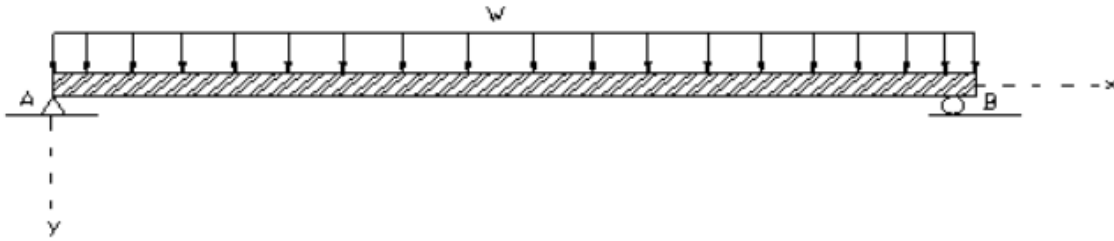


Figura 4-8 Carga muerta sobre un tramo de 40 metros del puente. Elaboración propia

El momento flector y la fuerza cortante se miden mediante un corte en la sección del puente (Ver. Figura 4-9).

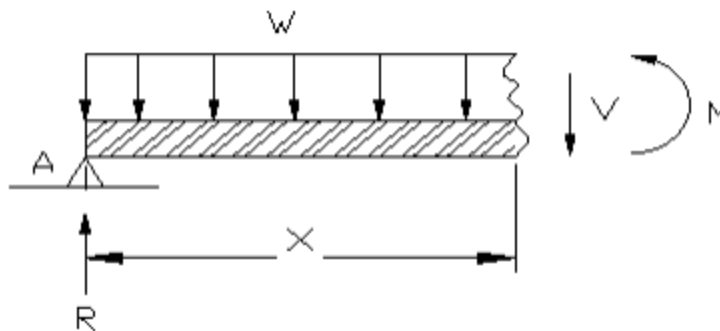


Figura 4-9 "Corte de la viga". Elaboración propia

La fuerza cortante y el momento flexionante producidos por la carga se calculan.

$$\sum Fy = 0$$

$$V = R - W(x)$$

$$\sum M = 0$$

$$M = R(x) - W \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

Los cálculos se realizaron en Excel.

4.5.1 Momento y fuerza cortante en la viga externa.

En la (Tabla 4-5), se muestran los momentos y fuerzas cortantes calculados para la viga exterior del puente. Es relevante señalar que los resultados se fundamentan en el análisis de la mitad del tramo de 40 m, representando los primeros 20 m. Se asume que la otra mitad del tramo es simétrica y, por lo tanto, presenta valores equivalentes

Tramo	0	1	2	3	4	5
Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
Mpp	0.0	47.1	82.2	105.4	116.7	90.2
Mlosa	0.0	102.2	178.6	229.0	253.4	195.8
Masfalto	0.0	12.0	20.9	26.8	29.7	22.9
Mprotecc	0.0	48.6	84.8	108.8	120.4	93.0
Macera	0.0	76.7	133.9	171.7	190.1	146.8
Vpp	17.7	15.0	12.4	9.7	7.1	0.2
Vlosa	38.4	32.6	26.9	21.1	15.4	0.4
Vasfalto	4.5	3.8	3.2	2.5	1.8	0.0
Vprotecc	18.2	15.5	12.8	10.0	7.3	0.2
Vacera	28.8	24.5	20.2	15.8	11.5	0.3

Tabla 4-5 "Momento y cortantes de la viga externa (ton/m)". Elaboración propia

4.5.2 Momento y fuerza cortante en viga interna.

El análisis de la viga interna se limitó a la primera mitad del tramo de 40 metros debido a la simetría en la distribución de las cargas. Este enfoque simplificado asegura una representación adecuada de los efectos estructurales en ambas vigas del puente, sin duplicar el análisis innecesariamente para la sección simétrica (Ver. Tabla 4-6).

Tramo	0	1	2	3	4	5
Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
Mpp	0.0	47.1	82.2	105.4	116.7	90.2
Mlosa	0.0	102.2	178.6	229.0	253.4	195.8
Masfalto	0.0	12.0	20.9	26.8	29.7	22.9
Vpp	17.7	15.0	12.4	9.7	7.1	0.2
Vlosa	38.4	32.6	26.9	21.1	15.4	0.4
Vasfalto	4.5	3.8	3.2	2.5	1.8	0.0

Tabla 4-6 Momento y cortantes de la viga interna (ton/m). Elaboración propia

4.6 Carga viva

4.6.1 Carga del carril de diseño:

La fuerza cortante y el momento flector máximo de la carga distribuida se muestran de $9.33 \frac{kN}{m}$ la longitud es de 40m.



Figura 4-10 "Carga del carril sobre la viga de 40 m de longitud". Elaboración propia

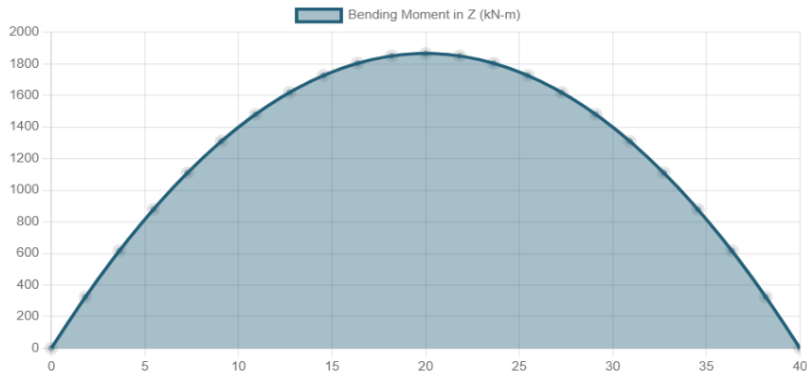


Figura 4-11 “Diagrama de momento de la carga del carril”. Elaboración propia

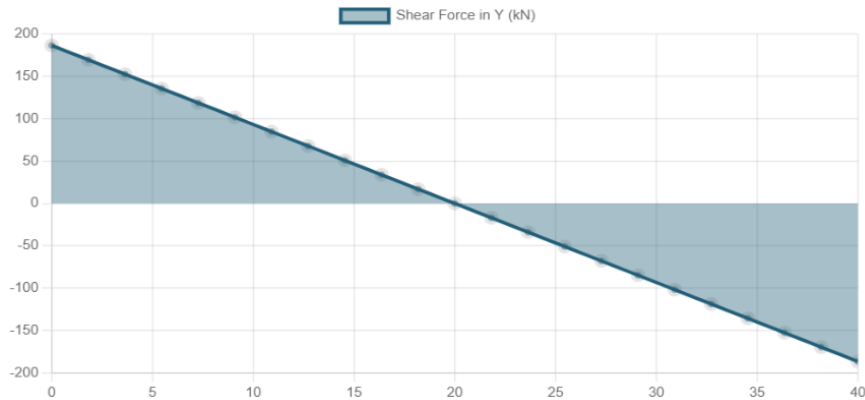


Figura 4-12 “Diagrama de cortante de la carga de carril”. Elaboración propia

4.6.2 Cálculo de vehículo

Estas cargas pueden variar en posición y tamaño; esta categoría incluye las llamadas cargas móviles, que se desplazan por sus propios medios, como vehículos, camiones y personas.

Los cálculos realizados han sido tomados en función de un tramo de 40 m del puente de 120m, ya que comparten una homogeneidad estructural significativa. Esto incluye aspectos geométricos, materiales de construcción y la disposición de apoyos y vigas. Esta uniformidad implica que el

comportamiento estructural bajo cargas estándar será consistente a lo largo de la longitud del puente.

Además, al enfocar el análisis en un tramo específico, se puede realizar una evaluación detallada y exhaustiva de los efectos de carga más críticos. Esto facilita la identificación precisa de áreas donde pueden surgir tensiones o deformaciones significativas, permitiendo ajustes adecuados en el diseño para garantizar la seguridad y la resistencia estructural total del puente.

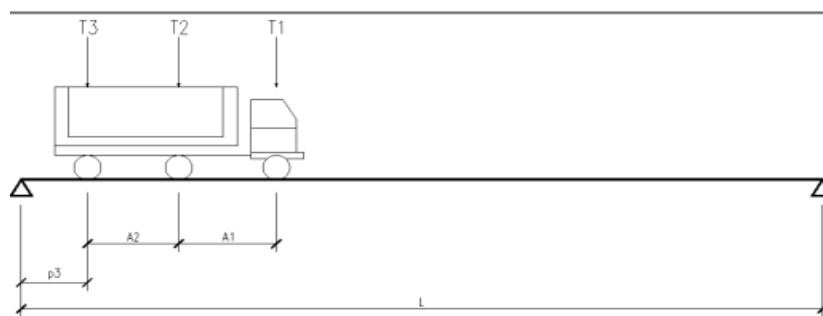


Figura 4-13 Movimiento del camión de diseño en cada tramo. Elaboración propia

Donde:

L = “Luz de la viga”.

$A1$ = “Distancia ente el eje delantero y el eje intermedio”.

$A2$ = “Distancia entre el eje intermedio y el eje trasero”.

$p3$ = “Distancia del eje trasero desde el extremo de la viga, donde se alcanza una fuerza interna máxima. Si es negativa indica que el eje está por fuera de la viga”.

$T3$ = “Peso eje trasero”.

$T2$ = “Peso eje intermedio”.

$T1$ = “Peso delantero”.

Camión HL-93: Se ha definido el camión de diseño para la carga. HL-93 (Ver. Figura 4-14), debido a que se utiliza para los cálculos según la norma AASHTO LRFD.

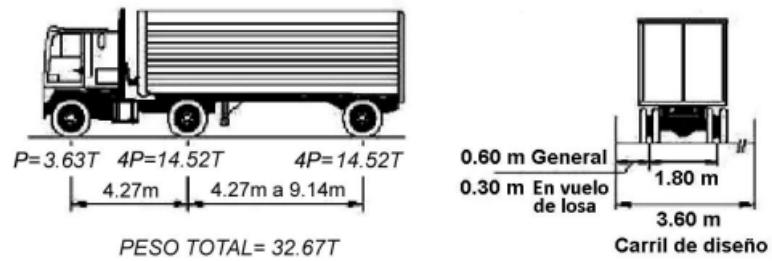


Figura 4-14 Camión HL-93 propuesto.

Fuente: Normativa AASTHO-2020.

Datos del camión HL-93	
L(m)	60
A1(m)	4.27
A2(m)	4.27
Eje Delan(tn)	3.63
Eje Interm(tn)	14.5
Eje Trase(tn)	14.5

Tabla 4-7 Datos del camión HL-93. Elaboración propia

Los valores de momento y cortantes que se obtuvieron del cálculo de líneas de influencia se muestran a continuación.

X(m)	M(max)	V(max)
	(ton/m)	(ton)
0	0.00	19.00
3	52.73	16.25
6	96.90	13.73
9	132.53	11.41
12	159.60	9.31
19.8	189.98	5.04
24	182.40	6.85
30	142.50	10.70
33	109.73	12.95
36	68.40	15.41
39	18.53	18.09

Tabla 4-8 Momentos y cortantes máximos del camión HL-93. Elaboración propia

Se obtiene los siguientes datos máximos:

Momento máximo 189.98 ton-m

Cortante máximo 19 ton

Para calcular el momento máximo por sobrecarga, se empleó el “TEOREMA DE BARRE”; “Bisecando la distancia entre la resultante de un tren de cargas y la carga más próxima a ella; por un eje que pasa por el centro de la luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada, se encuentra siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancia, se ubica bajo la carga más pesada” (Rodriguez,2016)

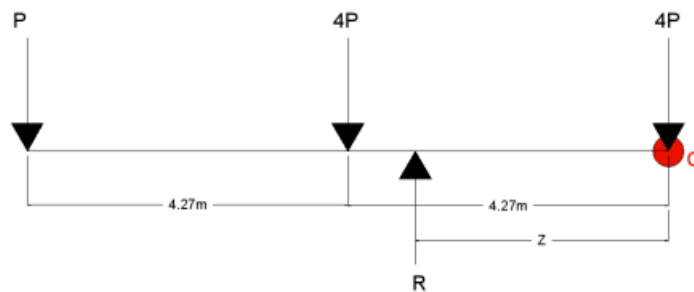


Figura 4-15 “Distribución de cargas para la aplicación del Teorema de Barré”. Elaboración propia

$$R = 9P$$

$$\Sigma M_C = P * (8.54m) + 4p * (4.27) - R * (z).$$

$$P * (8.54m) + 4p * (4.27) = R * (z).$$

$$z = 2.85m$$

$$4.27m - 2.85 = 1.42m$$

$$\frac{1.42m}{2} = 0.71m$$

El momento máximo por sobrecarga se ubicará a 0.71 m del centro de la luz, ya que ese es el punto más desfavorable de acuerdo con el Teorema de Barré.

HL-93	
Carga Eje1=	3500
Carga Eje 2=	14500
Carga Eje 3=	14500
Resultante=	32500
L1 ejes=	4.3
L2 ejes=	4.3
Xresultante=	5.76
excentricidad	0.71

Tabla 4-9 Cálculo de excentricidad camión HL-93. Elaboración propia

Tándem de diseño:

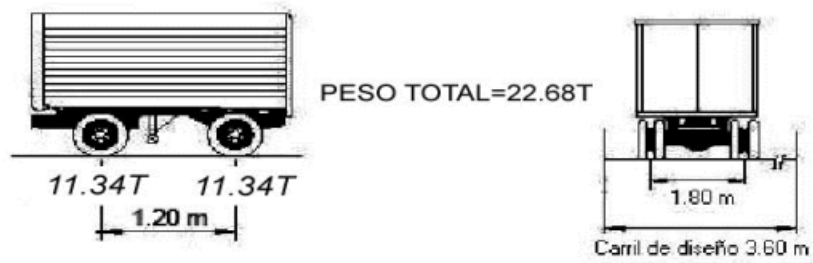


Figura 4-16 Tándem de diseño propuesto. Fuente: Normativa AASTHO-2020.

Datos del camión HL-93	
L(m)	60
A1(m)	1.2
Eje Delan(tn)	11.34
Eje Interm(tn)	11.34

Tabla 4-10 Datos del Tándem HL-93. Elaboración propia

Los valores de momento y cortante que se obtuvieron del cálculo de líneas de influencia se muestran a continuación.

40 m		
X(m)	M(max)	V(max)
	(ton/m)	(ton)
0	0.00	82.61
2.4	46.35	77.25
4.8	86.24	71.87
7.2	119.68	66.48
9.6	146.67	61.12
12	167.20	55.73
14.4	181.28	50.35
16.8	188.91	44.99
19.2	192.43	43.52
21.6	191.84	45.95
24	184.80	48.40
26.4	173.07	53.79
28.8	154.88	59.15
31.2	130.24	64.53
33.6	99.15	69.92
36	61.60	75.28

Tabla 4-11 Momentos y cortantes máximos del Tándem HL-93. Elaboración propia

Se obtiene los siguientes datos máximos

Momento máximo 192.43 ton/m

Cortante máximo 82.61ton

4.6.3 Análisis del camión de diseño HL-93 +33% de impacto.

Con base a cálculos anteriores (Tabla 4-8), se determina el camión HL-93 genera los mayores esfuerzos en la estructura. Por lo que, se emplearán valores correspondientes a este camión, añadiendo un 33% por impacto.

Tramo	0	1	2	3	4	5
Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
LINEA DE INFLUENCIA						
Momento "c"	0.00	52.73	96.90	132.53	159.60	189.98
Cortante "c"	19.00	16.25	13.73	11.41	9.31	5.04
mas el 33%						
33	0.00	17.40	31.98	43.73	52.67	62.69
33	6.27	5.36	4.53	3.77	3.07	1.66
Momentos y cortantes + impacto.(33%)						
Momento "c"+33%	0.00	70.13	128.88	176.26	212.27	252.68
Cortante "c"+33%	25.27	21.62	18.26	15.18	12.39	6.70

Tabla 4-12 Momento y cortante +33%. Elaboración propia

4.6.4 Momento y cortante máximo de cargas vivas.

El tiempo generado por el camión de diseño se suma, aumentado en un 33% para incluir el impacto, para calcular el tiempo máximo (Tabla 4-8). Esto se suma al tiempo generado por la sobrecarga distribuida (Tabla 4-12). Para encontrar la fuerza cortante máxima, también se utiliza el mismo proceso, considerando los valores correspondientes de fuerza cortante.

En la siguiente (Tabla 4-13), Los resultados de los momentos y fuerzas cortantes máximas de las cargas vivas se muestran.

Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
MLL+IM(HL-93)	0.00	70.13	128.88	176.26	212.27	252.68
MLL(sobrecarga)	0.00	52.73	96.90	132.53	159.60	189.98
VLL+IM(HL-93)	25.27	21.62	18.26	15.18	12.39	6.70
VLL(SOBRECARGA)	19.00	16.25	13.73	11.41	9.31	0.00
MLL+IM(MAX)	0.00	122.85	225.78	308.79	371.87	442.66
VLL+IM(MAX)	44.28	37.87	31.98	26.59	21.70	6.70

Tabla 4-13 "Momentos y esfuerzos cortantes para cargas vivas". Elaboración propia

4.6.5 El área de contacto entre las ruedas.

Para tener en cuenta los efectos dinámicos, este análisis utiliza la carga (P) correspondiente a una rueda de 7,4 toneladas del camión de diseño HL-93, ajustada con un incremento del 33%.

$$I = 0.0228 * y * p$$

$$I = 0.0228 * 1.75 * (7.4 * 1.33)$$

$$I = 0.39m$$

4.7 Carga de viento

Aplicamos la siguiente ecuación para calcular la velocidad del viento.

$$V_{DZ} = 2.5 * V_0 * \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

$$V_{DZ} = 2.5 * 8.25 * \left(\frac{160}{160}\right) * \ln\left(\frac{14}{0.07}\right)$$

$$V_{DZ} = 30 \frac{m}{s}$$

4.7.1 Fuerzas laterales actuando sobre la estructura.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right)^2 = P_B \left(\frac{V_{DZ}^2}{25600}\right)$$

$$P_B = 0.0024$$

$$P_D = 0.00119Mpa$$

4.8 Coeficientes de distribución.

Los coeficientes de distribución se refieren a la cantidad de momentos desequilibrados que soportan cada uno de los componentes.

4.8.1 Momentos en vigas internas.

Para hacer un prediseño de la geometría de la viga, se consideran los siguientes factores:

$$\left(\frac{kg}{Lt_s^3}\right) = 1$$

Para obtener $g_{interior}$

$$g_{interior(M)} = 0.075 + \left(\frac{S}{2.9}\right)^{0.6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} * \left(\frac{kg}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$g_{interior(M)} = 0.428$$

Se multiplica el valor $g_{interior}$, calculado por el momento máximo de cargas vivas.

Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
MLL+IM(MAX)	0.00	122.85	225.78	308.79	371.87	442.66

Tabla 4-14 Momentos máximos reducido en viga internas. Elaboración propia

4.8.2 Momentos en vigas externas.

Aplicamos la ecuación a continuación.

$$g_{exterior(M)} = e * g_{interior(M)}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2.8}$$

d_e La distancia entre el borde de la acera y el eje de la viga.

$$d_e = 0.05$$

$$e = 0.79m$$

Aplico la formula

$$g_{exterior(M)} = 0.79 * 0.428$$

$$g_{exterior(M)} = 0.338$$

Se multiplica el valor $g_{exterior(M)}$, calculado por el momento máximo de cargas vivas.

Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
MLL+IM(MAX)	0.00	41.41	76.10	104.08	125.34	149.20

Tabla 4-15 Momento máximo reducido en vigas externas. Elaboración propia

4.8.3 Esfuerzo cortante en las vigas longitudinales externas.

Aplicamos la siguiente ecuación:

$$g_{interior(V)} = 0.2 + \frac{s}{3.6} - \left(\frac{s}{10.7}\right)^2$$

$$g_{interior(V)} = 0.72$$

Multiplico el máximo valor de la fuerza cortante de la carga viva calculada anteriormente.

Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
VLL+IM(MAX)	44.28	37.87	31.98	26.59	21.70	6.70
	31.91	27.29	23.05	19.16	15.64	4.83

Tabla 4-16 Cortante máximo reducidos en vigas internas. Elaboración propia

4.8.4 Esfuerzo cortante en vigas longitudinales internas.

Aplicamos la siguiente formula:

$$g_{exterior(V)} = e * g_{exterior(v)}$$

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3}$$

$$e = 0.617$$

$$g_{exterior(V)} = 0.617 * 0.72$$

$$g_{exterior(V)} = 0.44$$

Se multiplica por el valor máximo de la fuerza cortante calculada previamente.

Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
VLL+IM(MAX)	44.28	37.87	31.98	26.59	21.70	6.70
	19.68	16.83	14.21	11.82	9.64	2.98

Tabla 4-17 Cortante máxima reducidos en vigas externas. Elaboración propia

4.9 Factores de carga y resistencia del diseño.

4.9.1 Factores para carga permanente.

Las siguientes tablas describen los factores de carga de puentes, que incluyen todas las cargas contantes que actuaron durante su vida útil:

Tipo de carga	Factor de carga	
	Mínimo	Máximo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.9
DD: Fricción negativa	1.8	0.45
DH: Superficies de rodamiento por servicios públicos	1.5	0.65
EH: Empuje del suelo		
■ Activo	1.5	0.90
■ En reposo	1.35	0.9
EL: Tensiones residuales de montaje	1.0	1.0
EV: Empuje vertical del suelo		
■ Estabilidad global		N.A.
■ Muros de sostenimiento y estribos	1.00	1.00
■ Estructura rígida enterrada	1.35	0.90
■ Marcos rígidos	1.3	0.90
■ Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas	1.95	0.90
■ Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.5	
ES: Sobrecarga de suelo	1.5	0.75

Tabla 4-18 Notación y factores de carga para carga permanentes Y. Fuente: Normativa AASTHO-2020.

4.9.2 Elección de estado limite.

Cada caso de estado limite en función de diferentes criterios de fatiga resistencia, servicio y condiciones extremas, en nuestro caso usaremos Resistencia 1 (LL+IM) = 1.75

ESTADOS LIMITE	A) Estado Limite de Servicio	Restricción sobre esfuerzos, se basa en el diseño sobre esfuerzos permisibles.	Servicio I Servicio II Servicio III
	B) Estado Limite de Fatiga y Fractura	Diseño bajo criterio de control de grietas.	Fatiga
	C) Estado Limite de Resistencia	Diseño que sera tomado en cuenta para asegurar resistencia y estabilidad de una estructura durante su vida útil.	Resistencia I Resistencia II Resistencia III Resistencia IV Resistencia V
	D) Estado Limite de Evento Extremo	Diseño que sera tomado en cuenta para asegurar supervivencia estructural.	Evento Extremo I Evento Extremo II

Tabla 4-19 Combinaciones de estados límites. Fuente: Normativa AASTHO-2020.

4.9.3 Coeficiente de resistencia.

El coeficiente de resistencia utilizado en el diseño de puentes garantiza que la estructura pueda soportar las diversas condiciones y cargas a las que se enfrentará durante toda su vida útil. Estos factores se aplican a las combinaciones de cargas y se basan en diversas situaciones como cargas permanentes, cargas variables, cargas extremas y eventos accidentales. Se determinó que el coeficiente de resistencia (ϕ) = 0,9 según las consideraciones de la normativa.

Factores de resistencia o ϕ	Situaciones
1.00	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción
0.90	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal base, fluencia de la sección total de miembros a tensión
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldaduras de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sean tipo A307)
0.60	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

Tabla 4-20 "Coeficiente de resistencia característicos". Fuente: Normativa AASTHO-2020.

4.9.4 Modificación de carga

Factor de ductilidad

La capacidad de una estructura para deformarse plásticamente antes de colapsar se mide utilizando el factor de ductilidad $N_D = 0.95$

DUCTILIDAD (n_D)	
Para el estado límite de resistencia, los valores de n_D son: - Para componentes y conexiones no dúctiles - Para componentes y conexiones dúctiles	1.05 0.95
Para los demás estados límite, el valor de n_D es: - Para elementos dúctiles y no dúctiles	1.00

Tabla 4-21 "Factor de ductilidad". Fuente: Normativa AASTHO-2020.

Factor de redundancia

Determina la capacidad de una estructura para redistribuir cargas en caso de fallo de sus elementos.

En este caso, usaremos el factor de redundancia. $n_R = 1.05$

REDUNDANCIA (n_R)	
Para el estado límite de resistencia, los valores de n_R son: - Para miembros no Redundantes - Para miembros Redundantes	1.05 0.95
Para los demás estados límite, el valor de n_R es: - Para elementos Redundantes y no Redundantes	1.00

Tabla 4-22 "Factor de redundancia". Fuente: Normativa AASTHO-2020.

Factor de importancia operativa.

Este factor se considera al determinar las cargas y niveles de seguridad necesarios para el puente, en nuestro caso usaremos Factor de importancia operativa $n_i = 1.05$

IMPORTANCIA OPERATIVA (n_I)	
Para el estado límite de resistencia y evento extremo, los valores de n_I son: - Puentes de Importancia Operativa, como mínimo - Otros casos, como mínimo	1.05 0.95
Para los demás estados límite, el valor de n_I es: - Para elementos en general	1.00

Tabla 4-23 Factor de importancia operativa. Fuente: Normativa AASTHO-2020.

4.10 Momentos causados por los coeficientes de carga y resistencia

4.10.1 Viga interna.

Se presenta a continuación (Ver. Tabla 4-24), los valores máximos de los momentos que se derivan de las variables calculadas y las cargas permanentes.

Tramo	0	1	2	3	4	5
Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
M _{pp}	0.0	47.1	82.2	105.4	116.7	90.2
M _{losa}	0.0	102.2	178.6	229.0	253.4	195.8
DC	0.0	149.3	260.8	334.4	370.2	285.9
DC*1.25	0.0	186.7	326.0	418.0	462.7	357.4
Masfalto	0.0	12.0	20.9	26.8	29.7	22.9
DH*1.50	0.0	18.0	31.4	40.2	44.6	34.4
MLL+IM(MAX)	0.0	122.9	225.8	308.8	371.9	442.7
MLL+IM*1.75	0.0	215.0	395.1	540.4	650.8	774.7
M servicio	0.0	419.6	752.5	998.6	1158.0	1166.5

Tabla 4-24 Momentos en viga interna debido a las cargas y coeficiente de resistencia. Elaboración propia

Tomando en cuenta lo siguiente:

$$DC = M_{pp} + M_{losa}$$

$$DC = 1400.64 \text{ tn/m}$$

$$DH = M_{asfalto}$$

$$DH = 112.38 \text{ tn/m}$$

$$MLL + IM * 1.75 = 2575.91 \text{ tn/m}$$

De donde

$$n \sum y_i Q_i = \phi R_n = R_r$$

$$n \sum y_i Q_i = \phi R_n$$

$$(n_D * n_R * n_I) * (DC * 1.25 + DH * 1.50 + LL + IM * 1.75) = \phi R_n$$

$$(0.95 * 1.05 * 1.05) * (1400.64 * 1.25 + 112.38 * 1.50 + 2575.91) = \phi R_n$$

$$4708.2 \text{ tn/m} = \phi R_n$$

$$R_r = \phi R_n = 4708.2 \text{ tn/m}$$

4.10.2 Viga externa

Se presenta a continuación (Ver. Tabla 4-25 Tabla 4-24), los valores máximos de los momentos que se derivan de las variables calculadas y las cargas permanentes.

Tramo	0	1	2	3	4	5
Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
Mpp	0.0	47.1	82.2	105.4	116.7	90.2
Mlosa	0.0	102.2	178.6	229.0	253.4	195.8
Mprotecc	0.0	48.6	84.8	108.8	120.4	93.0
Macera	0.0	76.7	133.9	171.7	190.1	146.8
Dc	0.0	277.6	485.5	623.9	692.6	545.6
DC*1.25	0.0	347.0	606.9	779.9	865.8	682.0
Masfalto	0.0	12.0	20.9	26.8	29.7	22.9
DH*1.50	0.0	18.0	31.4	40.2	44.6	34.4
MLL+IM(MAX)	0.0	41.4	76.1	104.1	125.3	149.2
MLL+IM*1.75	0.0	72.5	133.2	182.1	219.3	261.1
M servicio	0.0	437.4	771.5	1002.2	1129.7	977.5

Tabla 4-25 Momentos en viga externa debido a las cargas y coeficiente de resistencia. Elaboración propia

Tomando en cuenta lo siguiente:

$$DC = M_{pp} + M_{losa} + M_{proteccion} + M_{acera}$$

$$DC = 2575.4 \text{ tn/m}$$

$$DH = M_{asfalto}$$

$$DH = 112.4 \text{ tn/m}$$

$$MLL + IM * 1.75 = 868.2 \text{ tn/m}$$

De donde:

$$n \sum y_i Q_i = \phi R_n = R_r$$

$$n \sum y_i Q_i = \phi R_n$$

$$(n_D * n_R * n_I) * (DC * 1.25 + DH * 1.50 + LL + IM * 1.75) = \phi R_n$$

$$(0.95 * 1.05 * 1.05) * (2575.4 * 1.25 + 112.4 * 1.50 + 868.2) = \phi R_n$$

$$4457.7 \text{ tn/m} = \phi R_n$$

$$R_r = \phi R_n = 4457.7 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

4.11 Módulo de sección y carga cortante en condición de servicio.

4.11.1 Viga interna.

El módulo de servicio (S_x), se calcula utilizando el momento de servicio factorizado (Ver. Tabla 4-24)

$$S_x = \frac{M_{servicio}}{0.7 f_y}$$

$$fy = 35 \frac{tn}{m^2}$$

Tramo	0	1	2	3	4	5
Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
SX(cm ³)	0.0	17127.5	30713.9	40760.5	47266.1	47612.6

Tabla 4-26 Sección transversal para la viga interna. Elaboración propia

La fuerza cortante de servicio es la suma de todas las fuerzas cortantes en operación. (Ver. Tabla 4-27).

Tramo	0	1	2	3	4	5
Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
Vpp	17.69	15.03	12.38	9.73	7.07	0.18
Vlosa	38.4	32.64	26.88	21.12	15.36	0.38
Vasfalto	4.50	3.83	3.15	2.48	1.80	0.04
VLL+IM(MAX)	31.91	27.29	23.05	19.16	15.64	4.83
V Servicio	92.49	78.79	65.46	52.49	39.87	5.43

Tabla 4-27 Fuerza cortante operativa para la viga interna. Elaboración propia

4.11.2 Viga externa.

Un módulo de servicio (S_x), se calcula utilizando el momento de servicio factorizado (Ver. Tabla 4-25)

$$S_x = \frac{M_{servicio}}{0.7fy}$$

$$fy = 35 \frac{tn}{m^2}$$

Tramo	0	1	2	3	4	5
Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
SX(cm ³)	0.0	17853.1	31488.8	40907.7	46109.3	39897.9

Tabla 4-28 "Área de sección transversal para la viga exterior". Elaboración propia

La fuerza cortante de servicio es la suma de todas las fuerzas cortantes en operación (Ver. Tabla 4-29).

Tramo	0	1	2	3	4	5
Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
Vpp	17.69	15.03	12.38	9.73	7.07	0.18
Vlosa	38.4	32.64	26.88	21.12	15.36	0.384
Vasfalto	4.50	3.83	3.15	2.48	1.80	0.04
Vprotecc	18.24	15.50	12.77	10.03	7.30	0.18
Vacera	28.8	24.48	20.16	15.84	11.52	0.288
VLL+IM(MAX)	19.68	16.83	14.21	11.82	9.64	2.98
V Servicio	127.30	108.31	89.55	71.01	52.69	4.05

Tabla 4-29. Fuerza cortante operativa para la viga exterior. Elaboración propia

4.12 Dimensionamiento preliminar de vigas.

Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
		Simple Spans	Continuous Spans
Reinforced Concrete	Slabs with Main Reinforcement Parallel to Traffic	$\frac{1.2(S+10)}{30}$	$\frac{S+10}{30} \geq 0.54 \text{ ft}$
	T-Beams	0.070L	0.065L
	Box Beams	0.060L	0.055L
	Pedestrian Structure Beams	0.035L	0.033L
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	0.045L	0.040L
	Precast I-Beams	0.045L	0.040L
	Pedestrian Structure Beams	0.033L	0.030L
	Adjacent Box Beams	0.030L	0.025L
Steel	Overall Depth of Composite I-Beam	0.040L	0.032L
	Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam	0.033L	0.027L
	Trusses	0.100L	0.100L

Tabla 4-30 Altura mínima de la superestructura Fuente: Normativa AASHTO.

Se usará viga tipi I conforme lo establecido (Ver. Figura 4-17).

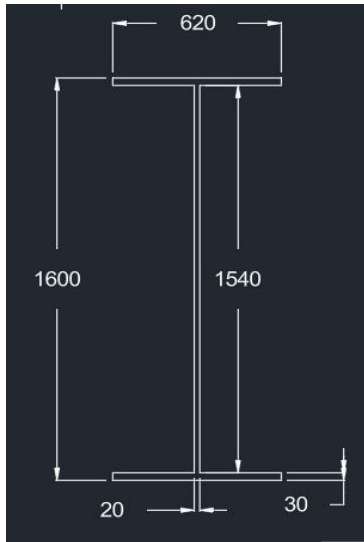


Figura 4-17 Dimensiones de la viga tipo I en mm. Elaboración propia.

El modelo se considerará con 5 vigas dispuestas con una separación de 2m conforme lo establecido (Ver. Figura 4-18).

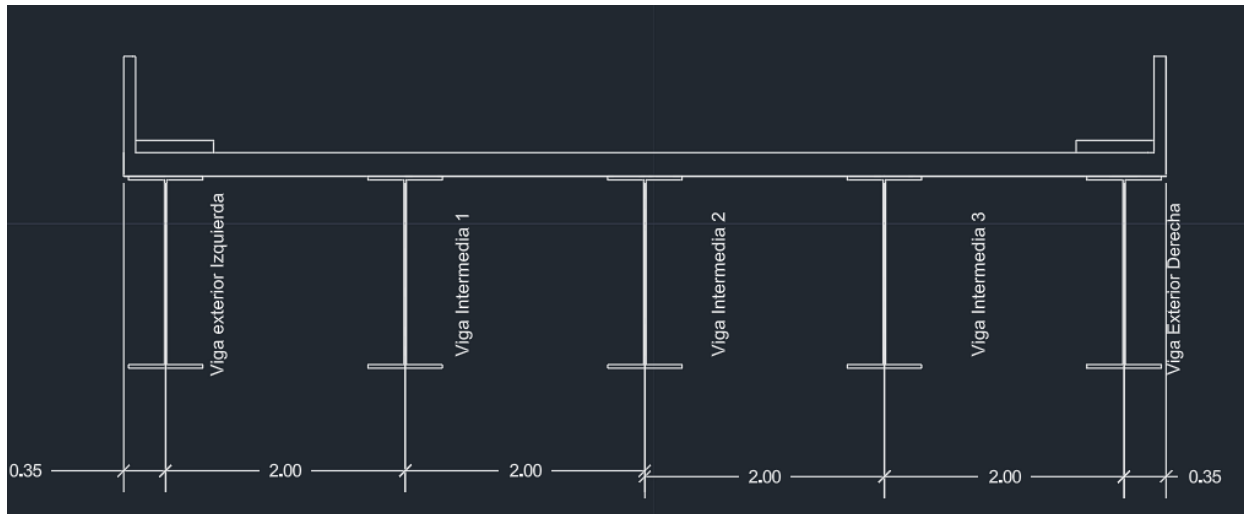


Figura 4-18 Disposición de la viga. Elaboración propia.

Las dimensiones mínimas de las vigas tipo I se las definió en base a los establecido en (Ver. Tabla 4-30).

$$h_{min} = 0.033(L)$$

$$h_{min} = 0.033(40m) = 1.32m$$

$$1.80m > 1.32m$$

Cumple

También se comprobó la altura mínima de la viga mixta.

$$h_{min} = 0.040(L)$$

$$h_{min} = 0.040(40m) = 1.60m$$

$$2.00m > 1.60m$$

Cumple

4.13 Comprobación de vigas de acero según AASHTO 6.10.2.2

Es necesario cumplir con lo establecido en el AASHTO para pre-dimensionar correctamente la viga.

Característica viga I		
tw	20	mm
d	1800	mm
bf	620	mm
tf	30	mm
I _{yc}	8.783E+09	mm ⁴
I _{yt}	8.783E+09	mm ⁴

Tabla 4-31 Característica de la viga I para el puente. Elaboración propia.

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq 12.0$$

$$b_f \geq \frac{D}{6}$$

$$t_f \geq 1.1 * t_w$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$$

En la siguiente tabla se comprueba los requisitos del AASHTO para el pre-dimensionamiento de la viga, por lo tanto, la sección empleada es válida para el análisis (Ver. Tabla 4-32).

Formula	valor	Condicion	Articulo	Comentario
$d/tw < 300$	90	OK	6.10.2.1.1	Con rigidizadores del alma
$bf/2tf < 12$	10.3	OK	6.10.2.2.1	Proporciones en las alas
$bf > d/6$	300	OK	6.10.2.2.2	Proporciones en las alas
$tf > 1.1tw$	22	OK	6.10.2.2.3	Proporciones en las alas
$0.1 < lyc/lyt < 10$	1	OK	6.10.2.2.4	Proporciones en las alas

Tabla 4-32 Comprobaciones del AASHTO de la viga. Elaboración propia.

5 SIMULACIÓN EN CSI BRIDGE

5.1 Características de los materiales

Hormigón: El hormigón se utilizará en la losa con una densidad de $280 \frac{kg}{cm^2}$. El módulo de elasticidad será de $250980 \frac{kg}{cm^2}$ y la densidad de trabajo será de aproximadamente $2400 \frac{kg}{m^3}$ (Ver. Figura 5-1).

The image shows a software interface for defining material properties. It is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color (F'c=280), Material Type (Concrete), Material Grade (f'c 4000 psi), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume (2.400E-03) and Mass per Unit Volume (2.447E-06).
- Units:** A dropdown menu set to 'Kgf, cm, C'.
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E (250980), Poisson, U (0.2), Coefficient Of Thermal Expansion, A (9.900E-06), and Shear Modulus, G (104575).
- Other Properties For Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'c (280), Expected Concrete Compressive Strength (280), and an unchecked checkbox for 'Lightweight Concrete' with a corresponding 'Shear Strength Reduction Factor' field.

Figura 5-1 Características del Hormigón empleado en CSI Bridge. Elaboración propia

Acero: Se emplea acero ASTM A588 para las vigas I y diafragma, fabricadas en obras. Este tipo de acero cuenta con un valor de $F_y = 3500 \frac{kg}{cm^2}$ y un $F_u = 4900 \frac{kg}{cm^2}$. Se trabajará con una densidad del acero aproximada de $7800 \frac{kg}{m^3}$ (Ver. Figura 5-2).

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following values:

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	Acero_Viga
	Material Type	Steel
	Material Grade	Grade 50
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	7849.0476
	Mass per Unit Volume	800.3801
Units	Units	Kgf, m, C
Isotropic Property Data	Modulus Of Elasticity, E	2.039E+10
	Poisson, U	0.3
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
	Shear Modulus, G	7.842E+09
Other Properties For Steel Materials	Minimum Yield Stress, Fy	35153481.
	Minimum Tensile Stress, Fu	45699526.
	Expected Yield Stress, Fye	38668829.
	Expected Tensile Stress, Fue	50269478.

At the bottom of the dialog, there is a checkbox labeled 'Switch To Advanced Property Display' which is currently unchecked, and two buttons: 'OK' and 'Cancel'.

Figura 5-2 Sección de acero empleado en vigas en CSi Bridge. Elaboración propia

Asfalto: Para la capa de rodadura se empleará un asfalto con una densidad aproximada de $2.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ y un espesor de 0.075m. El mismo que se ingresará como una carga distribuida en superficie (Ver. Figura 5-3).

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: Asfalto

Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 0.1688

Right Edge Value: 0.1688

Load Transverse Location

Left Reference Location: Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.75

Right Reference Location: Left Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 7.95

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Figura 5-3 Aplicación de la capa asfáltica en el modelo CSi Bridge. Elaboración propia

5.2 Características de las secciones

Vigas de Acero: Las vigas empleadas en el programa corresponden a las secciones establecidas (Ver. Figura 5-4). Las mismas tendrán una longitud de 40 m, y estarán simplemente apoyadas.

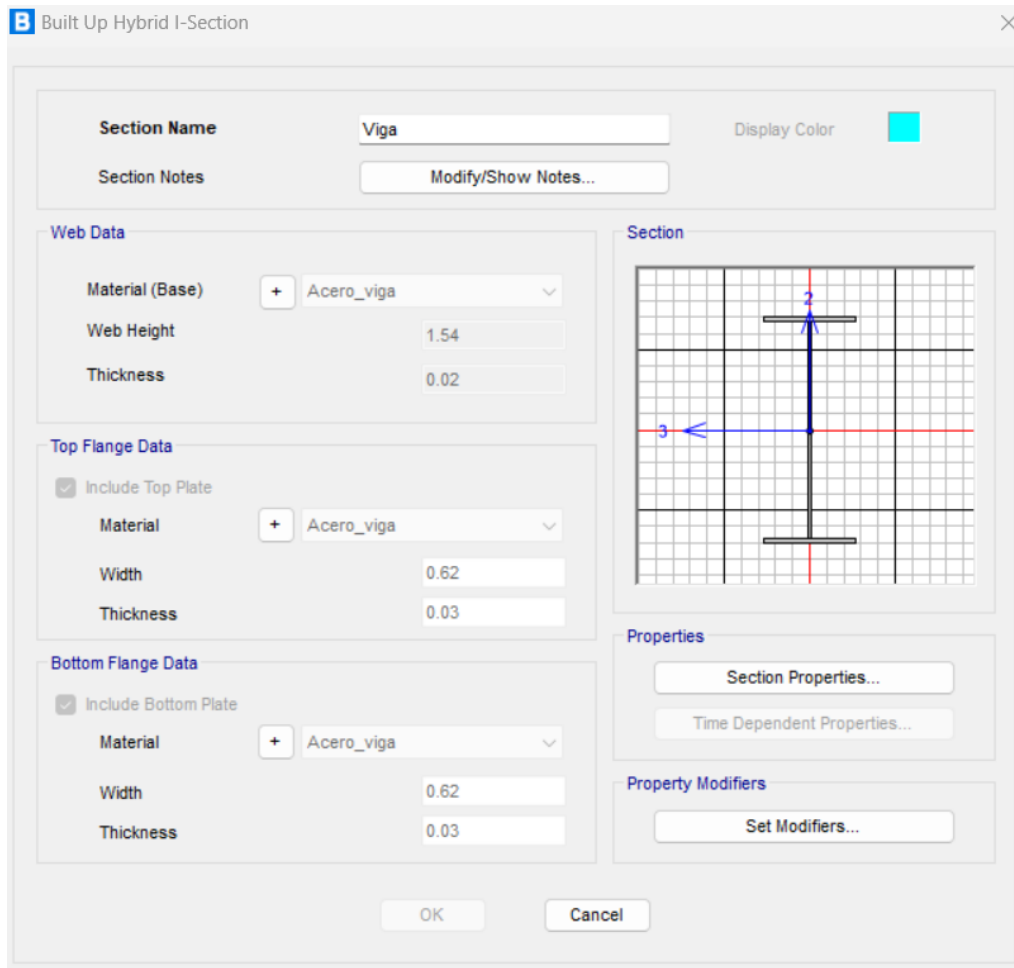


Figura 5-4 Sección de acero empleado en vigas en CSI Bridge. Elaboración propia

Secciones de Diafragma.

La norma menciona que los diafragma debe tener una distancia máximo de 6m. Para secciones de diafragma se consideró secciones tipo “L” según lo establecido (Ver. Figura 5-5). La estabilidad y la integridad estructural del puente dependen de sus múltiples funciones cruciales.

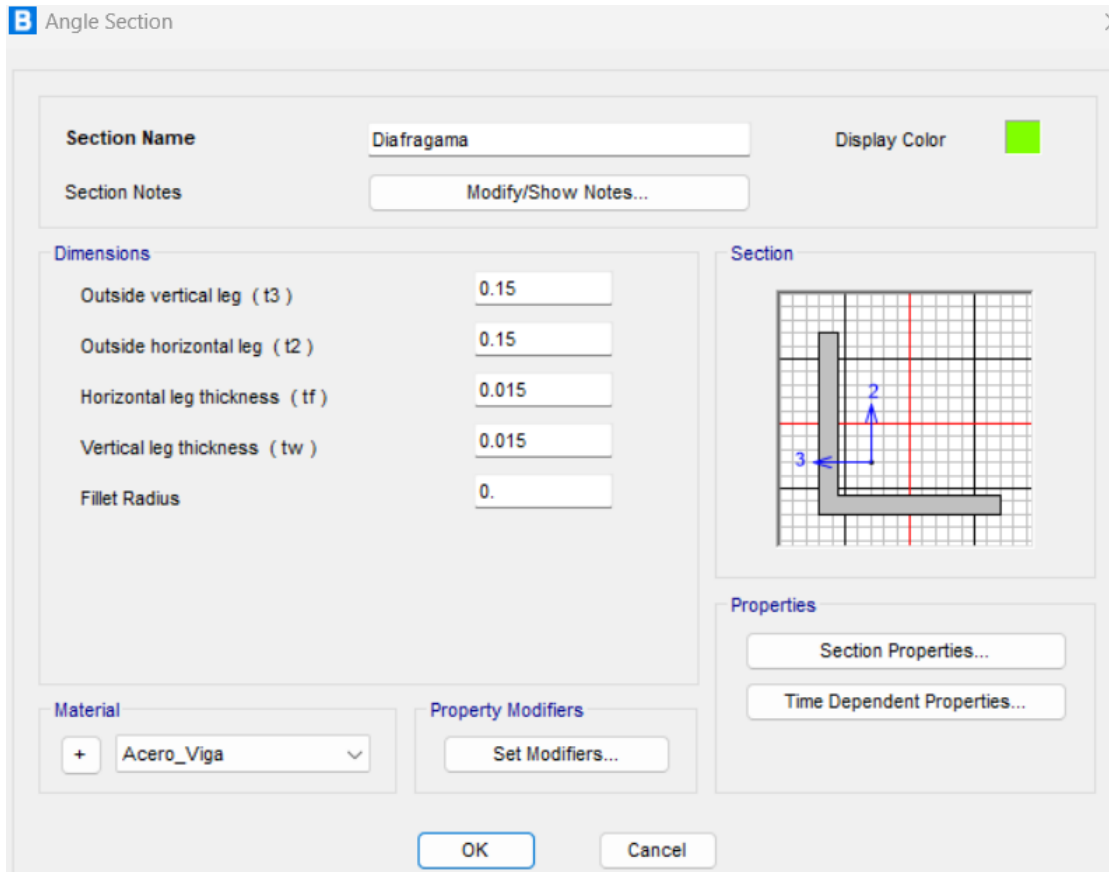


Figura 5-5 Sección de Diafragma empleada en CSI Bridge. Elaboración propia

Secciones de Losa

En el programa se emplearán secciones de losa tipo Steel I Girder, de 20 cm de espesor conforme lo mostrado (Ver. Figura 5-6). Además, esta sección cumple con lo mínimo establecido por el AASHTO.

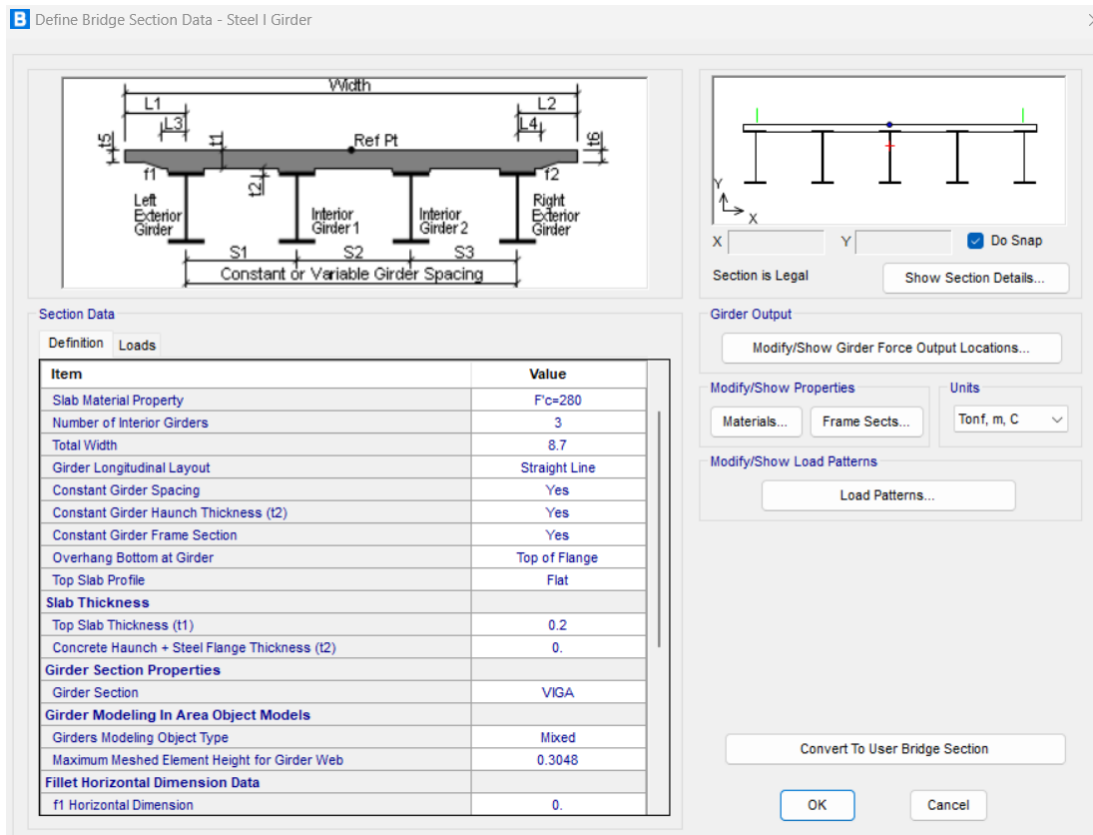


Figura 5-6 Secciones de losa empleadas en CSI Bridge. Elaboración propia

5.3 Modelamiento en CSI bridge

El sistema considerado corresponde a vigas simplemente apoyadas en sus extremos, con diafragma cada 4 metros y una losa en la parte superior. Se consideró la influencia de la losa en la parte central de las secciones de la viga sin modificar su inercia de modo conservativo para asegurar el correcto funcionamiento del sistema viga-losa. En (Figura 5-7), se muestra el modelamiento del puente conforme lo establecido (Tabla 4-1).

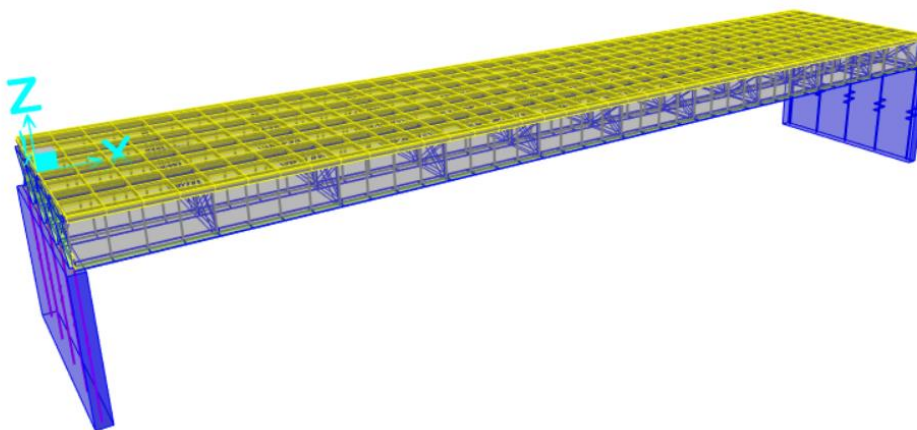


Figura 5-7 Modelo generado en CSi Bridge. Elaboración propia

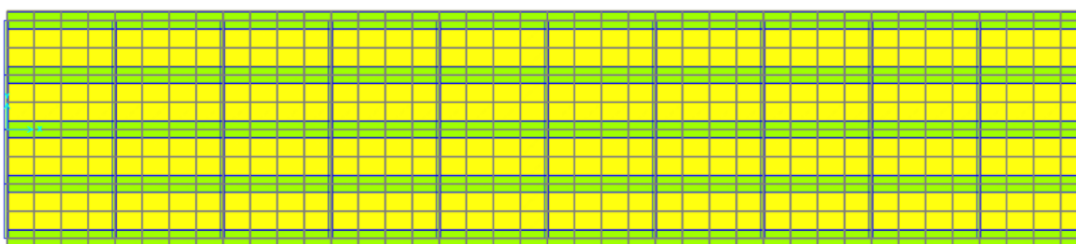


Figura 5-8 Vista desde el plano X-Y. Elaboración propia

5.4 Cargas de diseño.

El modelo recibió todas las cargas de diseño distribuidas uniformemente, Consideró también el impacto de una carga distribuida linealmente a lo largo de toda la sección del puente para los barandales de protección

Cargas constantes.

DC: “Carga muerta de los componentes estructurales y de los elementos no estructurales que están integrados en la estructura (dead load of structural components and nonstructural attachments)”.

Carga de veredas y baranda de protección.

Se idealizaron veredas tanto a la izquierda como a la derecha de 0.20 m de altura, empleando un hormigón con densidad de 2400 kg/m³. Como resultado, se aplicó una carga distribuida de $480 \frac{kg}{m^2}$ al puente. (Ver. Figura 5-9).

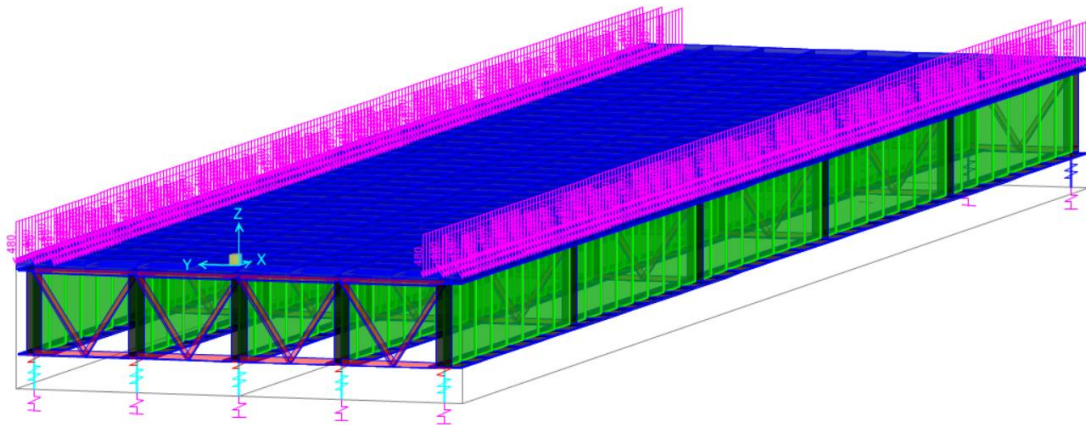


Figura 5-9 Implementación de la carga proveniente de veredas en CSi Bridge. Elaboración propia

Se idealizaron las barreras tanto a la izquierda como a la derecha de 0.96 m de altura, 0.10m de ancho empleando un hormigón con densidad de $2400 \frac{kg}{m^3}$. Como resultado, se aplicó una carga distribuida de $230.4 \frac{kg}{m}$ al puente. (Ver. Figura 5-10).

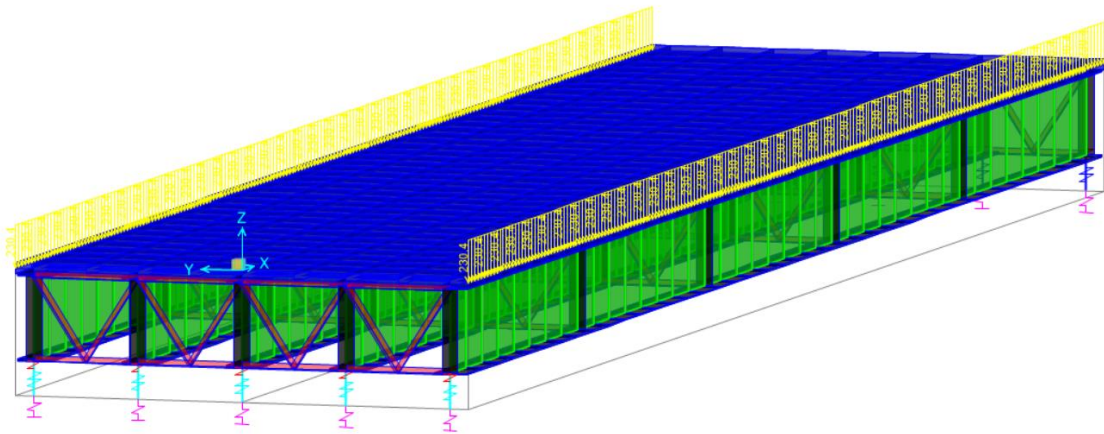


Figura 5-10 Implementación de carga proveniente de protección en CSi Bridge. Elaboración propia

DW: “Carga muerta de la capa de rodadura y servicios públicos. (dead load of wearing surfaces and utilities)”.

Se empleó una capa de rodadura de 3 in (0.075m) de espesor con un asfalto de $2250 \frac{kg}{m^3}$. Se aplicó una carga distribuida de $168.75 \frac{kg}{m^2}$ en toda el área que conforma la calzada vehicular según (Figura 5-11).

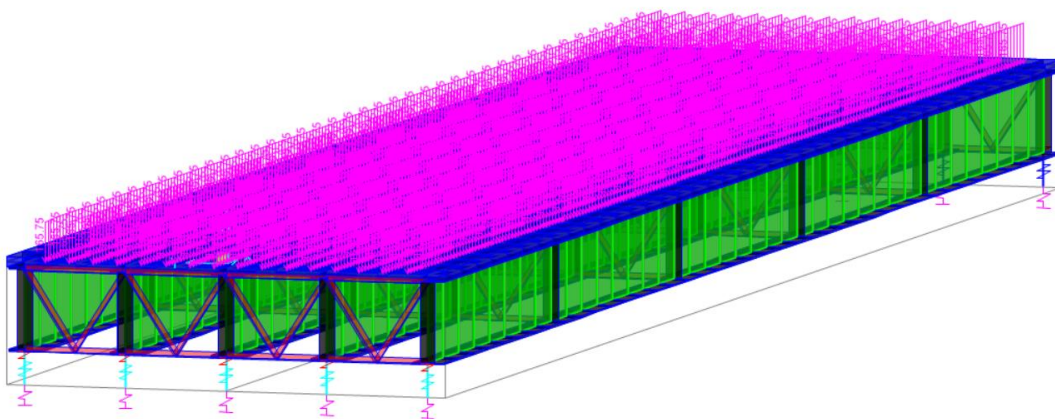


Figura 5-11 Carga muerta aplicada en CSi Bridge. Elaboración propia

Cargas transitorias

El vehículo de diseño HL-93 en tres ejes de carga, un eje simple en la parte delantera y dos ejes tándem en la parte trasera. Cada eje se encuentra separado 4.30 m en dirección longitudinal y sus llantas están separadas 1.80 m en la dirección transversal según la (Figura 5-12).

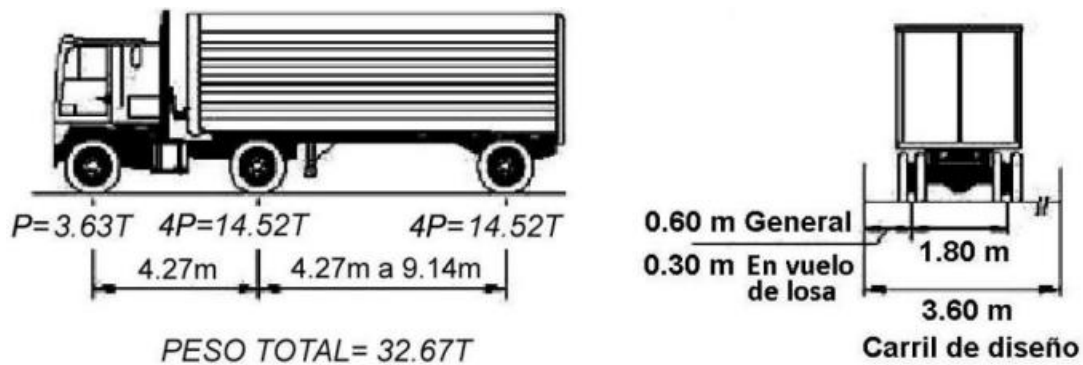


Figura 5-12 "Vehículo de diseño HL-93".

Se utilizaron dos camiones HL-93 en el sentido del flujo del vehículo en la posición más desfavorable para obtener los mayores momentos flectores para el diseño (Ver. Figura 5-13).

Para establecer la ubicación de los camiones en el caso más desfavorables se calcularon las excentricidades para determinar la ubicación ideal conforme lo establecido en la (Tabla 4-9).

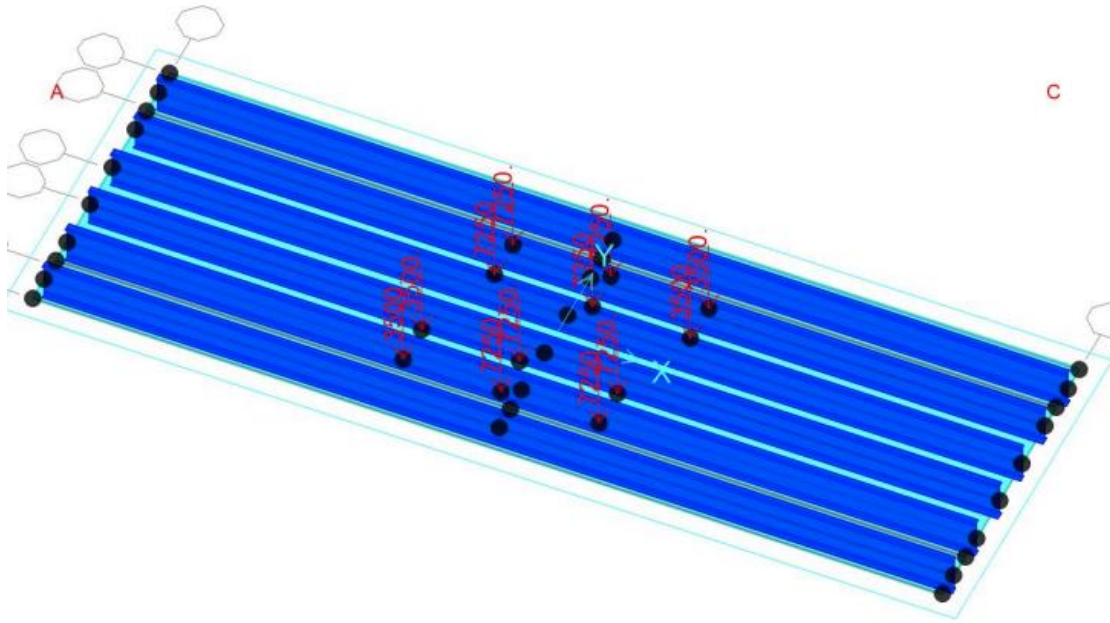


Figura 5-13 Implementación de las cargas del vehículo HL-93 en CSi Bridge. Elaboración propia

LS: sobrecarga viva. (vehicular live load)

Para la carga distribuida se aplicó una carga de $930 \frac{kg}{m}$ aplicados en un ancho de 3.6 m, con lo cual se obtiene una carga de $258.3 \frac{kg}{m^2}$ para cada carril según la (Figura 5-14).

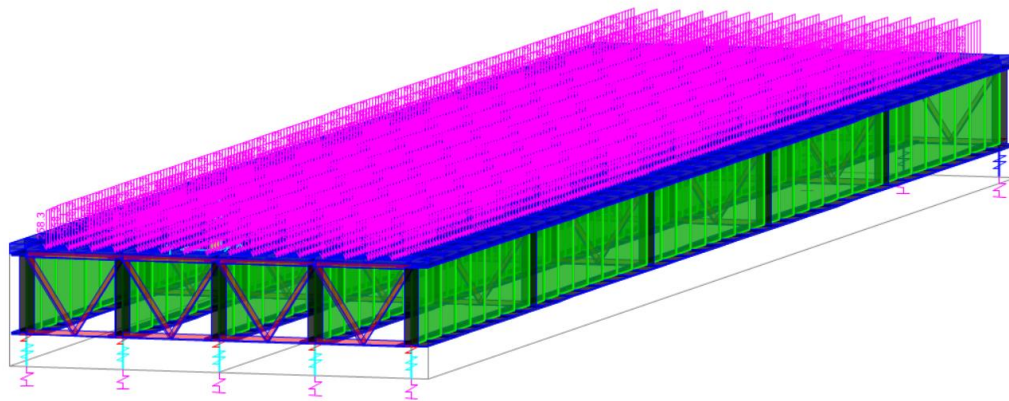


Figura 5-14 Aplicación de la sobrecarga vehicular CSi Bridge. Elaboración propia

PL: Carga Peatonal (peatonal load)

Dado que el ancho del puente supera los 0.6 m, se aplicó una carga peatonal de $360 \frac{kg}{m^2}$ en ambas aceras. Según la ilustración, esta carga se aplicó simultáneamente en las dos veredas del puente (Figura 5-15).

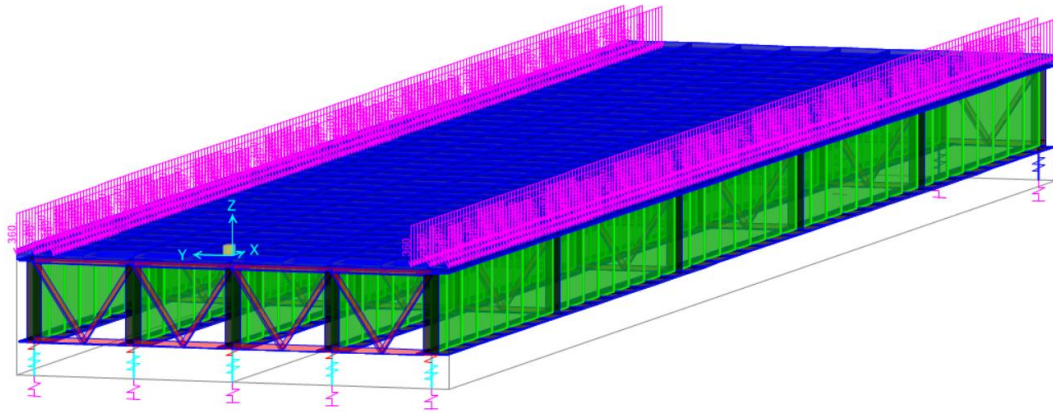


Figura 5-15 “Aplicación de carga peatonal en CSi Bridge”. Elaboración propia

El camión HL-93 tienen grandes masas concentradas al circular sobre un puente. Estas cargas generan un efecto dinámico vertical significativo, por lo que, en función a la AASHTO LRFD se emplea el porcentaje de 33% de la carga del vehículo. En base a la (Tabla 4-12).

Componentes	Combinaciones de Carga	IM
Uniones de Tablero	Todos los Estados Límites	75% de LL
Todos los otros componentes	Estado Límite de Fatiga y Fractura	15% de LL
	Todos los otros Estados Límites	33% de LL

Tabla 5-1 Carga dinámica vehicular por impacto. Fuente: Normativa AASTHO 2020.

EQ: Sismo (Earthquake)

Para el ingreso de la carga sísmica se partió de lo establecido en la NEC-DS-SE-2015. “Se consideró la duración del puente con un periodo de retorno de 1000 años por lo que la tasa anual

de excedencia es $1/1000=0.001$ ”, esto corresponde por tanto a un valor de $Z=0.27$ según las curvas de peligro sísmico de Cuenca (Ver. Figura 5-16). Se considerará además un perfil de suelo tipo D.

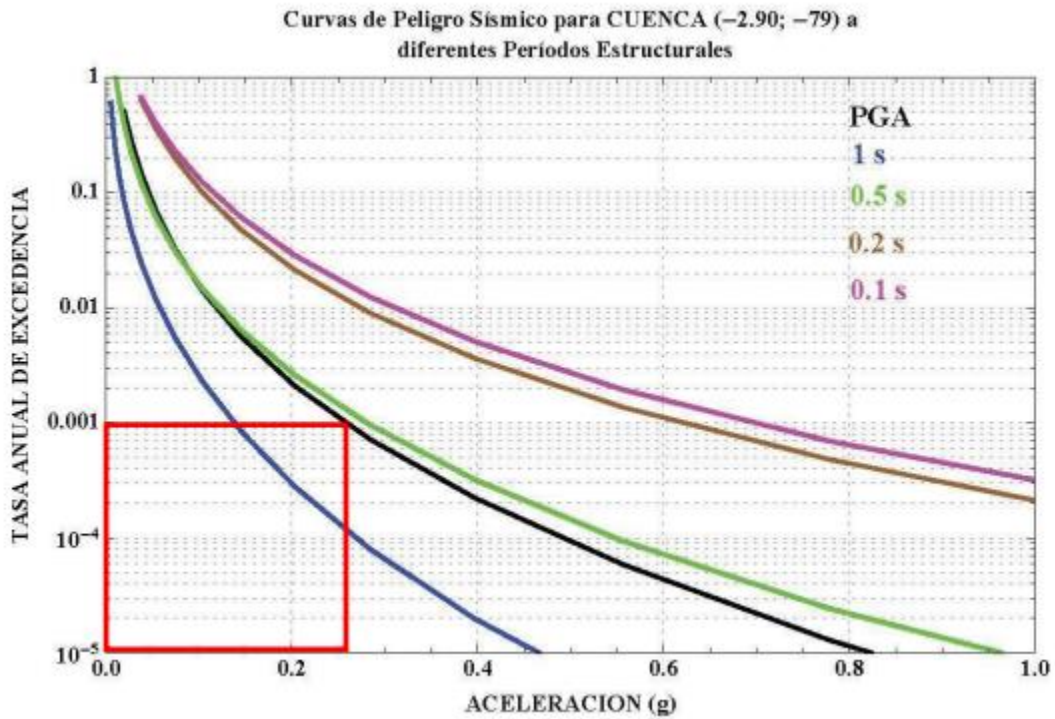


Figura 5-16 “Curva de peligro sísmica para la ciudad de cuenca”. Fuente: “Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-DS-SE-2015)”.

En base a lo mencionado anteriormente los coeficientes para obtener el espectro de diseño del puente de estudio corresponden a la (Tabla 5-2).

Fa	1.40
Fd	1.45
Fs	1.06
R	3
Relación de amplificación n	2.48

Tabla 5-2 “Coeficiente para espectro de respuesta”. Fuente: “Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-201)”.

El espectro de respuesta es empleado corresponde al mostrado en la (Figura 5-17).

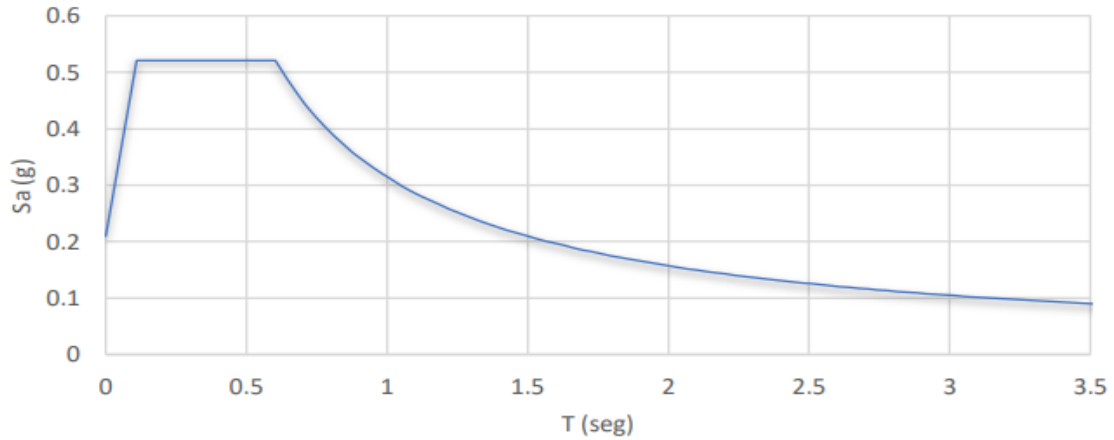


Figura 5-17 “Espectro de respuesta empleado para el diseño del puente”. Elaboración propia

e igual manera, en el programa CSi Bridge se utilizó directamente la norma NEC-SE-DS-2015 según lo establecido en la (Figura 5-18).

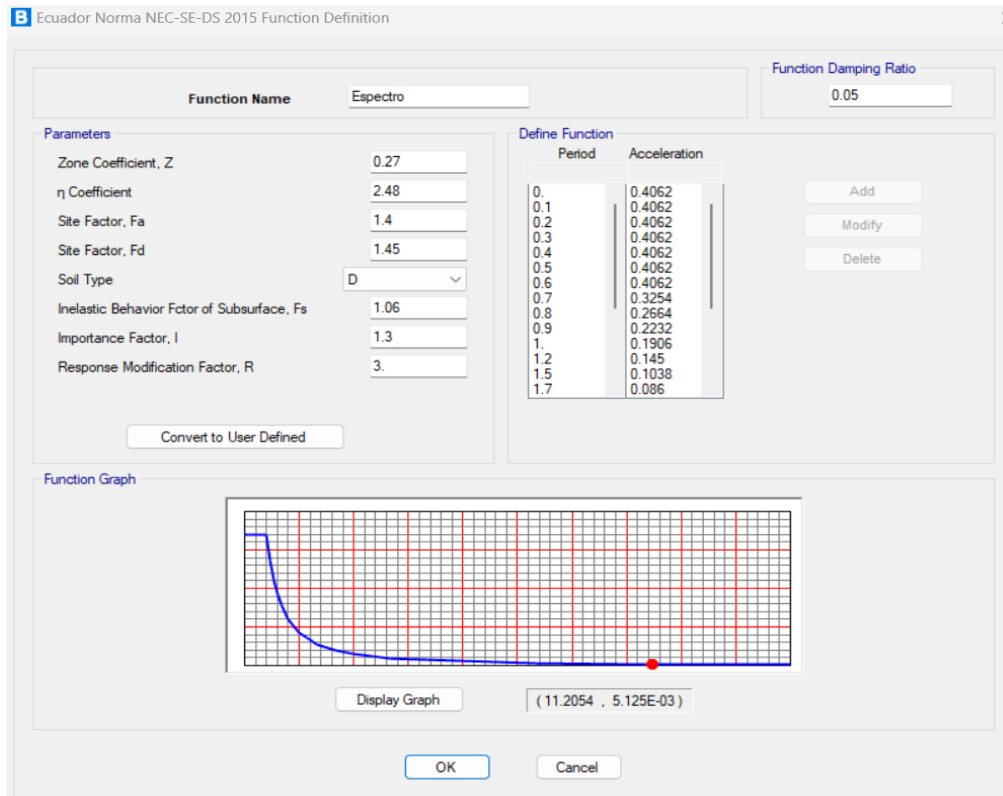


Figura 5-18 Espectro de respuesta utilizando CSi Bridge. Elaboración propia

5.5 Combinaciones de carga

Los puentes deben proporcionar niveles de seguridad adecuados para cada circunstancia para soportar una variedad de combinaciones de carga. La siguiente expresión se utiliza para calcular las cargas combinadas y las solicitudes de diseño finales.

$$Q = \sum(\eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i)$$

Donde:

η_i : “Modificador de carga”.

γ_i : “Efectos de fuerzas de carga”.

Q_i : “Factores de carga”.

Las combinaciones de carga utilizadas en el diseño del puente se ajustarán a las especificadas en la (Tabla 5-3).

Estado Límite de Combinación de Carga	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use Uno de Estos a La Vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I	γ_P	1.75	1.0	—	—	1.0	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
RESISTENCIA II	γ_P	1.35	1.0	—	—	1.0	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
RESISTENCIA III	γ_P	—	1.0	1.4	—	1.0	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
RESISTENCIA IV	γ_P	—	1.0	—	—	1.0	0.5/1.2	—	—	—	—	—	—
RESISTENCIA V	γ_P	1.35	1.0	0.4	1.0	1.0	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
EVENTO EXTREMO I	γ_P	γ_{EQ}	1.0	—	—	1.0	—	—	—	1.0	—	—	—
EVENTO EXTREMO II	γ_P	0.50	1.0	—	—	1.0	—	—	—	—	1.0	1.0	1.0
SERVICIO I	1.0	1.00	1.0	0.3	1.0	1.0	1.0/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICIO II	1.0	1.30	1.0	—	—	1.0	1.0/1.2	—	—	—	—	—	—
SERVICIO III	1.0	0.80	1.0	—	—	1.0	1.0/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICIO IV	1.0	—	1.0	0.7	—	1.0	1.0/1.2	—	1.0	—	—	—	—
FATIGA—SOLO LL, IM & CE	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Tabla 5-3 Combinaciones de cargas. Fuente: Normativa AASHTO-2020

Resistencia 1: Combinación de cargas básicas que refleja el uso normal de vehículos en el puente sin tener en cuenta el viento. Incluye cargas permanentes y temporales con alta probabilidad de ocurrencia, con factores de mayoración, que se utilizan en el diseño LRFD.

El factor de efectos de fuerza de carga γ_p , que tiene un impacto en las cargas permanentes de las combinaciones de carga, se muestra en la (Tabla 5-4).

Tipo de Carga, Tipo de Cimentación, y Método Usado en el Cálculo del Arrastre Hacia Abajo		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
<i>DC:</i> Componentes y Elementos Anclados		1.25	0.90
<i>DC:</i> Solamente para Resistencia IV		1.50	0.90
<i>DD:</i> Arrastre hacia abajo	Pilotes, Método α (Alfa) de Tomlinson	1.40	0.25
	Pilotes, Método λ (Lambda)	1.05	0.30
	Placas Barrenados, Método de O'Neill y Reese (1999)	1.25	0.35
<i>DW:</i> Superficie de Rodadura y Servicios		1.50	0.65
<i>EH:</i> Presión Horizontal de Suelos			
• Activa		1.50	0.90
• Sin desplazamiento		1.35	0.90
• <i>Presión Activa de Suelos</i> para muros anclados		1.35	N/A
<i>EL:</i> Preesfuerzo y Esfuerzos de Aseguramiento durante Construcción		1.00	1.00
<i>EV:</i> Presión de Suelos Vertical			
• Estabilidad Global		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructura Rígida Enterrada		1.30	0.90
• Pórticos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas y otras, Excepto Alcantarillas Metálicas en Cajón		1.95	0.90
• Alcantarillas Metálicas Flexibles en Cajón		1.50	0.90
<i>ES:</i> Sobrecarga de Suelo		1.50	0.75

Tabla 5-4 Factor de efecto de fuerza de carga. Fuente: Normativa AASHTO-2020

En ciertas condiciones de carga, varios o todos los carriles de un puente deben cargarse al mismo tiempo. La probabilidad de que todos los carriles alcancen las cargas máximas al mismo tiempo disminuye a medida que aumenta el número de carriles cargados. Los factores multiplicadores de carga viva de vehículos sugeridos por la AASHTO dependen del número de carriles cargados y se enumeran en la (Tabla 5-5).

Número de Carriles Cargados	Factor “m” de Múltiple Presencia
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Tabla 5-5 “Factor de presencia múltiple de carga”. Fuente: Normativa AASHTO-2020.

$$U = 1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM + PL)$$

Esta misma expresión se la empleó en el software CSi Bridge según lo establecido en la (Figura 5-19).

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): Res-1

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
Vereda	Linear Static		1.25
Peatonal	Linear Static		1.75
Asfalto	Linear Static		1.5
Proteccion	Linear Static		1.25
PP_puente	Linear Static		1.25
Vereda	Linear Static		1.25
HL-93	Moving Load		1.75
Carga_diseno_carril	Linear Static		1.75

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Figura 5-19 Combinaciones de carga de resistencia 1 empleado en CSi Bridge. Elaboración propia

Extrema 1: Esta combinación incluye cargas de alta probabilidad y cargas ocasionales de baja probabilidad. Los sismos están incluidos en esta combinación. (Ver. Figura 5-20). Además, la carga viva más probable durante el evento sísmico de diseño debe ser el factor que influye en las cargas vivas debido a los sismos. En la mayoría de los casos, se considera una pequeña fracción de la carga viva, excepto en puentes ubicados en áreas urbanas de alta densidad poblacional ($\gamma_{EQ} \approx 0.25 - 0.50$). En esta investigación, se consideró un valor de 0.25.

$$U = 1.25DC - 1.5DW + 0.25LL + IM + PL + EQ$$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): Extrema sismico x

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
HL-93	Moving Load		0.25
Peatonal	Linear Static		0.25
Asfalto	Linear Static		-1.5
Proteccion	Linear Static		1.25
PP_puente	Linear Static		1.25
Vereda	Linear Static		1.25
HL-93	Moving Load		0.25
Carga_diseno_carril	Linear Static		0.25
Sismo	Response Spectrum		1.

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Figura 5-20 Combinación de carga extrema considerando el caso del sismo. Elaboración propia

Servicio 1: Esta combinación de carga muestra la operación normal del puente utilizando las cargas en sus valores nominales. Además, tiene que ver con la supervisión de las deflexiones de

las estructuras y el ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. La combinación de carga utilizada en el software CSI Bridge según lo especificado en la (Tabla 5-3), se muestra en la (Figura 5-21).

$$U=1.25DC+1.5DW+0.25LL+IM+PL+EQ$$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
Carga_diseno_carril	Linear Static		1
Peatonal	Linear Static		1
Asfalto	Linear Static		1
Proteccion	Linear Static		1
PP_puente	Linear Static		1
Vereda	Linear Static		1
HL-93	Moving Load		1
Carga_diseno_carril	Linear Static		1

Figura 5-21 Combinación de carga de servicio en CSI Bridge. Elaboración propia

Envolvente: Para asegurar el correcto funcionamiento del puente y cumplimiento de todas las secciones a las combinaciones de carga establecidas, se corrobora que el diseño planteado cumpla

con la envolvente de todas las cargas y combinaciones aplicadas. Por lo tanto, este paso es crítico para asegurar el correcto funcionamiento del puente (Ver. Figura 5-22).

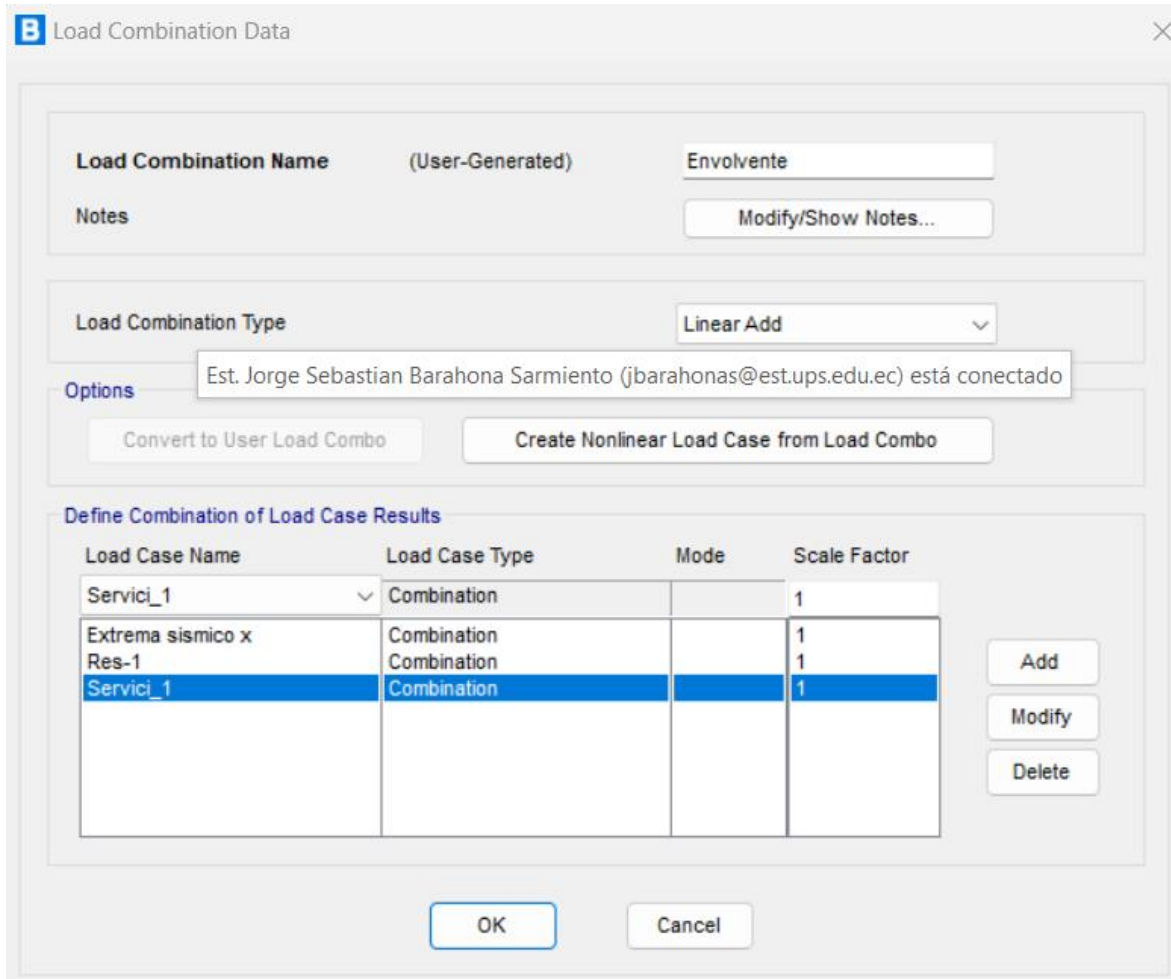


Figura 5-22 Envolvente de combinaciones de carga en CSI Bridge. Elaboración propia.

5.6 Resultados de cargas

Debido a la envolvente de las combinaciones de carga del puente CSI, los resultados de máximas fuerzas internas se obtienen después de la modelación del puente (Figura 5-23 y Figura 5-24). Se obtuvo un cortante máximo en las vigas de 466688.5 kg y un momento flector máximo de $4698476 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$.

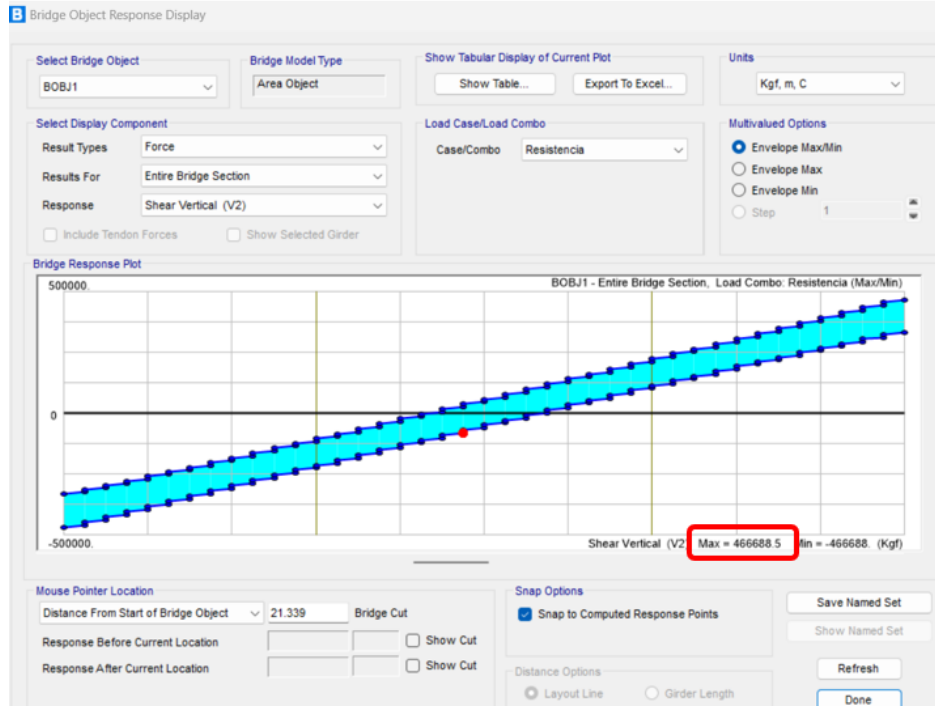


Figura 5-23 Resultados máximos de fuerza cortante máxima en las vigas. Elaboración propia.

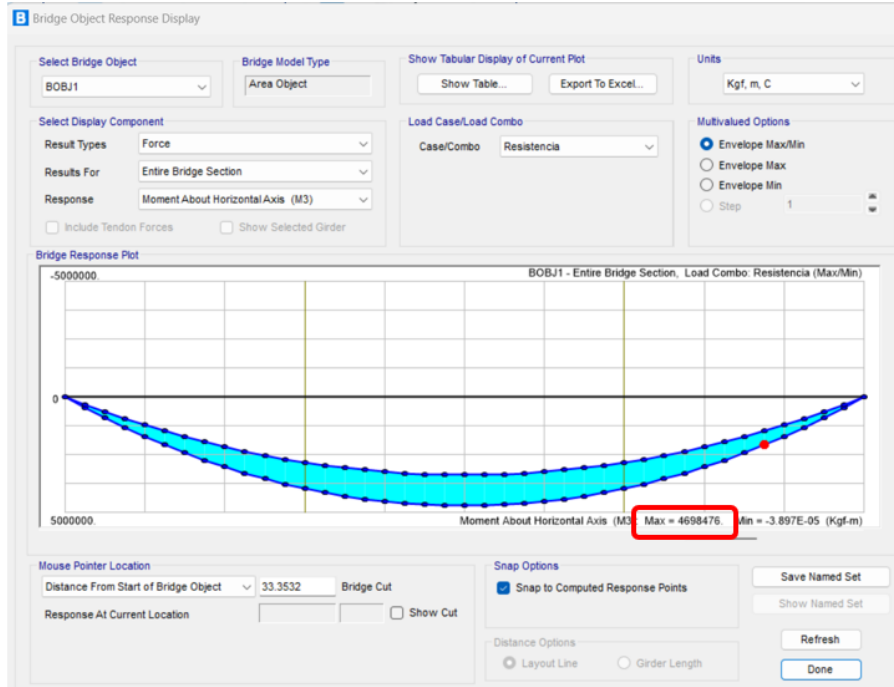


Figura 5-24 Resultados máximos momentos flectores de las vigas. Elaboración propia.

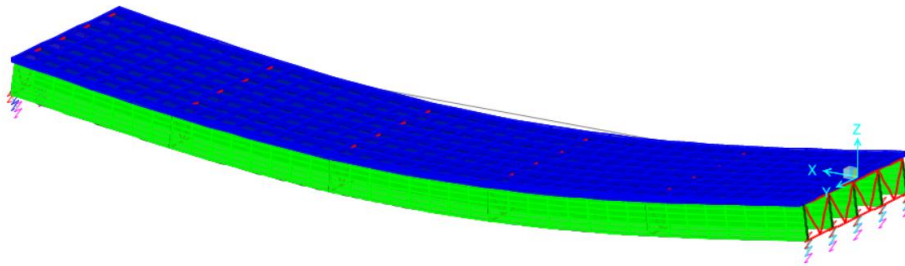


Figura 5-25 Deflexión del tablero al soportar fuerzas máximas de cortante y momentos. Elaboración propia.

5.7 Comprobaciones mediante CSi Bridge

Mediante el software CSi Bridge se pudo comprobar que todas las secciones empleadas en el modelamiento cumplen lo establecido con las cargas soportadas y la envolvente máxima de las cargas.

Viga izquierda

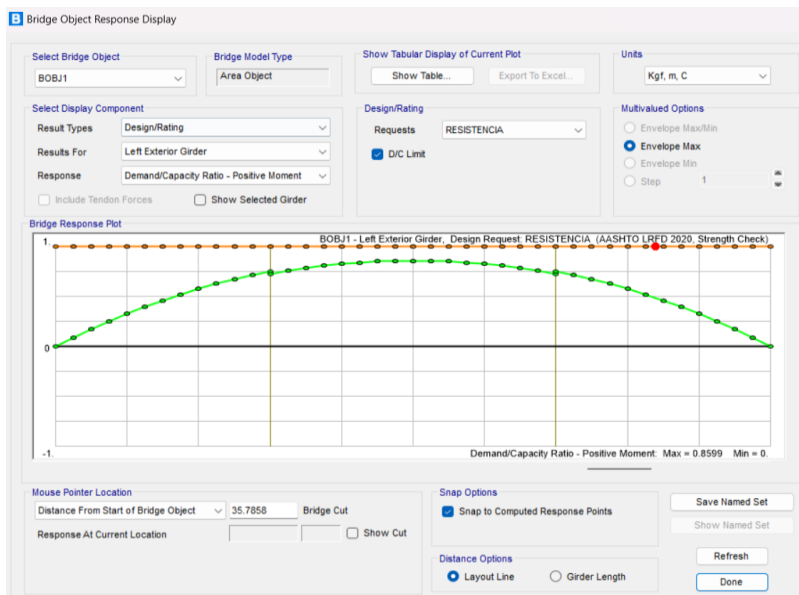


Figura 5-26. Comprobación de que cumple la viga izquierda a la carga aplicada. Elaboración propia.

Viga intermedia 1

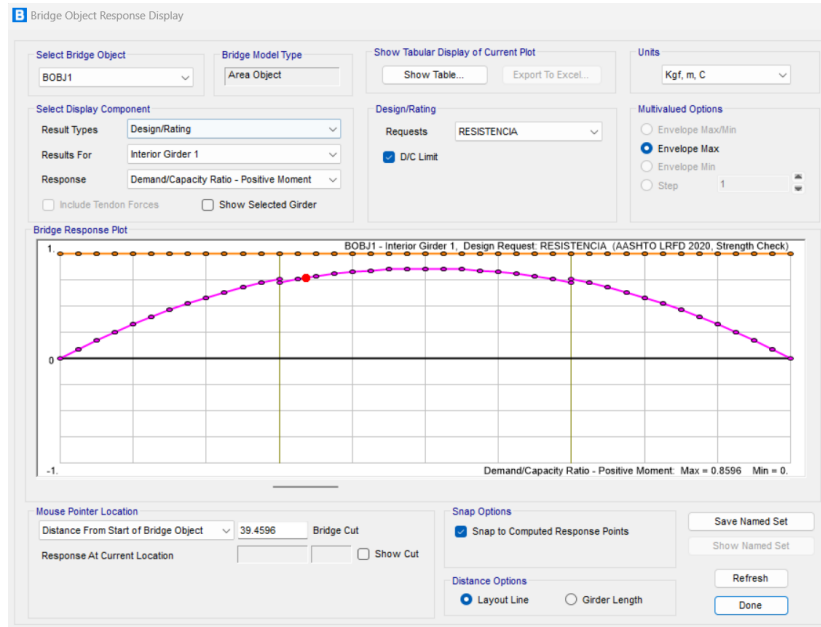


Figura 5-27. Comprobación de que cumple la viga intermedia 1 a la carga aplicada. Elaboración propia.

Viga intermedia 2

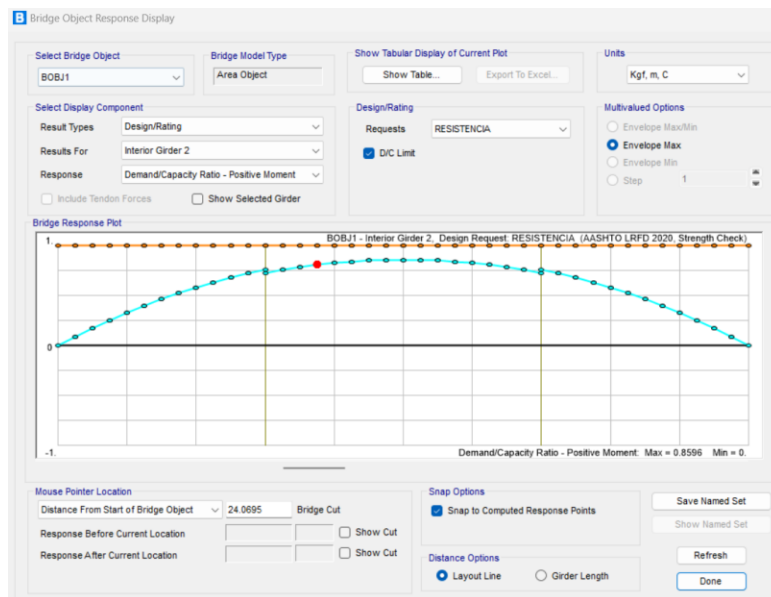


Figura 5-28. Comprobación de que cumple la viga intermedia 2 a la carga aplicada. Elaboración propia.

Viga intermedia 3

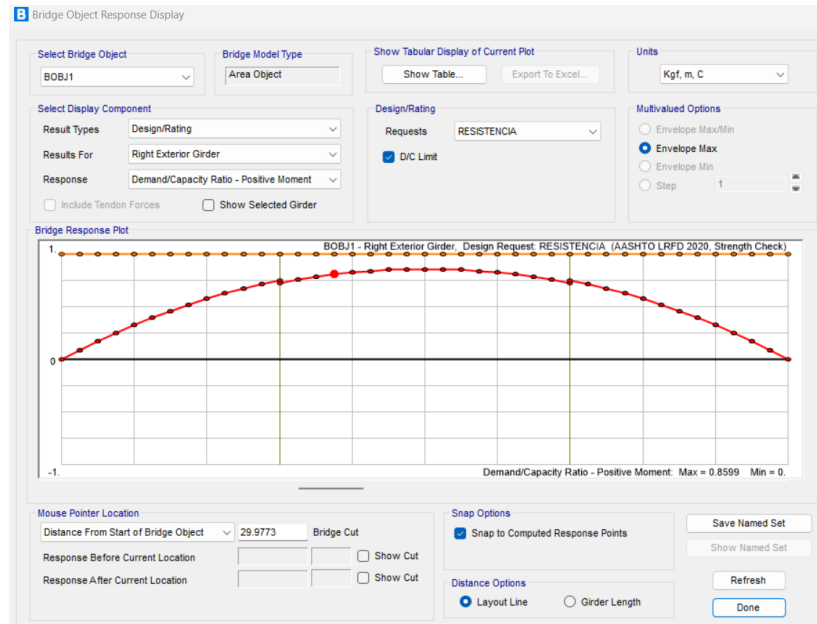


Figura 5-29. Comprobación de que cumple la viga intermedia 3 a la carga aplicada. Elaboración propia.

Viga derecha

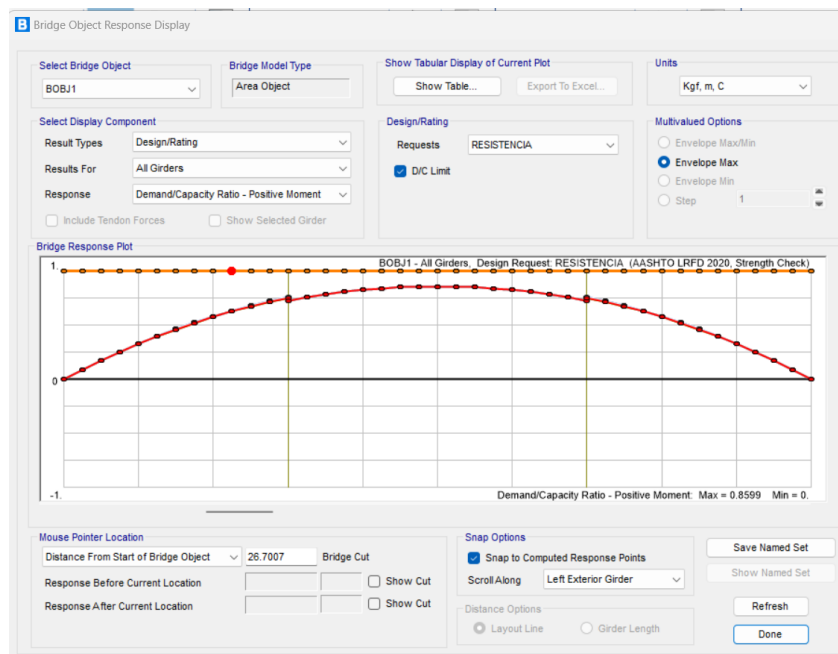


Figura 5-30. Comprobación de que cumple la viga derecha a la carga aplicada. Elaboración propia.

5.8 Comprobaciones mediante cálculos manuales.

Del subcapítulo 4.11.1 y 4.11.2 obtuvimos momentos máximos tanto para vigas internas como externas de estos dos resultados tomamos el mayor y comparamos con el dato que nos da el CSi Bridge.

$$\begin{aligned}n\Sigma y_i Q_i &= \emptyset R_n = R_r \\n\Sigma y_i Q_i &= \emptyset R_n \\(n_D * n_R * n_I) * (DC * 1.25 + DH * 1.50 + LL + IM * 1.75) &= \emptyset R_n \\(0.95 * 1.05 * 1.05) * (1400.64 * 1.25 + 112.38 * 1.50 + 2575.91) &= \emptyset R_n \\4708.2 \text{ tn/m} &= \emptyset R_n \\R_r = \emptyset R_n &= 4708.2 \text{ tn/m}\end{aligned}$$

Figura 5-31 Momento máximo de la viga interna (4.44.1).

$$\begin{aligned}n\Sigma y_i Q_i &= \emptyset R_n = R_r \\n\Sigma y_i Q_i &= \emptyset R_n \\(n_D * n_R * n_I) * (DC * 1.25 + DH * 1.50 + LL + IM * 1.75) &= \emptyset R_n \\(0.95 * 1.05 * 1.05) * (2575.4 * 1.25 + 112.4 * 1.50 + 868.2) &= \emptyset R_n \\4457.7 \text{ tn/m} &= \emptyset R_n \\R_r = \emptyset R_n &= 4457.7 \frac{\text{tn}}{\text{m}}\end{aligned}$$

Figura 5-32 Momento máximo de la viga externa (4.11.2).

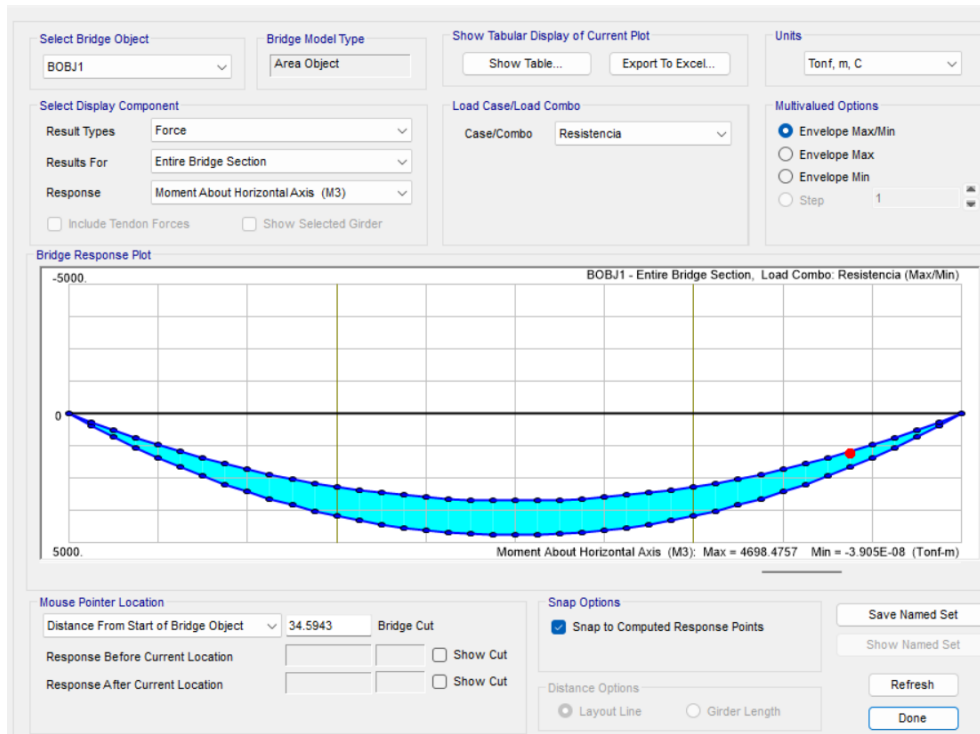


Figura 5-33 Momento máximo dado por el CSi Bridge. Elaboración propia.

Comparación de momentos flexionantes		
Distancia en “m”	Calculo manual “tn/m”	Momento por CSi Bridge “tn/m”
40	4708.2	4698.4757

Tabla 5-6 Diferencia entre los cálculos de momento máximos. Elaboración propia.

De la misma manera del subcapítulo 4.12.1 y 4.12.2 obtuvimos cortantes máximos tanto para vigas internas como externaes de estos dos resultados tomamos el mayor y comparamos con el dato que nos da el CSi Bridge.

Tramo	0	1	2	3	4	5
Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
Vpp	17.69	15.03	12.38	9.73	7.07	0.18
Vlosa	38.4	32.64	26.88	21.12	15.36	0.38
Vasfalto	4.50	3.83	3.15	2.48	1.80	0.04
VLL+IM(MAX)	31.91	27.29	23.05	19.16	15.64	4.83
V Servicio	92.49	78.79	65.46	52.49	39.87	5.43

Tabla 5-7 Fuerza cortante en operación para la viga interna. Elaboración propia.

Tramo	0	1	2	3	4	5
Distancia(m)	0	3	6	9	12	19.8
Vpp	17.69	15.03	12.38	9.73	7.07	0.18
Vlosa	38.4	32.64	26.88	21.12	15.36	0.384
Vasfalto	4.50	3.83	3.15	2.48	1.80	0.04
Vprotecc	18.24	15.50	12.77	10.03	7.30	0.18
Vacera	28.8	24.48	20.16	15.84	11.52	0.288
VLL+IM(MAX)	19.68	16.83	14.21	11.82	9.64	2.98
V Servicio	127.30	108.31	89.55	71.01	52.69	4.05

Tabla 5-8 Fuerza cortante en operación para la viga externa. Elaboración propia.

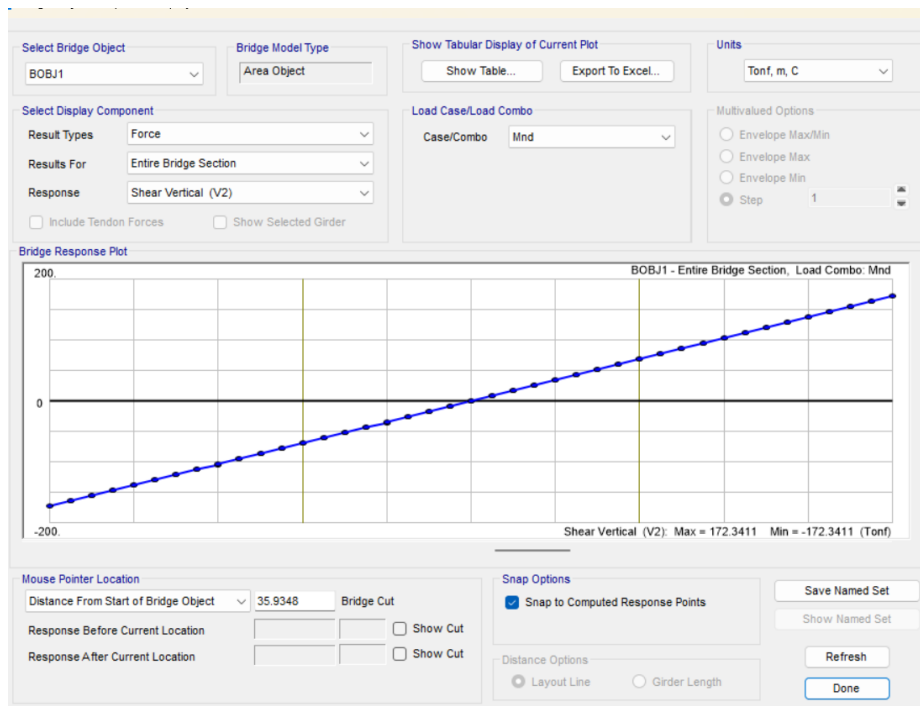


Figura 5-34 Cortante máximo dado por el CSi Bridge. Elaboración propia.

Comparación de cortante		
Distancia en "m"	Momento por CSi Bridge "tn"	Calculo manual "tn"
40	172.3	127.3

Tabla 5-9 Diferencia entre los cortantes. Elaboración propia.

5.9 Comprobación Estado de Fluencia

ESTADO LIMITE DE FLUENCIA		
y	83	cm
Fy	3500	kg/cm ²
Zx	55918	cm ³
Mn	195713000	kg-cm
	1957130	kg-m
φMn	1761417	kg-m
Mu	1274500	kg-m
D/C	0.72356518	CUMPLE

Tabla 5-10 Comprobación estado limite fluencia en flexión de las vigas. Elaboración propia.

No se requiere comprobar pandeo lateral torsionante puesto que en la parte superior existirá una losa nervada en dos direcciones juntamente con conectores a cortantes que contribuirán a evitar este fenómeno. Además, existen arrostramientos laterales que unen a las distintas vigas entre sí.

5.10 Comprobación Estado Límite de Pandeo Local

Este estado será verificado tanto en las alas como en el alma de las vigas.

ESTADO LIMITE DE PANDEO LOCAL		
E=	2.00E+06	kg/cm ²
kc	0.447	
ALAS		
λ	10.33	
λ_p	9.08	
λ_r	15.19	
TIPO DE SECCION	NO COMPACTA	
ALMA		
λ	80	
λ_p	89.88	
λ_r	136.26	
TIPO DE SECCION	COMPACTA	

Tabla 5-11 Comprobación a pandeo local en las vigas. Elaboración propia.

5.11 Comprobación por Corte

Se cumple la condición de resistencia al corte, lo que indica que la estructura es adecuada para las cargas aplicadas.

RESISTENCIA A CORTANTE		
kv	5	
h/tw	77	
	58.80	
C1v	0.76360355	
phi	0.9	
Aw	308	cm ²
Vn	493898.775	kg
ϕV_n	444508.898	kg
Vu	114175	
D/C	0.2568565	CUMPLE

Tabla 5-12. Comprobación a fuerzas cortantes en las vigas. Elaboración propia.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Esta investigación ha desarrollado una propuesta de diseño estructural para un puente de dos carriles, cada uno de 3.6 metros de ancho, con aceras de 0.75 metros. Este puente conectará los cantones de Paute y Gualaceo, reemplazando al puente "La Unidad". El objetivo principal es abordar y solucionar la congestión vehicular en la zona mediante un diseño que cumpla con las normativas de la AASHTO.
- Momento máximo de 4698.4757 ton/m y cortante máximo de 172.3 ton demuestran que el diseño propuesto cumple con las especificaciones técnicas y normativas de la AASHTO. Se ha realizado un análisis exhaustivo de cargas y se han aplicado criterios de diseño rigurosos para asegurar la resistencia estructural, la durabilidad y la seguridad del puente. La propuesta de diseño estructural no solo resuelve el problema actual de congestión vehicular, sino que también proporciona una infraestructura segura y eficiente que promueve la conectividad entre los cantones Paute y Gualaceo, beneficiando significativamente a la comunidad local y facilitando el transporte de bienes y personas.
- Con referencia a los precios a la fecha del proyecto, se ha estimado un costo total de la obra de \$1040098,924 según las consideraciones establecidas en este puente.
- Este proceso incluyó un análisis detallado del tipo de suelo para determinar sus propiedades geotécnicas y su capacidad de carga, aspectos cruciales para diseñar cimientos robustos y seguros. Además, se estudiaron las condiciones climáticas locales. Por último, se recopiló y analizó el volumen de tráfico vehicular, proporcionando información vital para dimensionar adecuadamente la capacidad estructural y funcional del puente, asegurando así su eficiencia operativa y seguridad.

- Se utilizó software especializado como CSI Bridge para realizar un análisis estructural detallado. Se examinaron las características de una viga metálica tipo I, que tenía un alma de 1540 mm de espesor de 20 mm y patines de 620 mm de espesor de 30 mm, y una luz total de 120 metros, dividida en tres tramos de 40 metros cada uno. Para dimensionar correctamente el acero principal y garantizar la seguridad y funcionalidad del puente, este análisis incluyó la evaluación precisa de momentos, cortante y otros factores críticos. La integridad estructural del puente se garantiza mediante la planificación meticulosa con estos parámetros, mientras que el proyecto se optimiza en términos de materiales y construcción. Este enfoque técnico riguroso no solo cumple con las normativas vigentes, sino que también proporciona una solución sostenible y eficiente para mejorar la conectividad y la seguridad vial entre los cantones de Paute y Gualaceo.
- Como resultado de este estudio, se han desarrollado planos detallados que especifican todos los aspectos constructivos del puente diseñado. Estos planos no solo guiarán la construcción física del puente, sino que también garantizan el cumplimiento de los estándares técnicos y normativos establecidos. La meticulosa elaboración de estos planos asegura una definición clara y documentada de todos los elementos estructurales y funcionales del puente, proporcionando una base sólida para su ejecución. Además, se ha establecido un presupuesto referencial exhaustivo que respalda la presentación integral del proyecto, asegurando la viabilidad económica y técnica de la propuesta.

RECOMENDACIONES IMPORTANTES.

- Se recomienda realizar estudios hidrológicos para determinar las crecientes y estudios geotécnicos más detallados que permitan analizar correctamente los datos del suelo,

incluyendo el subsuelo debajo del río. Esto es crucial para el adecuado dimensionamiento de las pilas y estribos. Es importante señalar que los análisis actuales se realizaron únicamente en función del peso del puente, los momentos estructurales y datos preliminares del suelo, por lo que se requiere un enfoque más exhaustivo para garantizar la seguridad y funcionalidad del nuevo puente.

- En los anexos se encuentran los diseños de las pilas y estribos, pero sin embargo se recomienda una revisión de la profundidad de la cimentación, durante la fase de diseño inicial, se tomaron decisiones basadas en información preliminar, lo que llevó a determinar una profundidad de cimentación específica. Sin embargo, considero que esta decisión puede requerir una revisión más exhaustiva debido a la falta de información geotécnica detallada en ese momento.
- Además, es fundamental justificar los valores de galibo, la profundidad de cimentación y los datos hidrológicos utilizando información existente del GAD de El Cabo, así como datos históricos del puente actual, que ha demostrado no presentar problemas durante crecidas en el tiempo.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Añazco Salazar, D. F., & Angulo Álvarez, R. (2010). Análisis sísmico del puente Norte 1 con aisladores de base FPS sobre el estuario del Río Esmeraldas. En *Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército (ESPE)*.

<http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/1688>

Camán, A. C. (2022). *Cimentación profunda de puentes*. Perú: Universidad certificada del Perú.

Cayamcela Chacha, G. A. (2022). *Manual de mantenimiento de puentes colgantes* [Tesis de titulación, Universidad Católica de Cuenca]. Repositorio Institucional UN.

<https://dspace.ucacue.edu.ec/handle/ucacue/12821>

Chuquipoma Azañero, G. (2019). *Diseño de estructuras - Estudio y enseñanza* [Tesis de titulación, Universidad Cesar Vallejo, Perú]. Repositorio Institucional UN.

<https://hdl.handle.net/20.500.12692/51285>

Cremades, S. M. (2017). *Diseño estructural de puentes*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.

Empresa Editora Macro E.I.R.L. (2010). *Manual de diseño de puentes*. Lima, Perú.

Escobar, J. A. (2014). *Comportamiento y seguridad estructural de puentes* [Tesis de titulación, Universidad Técnica de Ambato]. Repositorio Institucional UN.

<https://repositorio.uta.edu.ec>

- García, G. (2018). *Análisis técnico-económico del puente vehicular continuo “Inca Moya” de concreto armado y de acero estructural según la norma AASHTO-LRFD* [Tesis de titulación, Universidad San Ignacio de Loyola]. Repositorio Institucional UN. <https://repositorio.usil.edu.pe>
- García, J. O. (2014). La infraestructura de puentes en las vías secundarias del. *EIA*, ISBN 1794-1237, 109-121.
- Gordillo, D. A. (2024). *Diseño estructural de un puente con vigas*. Cuenca: Universidad Politécnica Salesiana.
- Grattasat, G. (1983). Vida útil de puentes. *Informes de la construcción*. La École Nationale des Ponts et Chaussées. París, Francia. <https://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es>
- Heredia, O. d. (2004). *Diseño de estructuras de acero. Construcción compuesta*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Jurado, C. (2016). *Puentes (I), Evolución-Tipología-Cálculo-Construcción*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Londoño, C. (2021). Diseño de losas de concreto en tableros de puentes. [Webinar de Midas Civil]. <https://www.midasoft.com/latinoamerica/learning/bridge/tableros-puentes>
- Márquez, L. (2015). *Análisis de la percepción de seguridad en puentes peatonales*. Ingenierías Universidad de Medellín, Medellín.

Mena, H. A. (2017). *Diseño de superestructura y subestructura del puente La Vainilla por el método AASHTO LRFD 2010 con las cargas HS20-44+25%*. Managua: Universidad Nacional de Ingeniería.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones Perú. (2016). *Manual de puentes*. Perú: Ministerio de Transporte y Comunicaciones.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2011). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas y materiales*. Quito, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

Morales Enríquez, F. O. (2021). *Diseño estructural de puentes de armaduras metálicas*. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.

Muñoz, J. A. (2023). Puentes levadizos: Diseño, funcionamiento y desafíos. <https://niixer.com/index.php/2023/10/07/puentes-levadizos-diseno-funcionamiento-y-desafios/>

Nieto-Cárdenas, X., Nieto-Cárdenas, E., & Illescas-Cárdenas, P. (2021). *Diseño, gestión y construcción de un puente de estructura mixta*. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia. <https://www.researchgate.net/publication/369297538>

Romo, M. (2018). *Puentes y viaductos*. Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

García Rueda, A., Parra Jaramillo, A., Restrepo Arango, C., Mesa Grisales, J. E., & Cardona García, L. M. (2014). *Pasantía internacional México: Análisis y diseño de puentes* (Tesis de licenciatura, Universidad Libre Facultad de Ingeniería, Programa de Ingeniería Civil). Universidad Libre, Pereira.

Torres, E. (2013). *Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO*. Universidad Politécnica Salesiana. Cuenca, Ecuador.

Transporte, I. C. (2021). *Estribos en puentes: Tipología y materiales*. Chile: Structuralia.

Valero, G. J. (2020). *Cálculo y diseño del tramo de un puente ferrocarrilero de superestructura metálica en El Vigía, estado Mérida*. ISSN 1856-9560.

7. ANEXOS

ESTUDIOS TOPOGRÁFICO

Se realizó una calicata de 2 metros de profundidad utilizando una máquina pesada para extraer una muestra de suelo. Esta actividad fue fundamental para obtener información precisa sobre las características del terreno en el área del puente. La muestra de suelo extraída fue llevada al laboratorio, donde se realizaron dos diferentes ensayos para evaluar sus propiedades físicas y mecánicas, lo que permitirá fundamentar el diseño estructural del puente. Los ensayos realizados fueron los siguientes

ENSAYO DE CLASIFICACIÓN SUCS

La clasificación SUCS (Standard Unified Classification System) es un sistema utilizado para categorizar suelos en función de sus propiedades físicas y mecánicas. Para realizar esta clasificación, se consideran los siguientes aspectos:

Granulometría: Se analizó el tamaño de las partículas del suelo mediante tamices y pruebas de sedimentación obteniendo los siguientes resultados:

Masa inicial =		1147	g		
Datos de muestra					
TAMIZ		RETENIDO PARCIAL (g)	RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	PASANTE (%)
#	(mm)				
4	4.750	0.00	0.00	0.00	100.00
16	1.180	63.00	5.49	5.49	94.51
20	0.850	39.00	3.40	8.89	91.11
30	0.600	75.00	6.54	15.43	84.57
40	0.425	208.00	18.13	33.57	66.43
50	0.300	270.00	23.54	57.11	42.89
100	0.150	320.00	27.90	85.00	15.00
200	0.075	107.00	9.33	94.33	5.67
FONDO	<0.075	65.00	5.67	100.00	0.00
TOTAL (g)		1147	100.00		

Tabla 7-1 Tamizado de la muestra de suelo. Elaboración propia

Obteniendo a su vez la curva granulométrica siguiente:

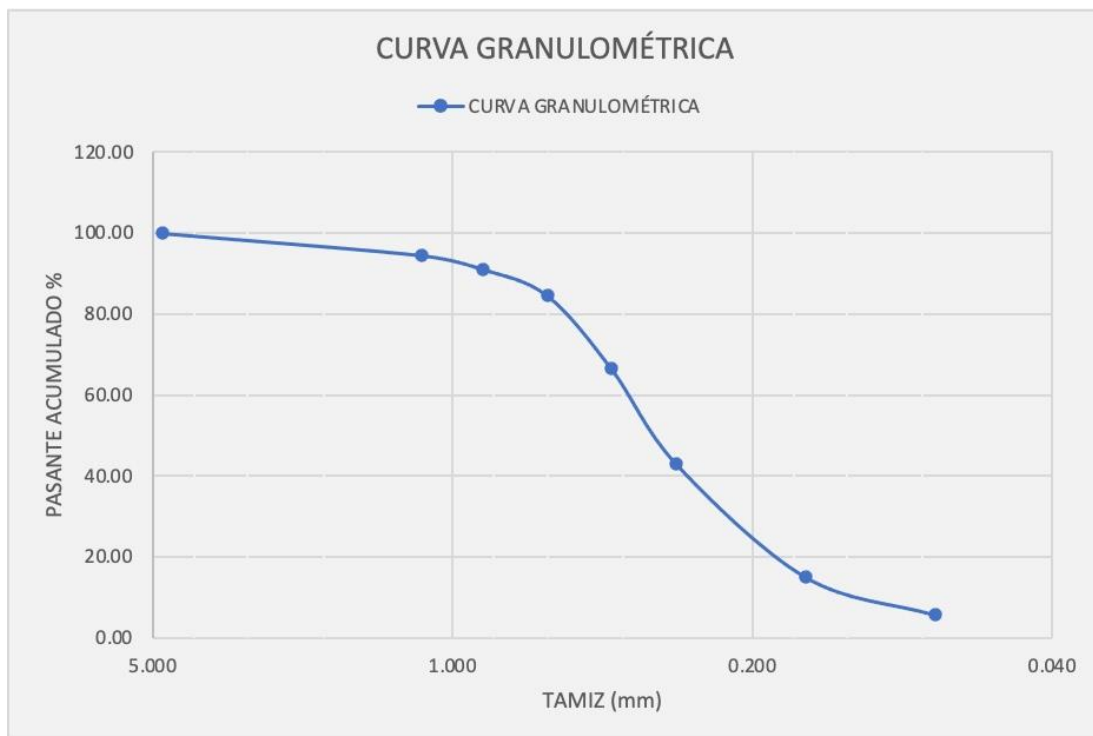


Figura 7-1 Curva granulométrica. Elaboración propia

LÍMITE DE PLASTICIDAD

Se determino la plasticidad del suelo a través de ensayos de límites de Atterberg, que ayudan a entender su comportamiento bajo diversas condiciones de humedad, obteniendo los siguientes resultados

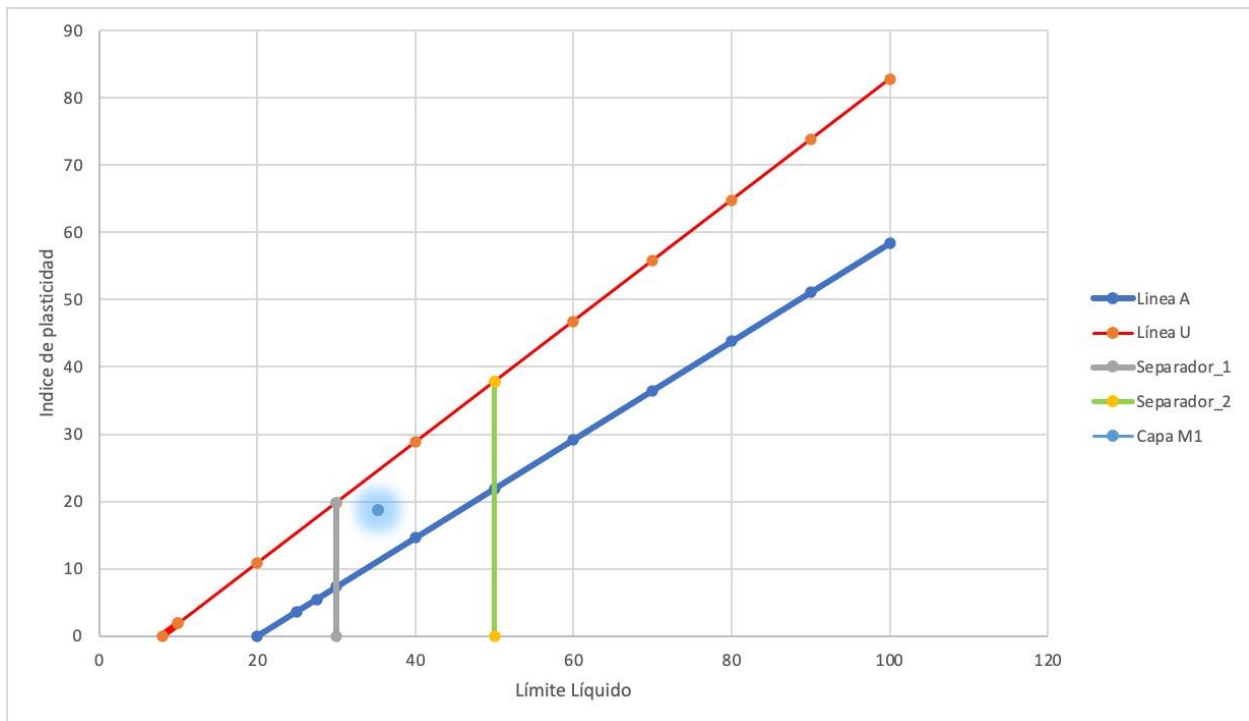


Figura 7-2 Carta de límites de Atterberg. Elaboración Propia

Así obteniendo la clasificación final en función al siguiente cálculo en Excel

CLASIFICACIÓN SUCS																	
CLASIFICACIÓN DE SUELO DE GRANO GRUESO - GRAVAS																	
X	SUELO	GRANO GRUESO	ARENAS	ARENAS FINAS	GR	GP	DOBLE CLASIFICACIÓN	GRAVA CON FINO	GM	GC	DOBLE CLASIFICACIÓN						
	FS	SI	NO	NO	NO	SI	SI	NO	NO	SI	NO						
CLASIFICACIÓN DE SUELO DE GRANO GRUESO - ARENAS																	
✓	SUELO	GRANO GRUESO	ARENAS	ARENAS FINAS	SM	SP	DOBLE CLASIFICACIÓN	ARENAS CONTINUA	SM	SC	DOBLE CLASIFICACIÓN						
	FS	SI	SI	NO	NO	SI	SI	NO	NO	SI	NO						
DOBLE CLASIFICACIÓN																	
X	SUELO	SM(1)	SM(2)	SP(1)	SP(2)	SM-SP(1)	SM-SP(2)	SM-SP(3)	SM-SP(4)	SM-SP(5)	SM-SP(6)	SM-SP(7)	SM-SP(8)	SM-SP(9)	SM-SP(10)	SM-SP(11)	SM-SP(12)
	FS	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI
DOBLE CLASIFICACIÓN DE ARENAS																	
✓	SUELO	SM(1)	SM(2)	SP(1)	SP(2)	SM-SP(1)	SM-SP(2)	SM-SP(3)	SM-SP(4)	SM-SP(5)	SM-SP(6)	SM-SP(7)	SM-SP(8)	SM-SP(9)	SM-SP(10)	SM-SP(11)	SM-SP(12)
	FS	SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO	SI	NO
CLASIFICACIÓN DE GRANO FINO - LIMOS Y ARCILLAS																	
X	SUELO	GRANO FINO	LIMOS Y ARCILLAS	CL	ML	OL	DOBLE CLASIFICACIÓN	LIMOS Y ARCILLAS ES	CI	MI	DI	DOBLE CLASIFICACIÓN					
	FS	NO	SI	SI	NO	SI	NO	NO	SI	NO	SI	NO					

Figura 7-3 Tipo de suelo según clasificación SUCS. Elaboración propia

CÁLCULO DE QADMISIBLE

- Cohesión efectiva (c'): 400 kN/m²
- Ángulo de fricción (ϕ): 35 grados
- Ancho de la cimentación (B): 5.5 m
- Profundidad de la cimentación (D_f): 1 m
- Peso unitario del suelo (γ): 18.9 kN/m³
- Factor de seguridad (F_s): 3

Paso 1: Calcular q'

$$q' = \gamma \cdot D_f = 18.9 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} = 18.9 \text{ kN/m}^2$$

Paso 2: Calcular los coeficientes N_c, N_q, N_γ

Para $\phi = 35^\circ$:

- Calcular N_q :

$$\tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = \tan(62.5^\circ) \approx 1.881$$

$$\sin(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = \sin(27.5^\circ) \approx 0.4663$$

$$N_q = \frac{\tan^2(62.5^\circ)}{\sqrt{1 - (0.4663)^2}}$$

$$N_q = \frac{1.881^2}{\sqrt{1 - 0.2176}}$$

$$N_q = \frac{3.536}{0.8788} \approx 4.023$$

- Calcular N_c :

$$N_c = \frac{N_q}{\sqrt{N_q + 1}}$$

$$N_c = \frac{4.023}{\sqrt{4.023 + 1}}$$

$$N_c = \frac{4.023}{4.091} \approx 0.985$$

Paso 3: Calcular N_γ

$$\sin \phi = \sin 35^\circ \approx 0.5736$$

$$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + 0.5736}{1 - 0.5736} = \frac{1.5736}{0.4264} \approx 3.689$$

$$N_f = \frac{2B}{\sqrt{N_q+1}} \cdot \frac{1+\sin \phi}{1-\sin \phi}$$

$$N_f = \frac{2 \cdot 5.5}{\sqrt{4.023^2+1}} \cdot 3.689$$

Calculamos $\sqrt{4.023^2+1}$:

$$\sqrt{4.023^2+1} \approx \sqrt{16.184+1} \approx \sqrt{17.184} \approx 4.144$$

$$N_f = \frac{11}{4.144} \cdot 3.689 \approx \frac{11}{4.144} \cdot 3.689 \approx 9.783$$

Paso 4: Calcular la capacidad admisible de carga $q_{\text{admisible}}$

$$q_{\text{admisible}} = c'N_c + q'N_q + 0.5\gamma BN_f$$

Sustituimos los valores calculados:

$$q_{\text{admisible}} = 400 \cdot 0.985 + 18.9 \cdot 4.023 + 0.5 \cdot 18.9 \cdot 5.5 \cdot 9.783$$

Calculamos cada término:

$$400 \cdot 0.985 = 394 \text{ kN/m}^2$$

$$18.9 \cdot 4.023 = 76.07 \text{ kN/m}^2$$

$$0.5 \cdot 18.9 \cdot 5.5 \cdot 9.783 = 0.5 \cdot 18.9 \cdot 5.5 \cdot 9.783 = 495.31 \text{ kN/m}^2$$

Sumamos estos valores:

$$q_{\text{admisible}} = 394 + 76.07 + 495.31 = 965.38 \text{ kN/m}^2$$

Paso 5: Aplicar el factor de seguridad

Dado que el factor de seguridad es $F_S = 3$:

$$q_{\text{admisible}} = \frac{965.38}{3} = 321.79 \text{ kN/m}^2$$

Resultado final del $Q_{\text{admisible}}=3.21\text{kg/cm}^2$

En el caso del diseño del nuevo puente de dos carriles que reemplazará al puente La Unidad, la evaluación de la capacidad portante del suelo es fundamental debido a las cargas adicionales que implicará la nueva estructura. El puente conectará los cantones Paute y Gualaceo en Ecuador, y su diseño debe garantizar que las cimentaciones puedan soportar las cargas de tráfico vehicular, así como las cargas dinámicas y estáticas asociadas con la estructura del puente.

Para determinar el Q admisible del suelo, se realizaron ensayos de laboratorio, específicamente el ensayo de corte directo. Este ensayo es esencial para obtener los parámetros geotécnicos del suelo, como la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ). Estos parámetros son cruciales para calcular la capacidad portante del suelo utilizando métodos teóricos y empíricos.

A partir del ensayo se obtuvieron los siguientes resultados

DATOS MOLDE		
AREA	0,0036	m ²
ALTURA	0,0254	m
VOLUMEN	9,144E-05	m ³

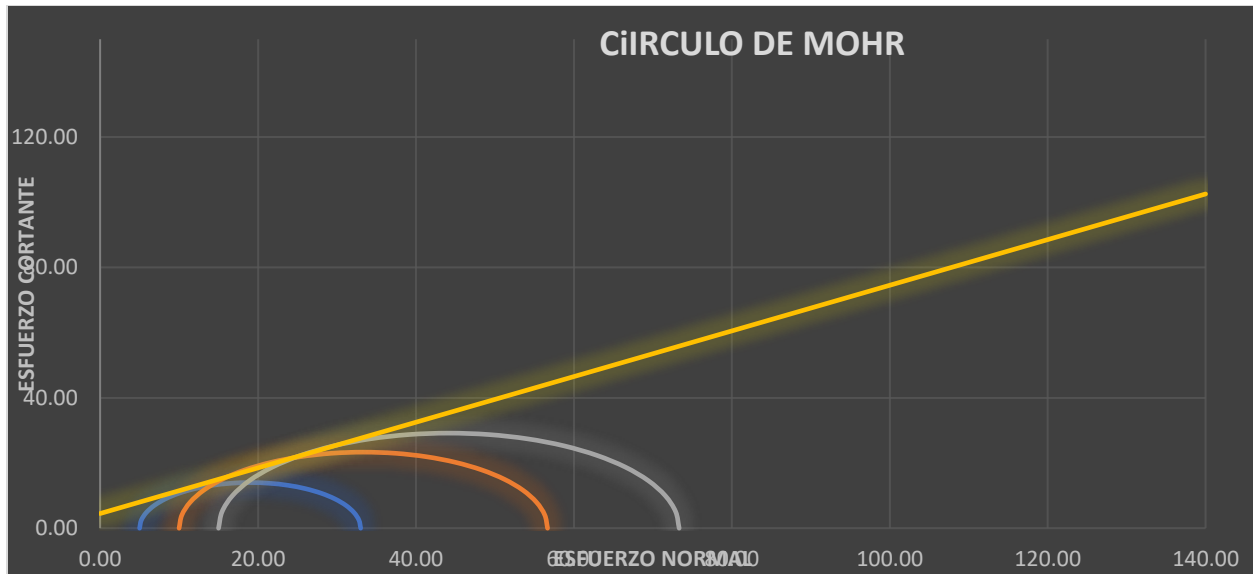
DATOS PARA EL CIRCULO DE MORH	
GRAVEDAD	9,81 m/s ²

	PRUEBA 1	PRUEBA 2	PRUEBA 3
σ VERTICAL	5	10	15
	(N/m ²)		
Esfuerzo max τ	33	56,66666667	73,33333333
ESFUERZO 3	5	10	15
RADIO	14	23,33333333	29,16666667
CENTRO	19	33,33333333	44,16666667

Parametros de grafica		PRUEBA 1		PRUEBA 2		PRUEBA 3	
GRADOS	RADIANES	E NORMAL	E CORTANT	E NORMAL	E CORTANTE	E NORMAL	E CORTANTE
0	0,00	5,00	0,00	10,00	0,00	15,00	0,00
10	0,17	5,21	2,43	10,35	4,05	15,44	5,06
20	0,35	5,84	4,79	11,41	7,98	16,76	9,98
30	0,52	6,88	7,00	13,13	11,67	18,91	14,58
40	0,70	8,28	9,00	15,46	15,00	21,82	18,75
50	0,87	10,00	10,72	18,33	17,87	25,42	22,34
60	1,05	12,00	12,12	21,67	20,21	29,58	25,26
70	1,22	14,21	13,16	25,35	21,93	34,19	27,41
80	1,40	16,57	13,79	29,28	22,98	39,10	28,72
90	1,57	19,00	14,00	33,33	23,33	44,17	29,17
100	1,75	21,43	13,79	37,39	22,98	49,23	28,72
110	1,92	23,79	13,16	41,31	21,93	54,14	27,41
120	2,09	26,00	12,12	45,00	20,21	58,75	25,26
130	2,27	28,00	10,72	48,33	17,87	62,91	22,34
140	2,44	29,72	9,00	51,21	15,00	66,51	18,75
150	2,62	31,12	7,00	53,54	11,67	69,43	14,58
160	2,79	32,16	4,79	55,26	7,98	71,57	9,98
170	2,97	32,79	2,43	56,31	4,05	72,89	5,06
180	3,14	33,00	0,00	56,67	0,00	73,33	0,00

Φ	35
Coeficion	4,5

Esfuerzo de falla		
σ	τ	
0	4,5	
140	102,5290553	




A partir de estos cálculos se determinó el q admisible del suelo en función a las características antes ya determinadas del suelo:

- Cohesión (c): 5 kg/cm^2
- Ángulo de fricción interna (ϕ): 63°
- Ancho de la cimentación (B): 5.5 m
- Profundidad de cimentación (D_f) 1 m
- Peso unitario del suelo (γ) 18.9 kN/m^3
- Factor de seguridad (FS): 3

Utilizando estas fórmulas y parámetros, se calcularon los factores de capacidad portante (N_c , N_q , N_γ) y, posteriormente, la capacidad portante última (q_{ult}). Dividiendo q_{ult} por el factor de seguridad, se obtuvo la capacidad portante admisible (q_{adm}).

ESTUDIO Y PRESUPUESTACIÓN REFERENCIAL

Proyecto:	PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL REPLAZO DEL PUENTE "LA UNIDAD" QUE CONECTA A LOS CANTONES PAUTE Y GUALACEO
PRESUPUESTO DE OBRA REFERENCIAL	
Realizado por	Angelo Fajardo- Jorge Barahona

Total en dolares de Estados Unidos **1043693,52**

Detalles de Obra					
NUMERO	DESCRIPCION DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO Dolares(\$)	SUB TOTAL
Preliminares					
1	Replantillo y nivelacion de estructuras	m2	2181,23	1,38	3010,0974
2	Excavación y relleno para puentes	m3	539,21	5,26	2836,2446
3	Replantillo hormigón simple f'c=180kg/cm2	m3	21,75	158,20	3440,85
Infraestructura					
4	Geotextil estribos	m2	416,681	2,50	1041,7025
5	Geodren estribos	m2	416,681	14,54	6058,54174
6	Hormigón estructural f'c = 240 kg/cm2, Premezclado (Estribos)	m3	222,372	241,27	53651,69244
7	Acero de refuerzo en barras fy = 4200 kg/cm2 (Estribos)	Kg	12.905,04	2,22	28649,1888
8	Tubería para subdrenes D=200	m	50	11,69	584,5
9	Hormigón estructural f'c = 240 kg/cm2, Premezclado (Pilas)	m3	183,98	241,27	44388,8546
10	Acero de refuerzo en barras fy = 4200 kg/cm2 (Pilas)	Kg	12.905,04	2,22	28649,1888
11	Enrocados de Protección	m3	144,6	44,10	6376,86
Superestructura					
12	Sistemas de apoyos sísmicos	u	8,00	6.757,44	54059,52
13	Tubería de PVC de 4" para drenaje	m	14	8,70	121,8
14	Tubería de PVC de 4" para drenaje perforada	m	14	9,67	135,38
15	Hormigón estructural f'c=240kg/cm2 loseta	m3	52,8	228,94	12088,032
16	Hormigón estructural f'c=280kg/cm2 tablero	m3	212	254,69	53994,28
17	Acero de refuerzo en barras fy = 4200 kg/cm2	Kg	18.266,70	2,22	40552,074
18	Suministro, fabricación y montaje de acero ASTM A-572 para Angulo	Kg	28,351	3,95	111,98645
19	Suministro, fabricacion y montaje de acero ASTM A-36 para vigas tipo I	Kg	100840,196	3,985186	401866,9387
20	Pintura de acero estructural	Kg	100840,196	2,2	221848,432
21	Imprimación Asfáltica	l	1368	0,67	916,56
22	Carpeta de pavimento asfáltico 3"	m2	912	11,11	10132,32
23	Junta de dilatación neopreno	m	43,5	519,68	22606,08
24	Transporte de mezcla asfáltica	m3-km	945,64	0,34	321,5176
25	Protecciones vehiculares	m	240	102,84	24681,6
26	Protecciones peatonales	m	120	99,46	11935,2
27	Tubería de PVC de 4" para drenaje en calzada peaton	m	2,4	8,70	20,88
28	Bordillo fundido en sitio 20x50cm f'c=210kg/cm2, incluye encofrado	m	240	25,88	6211,2
29	Acera de hormigón f'c=210kg/cm2	m2	180	18,90	3402

Sumatoria Total	Σ=	dolares 1043693,522
-----------------	-----------	-------------------------------

PLANOS ESTRUCTURALES DISEÑO DE PUENTE

En los anexos se presentan los planos estructurales del puente, que son documentos esenciales para la comprensión y ejecución del proyecto. Cada plano proporciona una representación gráfica detallada de diferentes aspectos del diseño, incluyendo dimensiones, materiales y disposiciones estructurales.

Descripción de los Planos:

1. **Plano General:** Este plano ofrece una vista completa del puente, mostrando la disposición general y su relación con el entorno.
2. **Sección Transversal:** En este plano se detalla la sección transversal del puente, ilustrando las dimensiones de los elementos estructurales y su disposición.
3. **Elevaciones:** Los planos de elevación muestran las vistas laterales del puente, destacando aspectos como la altura y el perfil del diseño.
4. **Detalles Constructivos:** Este plano incluye detalles específicos sobre la construcción, como uniones, refuerzos y especificaciones de materiales.
5. **Planta:** El plano de planta proporciona una vista desde arriba, mostrando la distribución de los elementos estructurales y su alineación

DISEÑO DE ESTRIBOS

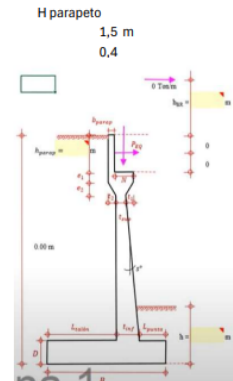
DATOS INICIALES		
Resistencia de concreto	f_c	280 kg/cm ²
fluencia de acero	f_y	4200 kg/cm ²
Peso específico del concreto	γ_c	2400 kg/cm ²
Peso específico del concreto	E_s	2040000 kg/cm ²
Peso específico del concreto	E_c	256017,9681 kg/cm ²

Altura de relleno sobre el talon	H=	10 m
----------------------------------	----	------

Cargas Aplicadas		
Carga Muerta	PDC	147,872 T/m
Carga de Asfalto	PDw	23 T/m
Carga Viva	PL+IM	56 T/m
Fuerza de frenado	BR=	3 T/m

Datos del suelo		
Peso específico del suelo	γ_t	1890 kg/m ³
Capacidad admisible	q_{adm}	3,21 kg/cm ²
Angulo de fricción Interna	ϕ_f	30
Angulo de fricción del suelo y el	δ	0
Angulo Horizontal del material del suelo con la Horizontal	β	0
Angulo de inclinación del muro del lado del terreno	θ	90

Factor de seguridad	Fs=	3
coeficiene sismico de aceleracion horizontal	PGA=	0,3
coeficiente de sitio	Fpa	1,2



D= 1 m

PREDIMENSIONAMIENTO

Consideracion el espesor del parapeto:
 Considerando $e_1 = 0,4$ m considerando
 $t_1 = 0,3$ m

Ancho del cimientado	B=	$1/2 * H = 5$ m	@	$2/3H = 6,66667$ m
Altura del cimientado	D=	$0,10H = 1$ m		
Longitud de punta	Lpunta=	$B/3 = 1,83$ m		
Grosor menor de pantalla	tsup=	$H/24 = 0,417$ m		
Grosor mayor de pantalla	tinf=	$0,1H = 1$ m		

PREDIMENSIONAMIENTO CON MEDIDAS MODIFICADAS

bpar=	0,4 m
e2	0,6 m
t2	0,42 m
bpar=	5,5 m
D=	1,0 m
Lpunta=	1,83 m
tsup	1,1 m
tinf=	1,43 m
Ltalon	3,07 m

Considerando : La longitud del puente $L = 120$ m

Desviacion del apoyo $S^\circ = \text{atan} \left(\frac{t_{inf} - t_{sup}}{H - h_{par} - e_1 - e_2 - D} \right)$ S= 2,9
N= 1,4

$N_{min} = (200 + 0.0017L + 0.0067H) (1 + 0.000125 S^2) =$ Nmin= 0,40442657 m

Verificacion **N minimo** 0,404426572 m < **N calculado** 1,4 m **Cumple**

Table 3.11.6.4-1—Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Abutments Perpendicular to Traffic

Abutment Height (ft)	h_{eq} (ft)
5.0	4.0
10.0	3.0
≥ 20.0	2.0

Altura equivalente 3,11,6,4,1

Altura del pilar (m)	h_{eq} (m)
1,5	1,2
3	0,9
>6	0,6

heq 0,6 m

Estribos del puente

2.1 Cargas verticales

Considerando franjas de

1

m de longitud

2.1.1 Cargas DC

Peso propio de concreto armado DC

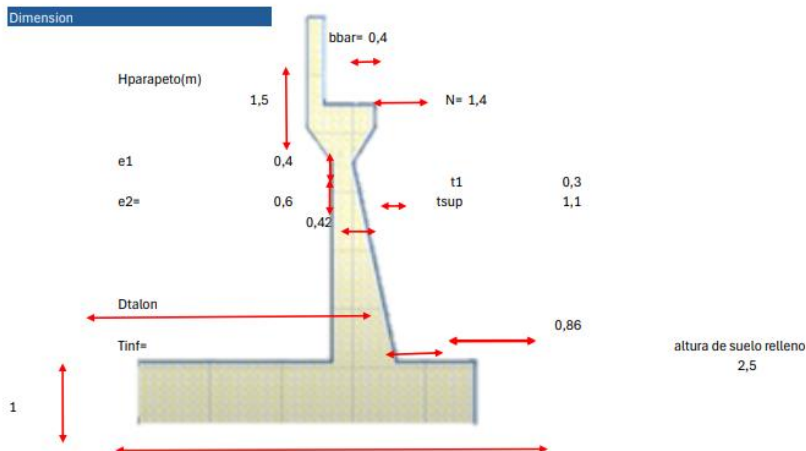
Elemento	Volumen (m3)	Dc(Ton/m)	XA(m)	YA(m)	XA*DC	YA*Dc(ton-m/m)
1	0,61	1,464	3,000	6,7	4,392	9,8088
2	0,1242	0,29808	3,680	5,8	1,0969344	1,728864
3	0,7256	1,74144	3,080	5,45	5,3636352	9,490848
4	5,02	12,048	3,680	3,3	44,33664	39,7584
5	0,09	0,216	4,640	5,45	1,00224	1,1772
6	0,7	1,68	4,370	3,3	7,3416	5,544
7	5,50	13,2	2,750	0,5	36,3	6,6
		30,64752			99,8330496	74,108112

D=

$$XA = \frac{99,8330496}{30,64752} = 3,257459318 \text{ m}$$

$$YA = \frac{74,108112}{30,64752} = 2,418079 \text{ m}$$

Dimension



Peso propio de la estructura

Pdc=	147,872 T/m	XA=	1,75 m
------	-------------	-----	--------

2.1.2 Cargas Dw

Peso asfalto en superestructura

Pdw=	23 T/m	XA=	1,75 m
------	--------	-----	--------

2.1.3 Cargas EV(peso del terreno)

Elemento	Volumen (m3)	EV(ton/m)	XA(m)	YA(m)	XA*DC	YA*Dc(ton-m/m)
8	25,02	47,29	3,525	4,05	166,689495	191,51559
9	0,7256	1,37	2,23	4,7	3,05818632	6,4455048
10	2,73	5,16	2,175	2,8	11,2223475	14,44716
11	0,0525	0,10	1,124	1,367	0,1115289	0,13564058
12	1,29	2,44	0,55	1,3	1,340955	3,16953
sumatoria		56,36			182,42	215,71

XA=	$\frac{182,42}{56,36} =$	3,236955004 m	YA=	$\frac{215,71}{56,36} =$	3,827678 m
-----	--------------------------	----------------------	-----	--------------------------	-------------------

2.4.1 Cargas LL y IM

Carga viva e impacto desde la superestructura

PLL+IM	56 T/m	XA=	1,75
--------	--------	-----	------

2.1,4 Cargas LS(sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente del suelo por S/C

Por cargas vehiculares actuando cuando el terreno, agregamos una porcion equivalente de suelo

en este caso para H= y h'

H=	10
h'=	0,6

El terreno extendido sera de **2,35 m** del talon del estribo

LSy=	2,6649 Ton/n	2,71
------	---------------------	------

Resumen de cargas verticales				
CARGA	TIPO	V(Ton/m)	XA(m)	Mv(ton-m/m)
Dc	Dc	30,64752	3,257459318	99,83
Pdc	Dc	147,872	1,75	258,78
Pdw	Dw	23	1,75	40,25
Ev	Ev	56,36	3,236955004	182,42
PLL+IM	LL-IM	56	1,75	98,00
LSy	LS	2,6649	2,71	7,22
suamtoria		316,540629		686,503441

Cargas horizontales

considerando franjas

1 m

de longitud de estribo

Angulo de friccion Interna	ϕ	30
Angulo de ficcion del suelo y el	δ	0
Angulo Horizontal del material del suelo con la	β	0
Angulo de inclinacion del muro del lado del terreno	θ	90

2.1.1 Calculo del coeficiente de empuje activo Ka

AASHTO (3.11.5.3-1) y (3.11.5.3-2)

$$r = \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta)\text{sen}(\Phi - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) * \text{sen}(\theta - \beta)}}\right)^2 \square$$

r= 2,25

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \Phi)}{r(\text{sen}^2\theta \text{sen}(\theta - \delta))}$$

Ka= 0,33333333

ϕ_i = ángulo de fricción interna = 30°

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 0°

β = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0°

θ = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90°

Cargas Actuantes

2.2.2 Cargas LS(sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la carga viva

$p^* = k_a \cdot H \cdot \gamma_t =$ 0,378 ton/m2

$LS_x = H (p^*) =$ 3,78 ton/m

Ya= 5 m

2.2.3 Cargas EH(presion lateral del terreno)

$p = k_a H \gamma_t =$ 6,300 Ton/m2

$EH = 1/2 H (p) =$ 31,500 Ton/m

Ya= 3,33333333 m

2.4.4 Cargas EQ (accion sismica)

Presion estatica del terreno en su efecto dinamico(PAE)

Angulo de friccion Interna	ϕ_f	30
Angulo de ficcion del suelo y el	δ	0
Angulo Horizontal del material del suelo con la Horizontal	β	0
Angulo de inclinacion del muro con la vertical	B'	0
Kho= Fpga(PGA)=	kho	0,36
coeficiente de aceleracion horizontal	kh	0,18
Coeficiente de aceleracion vertical	Kv	0

$$\theta' = \arctan\left(\frac{k_p}{1 - k_p}\right)$$

$$\theta' = 10,204$$

Verifico

$$\phi_f = 30 > \theta' = 10,2039737 \text{ Cumple}$$

de presión activa del terreno es

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta' - \beta')}{\cos\theta' \cos^2\beta' \cos(\delta + \beta' + \theta') \left(1 + \frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}\right)^2} = 0,45661455$$

Entonces

$$P_{AE} = 1/2 k_{AE} \gamma_t H^2 \quad (11.6.5.3-2)$$

$$PAE = 43,1500748 \text{ Ton/m}$$

Acción sísmica del terreno (EQterr)

$$EQ_{\text{ter}} = P_{AE} \cdot EH$$

$$EQ_{\text{terr}} = 11,650 \text{ Ton/m}$$

$$Ya = 5 \text{ m}$$

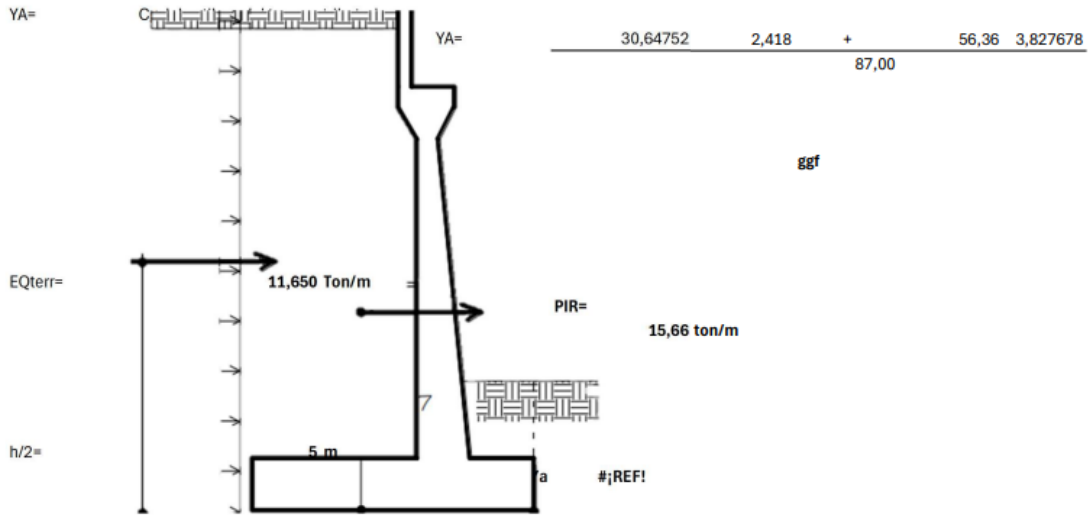
fuerza inercial del estribo (Pir)

Como: peso del estribo y terreno tributario

$$W_w + W_s = 87,00 \text{ ton/m}$$

$$P_{IR} = K_b (W_w + W_s) \quad (\text{AASHTO 11.6.5.1-1})$$

$$P_{IR} = 15,66 \text{ ton/m}$$



Efecto combinado de PAE y PIR

de acuerdo a art 11.5.5.1 debe,os tomar el resultado mas conservador

$$P_{AE} + 0.5P_{IR} = 50,98041042 \text{ ton/m}$$

$$\bullet (0.5P_{AE} > EH) + P_{IR} = 47,161$$

Consideramos entonces la primera expresión que por simple inspección es crítica tanto en carga como en momento. Al valor de PAE le descontamos la presión estática del terreno (EH) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga:

$$\begin{matrix} \text{EQterreno} \\ 11,650 \text{ Ton/m} \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} 0,5P_{IR} \\ 7,83033561 \text{ Ton/m} \end{matrix}$$

2.2.4.2 Cargas sismica por superestructura a Peq

El Art. 3.10.9.1 AASHTO LRFD establece para los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, una sollicitación mínima de diseño en una unión restringida entre superestructura y subestructura no menor al producto del coeficiente de aceleración A_s y la carga permanente tributaria, es decir:

$$P_{EQ} = P_{DC+DW} (A_s) = 61,51392 \text{ ton/m}$$

Siendo:

$$A_s = F_{pga}(PGA) = k_{10}$$

$$= 0,36$$

(3.10.4.2-2 y 11.6.5.2)

$$YA = 6,25 \text{ m}$$

CARGA BR Frenado

Br= 3 T/m

Resumen de las cargas horizontales

CARGA	TIPO	H(Ton/m)	YA(m)	Mg(Ton-m/m)
LSx	Ls		3,78	5,00
EH	Eh		31,50	3,33
EQterr	EQ		11,65	5,00
0,5PIR	EQ		7,83	3,50
PEQ	EQ		61,51	6,25
BR	Br		3,00	11,80
Sumatoria			119,27	34,88
				629,42

Estados límites aplicables y combinaciones de cargas

Tomamos en cuenta Estado límite de resistencia 1 evento extrem 1 aplicables con

$$\eta = N_D N_R \eta_I = 1$$

Tomamos en cuenta los estado límites de Resistencia I y Evento Extremo I aplicables en este caso y con un valor $n=N_D N_R \eta_I=1$ Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizamos los factores γ y máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras) que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (LSx, EH, EQ y BR) y los factores de carga γ y mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC, DW, EV, LL+IM, LSy) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso será denominado Resistencia Ia. Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores γ y máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar la presión sobre el terreno. A este caso lo denominaremos Resistencia Ib. Para el chequeo de estabilidad al vuelco, deslizamiento y presiones también aplicamos el estado límite de Evento Extremo I con los coeficientes señalados en la Tabla 3.4.1-1 (ó la Fig. C11.5.6-4), AASHTO LRFD. El chequeo de agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio I.

ESTADO LIMITE	Y _{dc}	Y _{dw}	Y _{ev}	FACTORES DE CARGA UTILIZADOS			EH	Y _{eq}	Y _{br}
				Y _{LL+IM}	Y _{LSy}	Y _{LSx}			
Resistencia Ia	0,9	0,65	1	0	0	1,75	1,5	0	1,75
Resistencia Ib	1,25	1,5	1,35	1,75	1,75	1,75	1,5	0	1,75
Ev. Extremo I	1	1	1	0,5	0,5	0,5	1	1	0,5
Servicio 1	1	1	1	1	1	1	1	0	1

ESTRIBO CON PUENTE
CARGAS VERTICALES (Vu)

TIPO	DC	DW	EV	LL+IM	LS	SUMATORIA=
CARGA	DC	P _{dc}	P _{dw}	Ev	LL+IM	LSy
V(Ton)	30,65	147,87	23,00	56,36	56,00	3,78
y= Resistencia Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00
	27,58	133,08	14,95	56,36	0,00	0,00
y= Resistencia Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75
	38,31	1,00	34,50	67,63	72,80	4,91
y= EV. Extremo	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50
	30,65	147,87	23,00	56,36	28,00	1,89
y= Servicio 1	1,00	0,50	1,00	0,75	0,75	1,00
	30,65	73,94	23,00	42,27	42,00	3,78

Momento estabilizador para cargas verticales

TIPO	DC	DW	EV	LL+IM	LS	SUMATORIA=	
CARGA	DC	Pdc	Pdw	Ev	LL+IM	LSy	Vu(Ton)
V(Ton)	99,83	258,78	40,25	182,42	98,00	7,22	686,50
y= Resistencia la	0,90	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	531,33
	89,85	232,90	26,16	182,42	0,00	0,00	
y= Resistencia lb	1,25	1,25	1,25	1,35	1,20	1,10	831,57
	124,79	284,65	50,31	246,27	117,60	7,94	
y= EV. Extremo	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	581,28
	99,83	258,78	40,25	182,42	0,00	0,00	
y= Servicio 1	1,00	0,50	0,50	1,00	0,75	0,75	510,68
	99,83	129,39	20,13	182,42	73,50	5,42	

2.3.4 Cargas horizontales

TIPO	LS	EH	EQ	BR	SUMATORIA=		
CARGA	LSx	Eqterreno	0,5 PIR	Ev	PEQ	BR	Hu(Ton)
V(Ton)	3,78	31,50	11,65	7,83	61,51	3,00	119,27
y= Resistencia la	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	59,12
	6,62	47,25	0,00	0,00	0,00	5,25	
y= Resistencia lb	1,75	1,5	0	0	0	1,75	59,12
	6,62	47,25	0,00	0,00	0,00	5,25	
y= EV. Extremo	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	115,88
	1,89	31,50	11,65	7,83	61,51	1,50	
y= Servicio 1	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	38,28
	3,78	31,50	0,00	0,00	0,00	3,00	

Momento estabilizador para cargas verticales

TIPO	LS	EH	EQ	BR	SUMATORIA=		
CARGA	LSx	Eqterreno	0,5 PIR	Ev	PEQ	BR	Hu(Ton)
V(Ton)	18,90	105,00	58,25	27,41	384,46	35,40	629,42
y= Resistencia la	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	252,53
	33,08	157,50	0,00	0,00	0,00	61,95	
y= Resistencia lb	1,75	1,50	0,00	0,00	0,00	1,75	252,53
	33,08	157,50	0,00	0,00	0,00	61,95	
y= EV. Extremo	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	602,27
	9,45	105,00	58,25	27,41	384,46	17,70	
y= Servicio 1	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	159,30
	18,90	105,00	0,00	0,00	0,00	35,40	

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

2.4.1 Vuelco alrededor del punto "A"

2.4.1.1 Calculo de estado limite de resistencia emax

Se debe mantener la resultante e la base del cimiento dentro de los 2 tercios centrales excepto en el caso de suelo rocoso que seran 9/10

$$e_{max} = B/3 = 1,83 \text{ m}$$

Estado limite de evento extramo

Cuando $Y_e = 0$, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los 2/3 centrales del cimiento para cualquier suelo (esB/3).

Cuando $Y_e = 1$, se debe mantener la resultante en la base dentro de los 8/10 centrales del cimiento para cualquier suelo (es2/5B).

Para los valores Y_e entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados. En nuestro caso, utilizando $Y_{Eo} = 0.5$, la interpolación señala el límite es(11/30)

$$e_{max} = (11/30)B = 2,02$$

ESTADO	V_u	M_{vu}	M_{hu}	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	e_{max}
	(ton/m)	(Ton-m/m)	(Ton-m/m)	m	m	m
Resistencia Ia	231,97	531,33	252,53	1,20	1,55	1,83 cumple
Resistencia Ib	219,15	831,57	252,53	2,64	0,11	1,83 cumple
Evento Extrema I	287,77	581,28	602,27	-0,07	2,11	2,15 cumple

2.3.2 Deslizamiento en base del estribo

$$\text{Con: } \mu = \text{tg } \phi_r = 0,577350269$$

(Art. 10.6.3.4 y Tabla C3.11.5.3-1)

$\phi_T =$	1 Estado límite de Resistencia	(Tabla 11.5.7-1)
	1 Estado límite de evento extremo	(Art. 11.5.8)

ESTADOS	V_u	Resistente (Ton/m)		Actuante (ton/m)	
	(ton.m)	$F_u = u(\phi_T V_u)$		Hu	
Resistencia Ia	231,97	133,93		59,12	cumple
Resistencia Ib	219,15	126,53		59,12	cumple
Evento Extremo I	287,77	166,14		115,88	cumple

2.4.3 Presiones actuantes sobre la base del estribo

2.4.3.1 Capacidad de carga factorada del terreno (q):

Estado límite de resistencia con $\phi_b = 0,55$

(Tabla 11.5.7-1)

$$q_R = \phi_b q_n$$

$$q_R = \phi_b (FS \cdot q_{adm})$$

C (10.6.3.1.1-1)

$$q_R = 4,402 \text{ kg/cm}^2$$

(Tabla 11.5.7-1)

Estado límite de Evento extremo con $\phi_b = 0,8$

$$q_R = \phi_b q_n$$

$$q_R = \phi_b (FS \cdot q_{adm})$$

C (10.6.3.1.1-1)

$$q_R = 7,704 \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de servicio $q_{adm} = 3,21 \text{ kg/cm}^2$

ESTADO	Vu	Mvu	Mhu	$X_o = \frac{Mvu - Mhu}{Vu}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$
	(ton/m)	(Ton-m/m)	(Ton-m/m)	m	m
Resistencia	231,974	531,333	252,525	1,20	1,55
Resistencia lb	219,151	831,572	252,525	2,64	0,21
Evento Extremo I	287,766	581,282	602,269	0,14	1,50
Servicio I	215,631	510,685	159,300	1,63	0,33

$$q = \frac{Vu}{B - 2e}$$

1,664930131	<	4,402 cumple
1,078498281	<	4,402 cumple
7,673752773	<	7,704 cumple
2,975920288	<	3,21 cumple

ESTRIBO SIN PUENTE

3.1 Estados limites aplicables y combinaciones de carga

estribos sin puente

TIPO	DC	EV	LS	SUMATORIA
CARGA	DC	EV	LSY	Vu(ton)
V(Ton)=	30,64752	56,36	2,6649	89,668629
y= Resistencia Ia	1	1,25	0	0
	30,64752	70,44526125	0	101,092781
y= Resistencia Ib	1	1,25	1,75	0

	30,64752	70,44526125	4,663575	105,756356
y= EV. Extremo	1	1,25	0,5	0
	30,64752	70,44526125	1,33245	102,425231
y= Servicio 1	1	0,75	0,5	0
sumatoria	30,64752	42,26715675	1,33245	74,2471268

#.1.2 Momentos estabilizados para cargas verticales Mvu

TIPO	DC	EV	LS	SUMATORIA
CARGA	DC	EV	LSY	Vu(ton)
V(Ton)=	99,83	182,42	7,22	289,477441
y= Resistencia Ia	1	1,25	0	0
	99,8330496	228,0281409	0	327,861191
y= Resistencia Ib	1	1,25	1,75	0
	99,8330496	228,0281409	12,63828825	340,499479
	1	1	0,5	0
y= EV. Extremo	99,8330496	182,4225127	3,6109395	285,866502
	1	0,75	0,5	0
y= Servicio 1	99,8330496	136,8168845	3,6109395	240,260874

cargas horizontales

TIPO	LS	EH	EQ		SUMATORIA
CARGA	LSx	Eh	Eqterre	0,5Pir	Hu(Ton)
V(Ton)=	3,78	31,50	11,65	7,83	54,76
y= Resistencia Ia	1,75	1,5	0	0	
	6,615	47,25	0	0	53,865
y= Resistencia Ib	1,75	1,5	0	0	
	6,615	47,25	0	0	53,865
y= EV. Extremo	0,5	1	1	1	
	1,89	31,5	11,65007481	7,83033561	52,8704104
y= Servicio 1	1	1	0	0	
	3,78	31,5	0	0	35,28

#.1.2 Momentos estabilizados para cargas verticales Mvu

TIPO	LS	EH	EQ		SUMATORIA
CARGA	LSx	Eh	Eqterre	0,5Pir	Hu(Ton)
V(Ton)=	18,90	105,00	58,25	27,41	209,56
y= Resistencia Ia	1,75	1,5	0	0	
	33,075	157,5	0	0	190,575
y= Resistencia Ib	1,75	1,5	0	0	
	33,075	157,5	0	0	190,575
y= EV. Extremo	0,5	1	1	1	
	9,45	105	58,25037406	27,4061746	200,106549
y= Servicio 1	1	1	0	0	
	18,9	105	0	0	123,9

3.2 Chequeo de estabilidad y esfuerzos

ESTADO	Vu	Mvu	Mhu	$Xo = \frac{Mvu - Mhu}{Vu}$	$e = \frac{B}{2} - Xo$	
	(ton/m)	(Ton-m/m)	(Ton-m/m)	m	m	
Resistencia	101,093	327,861	190,575	0,94	1,81	1,833333 cumple
Resistencia lb	105,756	340,499	190,575	1,42	1,33	1,833333 cumple
Evento Extremo I	102,425	285,867	200,107	0,84	1,91	2,035 cumple

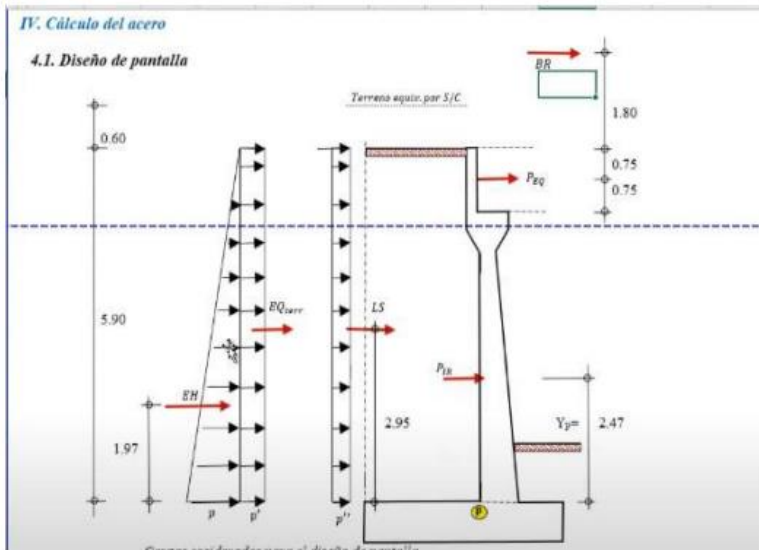
3.2.2 deslizamiento en base del estrubo

Con: $\mu = \text{tg } \phi_r$ 0,577350269

ØT=	1 Estado límite de Resistencia	(Tabla 11.5.7-1)
	1 Estado límite de eventon extremo	(Art. 11.5.8)

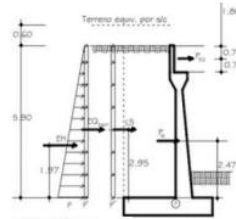
ESTADOS	Vu (ton.m)	Resistente (Ton/m) Fu=u(ØTvu)	Actuante (ton/m) Hu	
Resistencia la	101,09	58,37	53,87	cumple
Resistencia lb	105,76	61,06	53,87	cumple
Eventro Extremo I	102,43	59,14	52,87	cumple

Calulo del acero



cargas de base de la pantalla

Carga	Carga dsitribuida		Carga		Yp	M
	Ton/m		Ton/	m		
LS	P''_m	0,378	2,2302	2,95	6,57909	
EH	p	6,300	18,585	1,97	36,61245	
E_{qterr}	p''_m	0,756	4,4604	2,95	13,15818	
0,5Pir	-		0,68	2,47	1,6796	
Peq	-		61,51392	5,15	316,796688	
BR	-		3	7,7	23,1	



Para el diseño estructural PIR sin incluir la masa del suelo sobre el talón

Peso de la pantalla

$$\begin{aligned} W_{st} &= 7,61 \\ K_h &= 0,18 \\ \theta_r &= \\ \theta &= \\ \delta/\theta_f &= \\ \text{Luego: } k_p &= Rk'_p \\ P_{IR} &= K_h \cdot W_{st} \quad \text{PIR} = 1,3698 \end{aligned}$$

Carga del terreno mas su accion dinamica

$$P_{AE} = EH + EQ_{terr} = 23,0454 \text{ Ton/m}$$

De acuerdo al Art. 11.6.5.1 debemos tomar el resultado más conservador de:

$$P_{AE} + 0.5P_{IR} = 23,7254 \text{ Ton/m}$$

$$(0.5P_{AE} > EH) + P_{IR} = 12,8925 \text{ Ton/m}$$

$$\begin{aligned} EQ_{TERR} &= 4,4604 \\ 0,5pir &= 0,68 \end{aligned}$$

Acero por flexion

Momento de diseño en la base de la pantalla

$$- \text{Estado limite de Resistencia I, con } n = nD \ nR \ nI = 1$$

$$M_u = n (1.75 M_{LS} + 1.50 M_{EH} + 1.75 M_{BR})$$

$$M_u = 106,8570825 \text{ T/m}$$

$$- \text{Estado limite de Evento Extremo I, con } n = nD \ nR \ nI = 1$$

$$M_u = n (0.50M_{LS} + 1.00M_{EH} + 1.00(M_{BQ} + M_{0,5PIR} + M_{PBQ}) + 0.50M_{BR})$$

$$M_u = 383,086463$$

As diseño

$$\text{Recubrimiento} \quad R = 5 \text{ CM} \quad \text{Ancho a analizar} \quad B = 1$$

$$0.59 w^2 - w + \frac{Mu}{1.00 f'c * b * d^2}$$

$$w1 =$$

$$w2 =$$

M (ton-)	b (cm)	d (cm)	p	N varillas	varilla	diametro	area cm2
				1	Ø 3/4"	19,05	2,85022957

$$z = 5,95$$

$$d = 137,05 \text{ cm}$$

$$143 \text{ xm}$$

Separacion 0,04282638 separacionm

$$AS = 66,55312851 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{A_s \times 4200}{0,85 \times 210 \times 100} = 4,98 \text{ cm}$$

$$a = 11,74466974 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_s f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{72,54 \times 10^5}{1,0 \times 4200 (84,05 - \frac{a}{2})} = 21,17 \text{ cm}^2, s_{\phi 3/4} = \frac{2,84}{21,17} = 0,13 \text{ m}$$

*** As mínimo**

Las cantidades de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1,33 M_u$

$$a) M_{cr} = 1,1 f_t S = 126,0923047 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Siendo: } f_t = 2,01 \sqrt{f'_c} = 33,6337 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{bb^3}{6} = 340816,6667 \text{ cm}^3$$

$$1,33 M_u = 509,5049958$$

$$\text{verificar } 383,086463 > 126,0923047 \text{ to-m} \text{ cumple}$$

4.1.2. Acero de temperatura

Espesor promedio de pantalla: $b = 0,60 \text{ m}$ y una altura de: $h = 3,40 \text{ m}$

$$\text{Espesor promedio de panta } 1,265 \quad H = \text{suma de panta } 6,5$$

$$A_{stem} = \frac{0,18 b h}{2(b+h)} \text{ cm}^2/\text{m}$$

Astem 9,530264005 cm2

$$2,33 \text{ cm}^2 < 9,530264005 < 12,7$$

N varillas	varilla	diametro	area cm2
1	Ø 1/2"	12,7	1,266768698

separacion 0,13292063 tiene que ser menor a los otros

$$s_{max} = 3t = 3,795$$

$$s_{mx} = 0,45$$

4.1.3. Revisión de fisuración por distribución de armadura

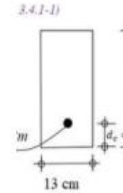
(Art. 5.6.7)

4.1.3.1 Momento actuante

Usando la sección agrietada y una franja de 0,13 de ancho para el diseño por estado límite de servicio 1

$$M_s = n(1.0M_{LS} + 1.0M_{EH} + 1.0M_{BR})$$

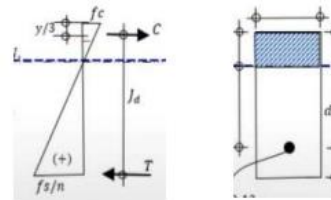
Ms=	66,29154 Ton-m
Ancho tributario	0,13 m
MS=	8,6179002 Ton-m-m



Ubicación de eje neutro

ES=	2040000 kg/cm ²
Ec=	256017,9681 kg/cm ²

$$n = E_s / E_c \quad n = 7,968190729$$



Area de acero transformada

$$A_{st} = 26,225 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momentos respecto del eje neutro y} \quad 3y(y/2) = 26.22(84.05 - \bar{y})$$

$$6.5 y^2 + 26.22 y - 2204.1 = 0$$

$$y = 17,8 \text{ cm}$$

4.1.3.3 Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

el brazo Jd entre carga es $Jd = d - y/3$ 131,116667

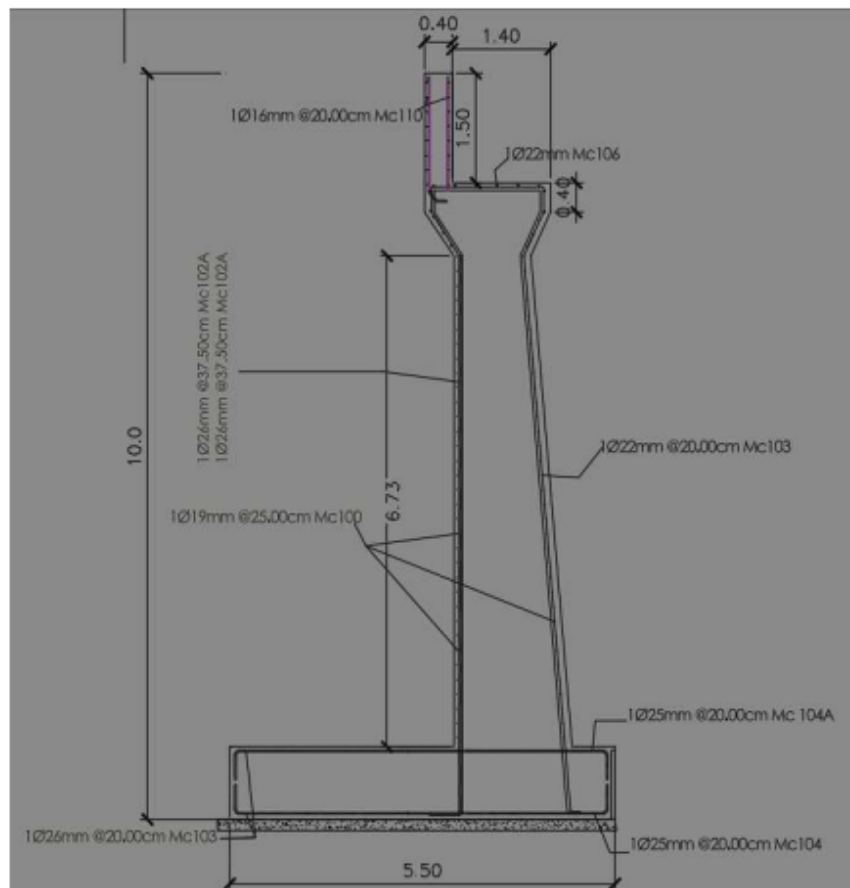
esfuerzo del acero sera

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(Jd)A_s} \quad f_{ss} = 2,314329657 \text{ kg/cm}^2 < 0,6F_y \quad 2,52 \text{ cumple}$$

se verifica la separación máxima que es de

smax=	25 cm
separacion Utilizada	20 cm cumple

Obteniendo los siguientes valores de varillas , especificados en planos de AUTOCAD



DISEÑO DE LAS PILAS

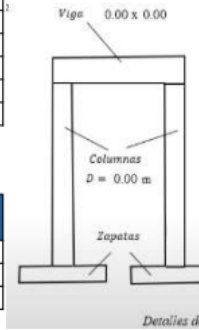
DATOS INICIALES			
Resistencia de concreto	f_c	280	kg/cm ²
fluencia de acero	f_y	4200	kg/cm ²
Peso específico del concreto	Y_c	2400	kg/cm ²
Peso específico del concreto	E_s	2040000	kg/cm ²
Peso específico del concreto	E_c	256017,9681	kg/cm ²

573,3

Datos de la viga			
Ancho de la viga travesaño rectangular	b	1	m
Altura de la viga travesaño rectangular	h	1	m
momento mayor de estado de resistencia 1	M_u	-573,3589	T-m
momento mayor de estado de resistencia 1	M_u	546	T-m
Momento mayor , estado de servicio 1	M_s	-374,7443791	T-m
Cortante mayor estado de resistencia 1	V_u	466,688	t

Datos de la columna(estado de resistencia)			
diametro de las columnas circulares	D	1,2	m
Altura de la Columna	H	7	m
Carga axial mayorada	P_u	-350	T

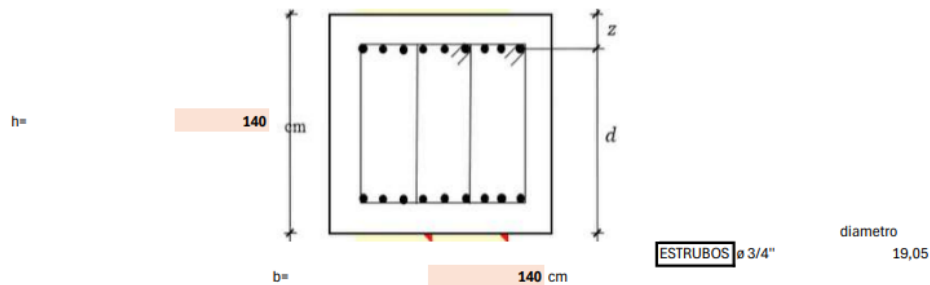
Plano del portico		Sentido transversal	
M_u	374,744379 T-m	M_u	149,8977516 T-m
M_{du}	53,9200545 T-m	M_{du}	42,82792904 T-m



3,5 10

DISEÑO REQUERIDO DE LA VIGA DEL PORTICO			
Para los momentos de flección aplicados	$M_u =$	-573,3589 y	$M_u =$ 546
se propone la seccion mostrada a continuacion			

N varillas	varilla	diametro	area mm ²
12	ø 1 1/2"	38,1	13681,10194



N varillas	varilla	area mm ²
12	ø 1 1/2"	38,1 13681,10194

LUEGO considerando el recubrimiento $r =$ 5 cm

$$z = rec + a_{st} + a / 2 = Z = 8,81 \text{ cm}$$

$$A_s = 12 \text{ ø } 1 1/2" \quad 136,81 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 17,24508647 \text{ cm}$$

5.6.3.1.1-4

donde $\theta = \frac{M_u}{0,9 A_s \phi f_y (d - a/2)}$

$$M_u = 633,8522748 \text{ t-m}$$

5.6.3.2.1-1
5.6.3.2.2-1

Verificaciójn

$M_u = 633,8522748$	>	$M_u(+)$	573,3589 T-m	CUMPLE
	>	$M_u(-)$	546 T-m	CUMPLE

1.3 Acero mínimo

Las cantidades de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menos valor de M_{cr} y $1.33 M_u$

A) $M_{cr} = 1.1 \text{ frS}$ $M_{cr} = 169,2000998 \text{ Ton-m}$

Siendo

$$f_t = 2.01 \sqrt{f_c} = 33,63373307 \text{ kg/cm}^3$$

$$S = \frac{b h^3}{6} = 457333,3333 \text{ cm}^3$$

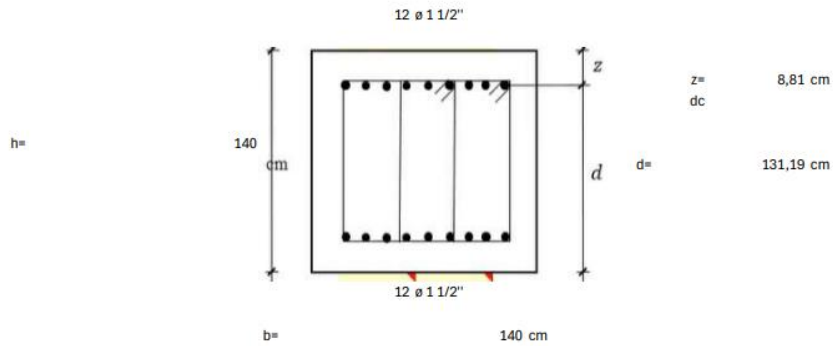
Verificaon

$M_u = 633,8522748 \text{ ton-m}$	>	169,200 Ton-m	As CUMPLE
-----------------------------------	---	---------------	-----------

1.4 Limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura(estado Limite de Servicio

1.4.1 Momento actuante

Estado Limite de Servicio 1: $M_s = 374,7443791 \text{ T-m}$



1.4.2 Ubicación del eje Neutro

Modulo elasticidad acero	$E_s =$	2040000	kg/cm ²
Modulo elasticidad concreto	$E_c =$	256017,9681	kg/cm ²
Relacion Modular	$n = E_s/E_c$	7,968	

Ast=n*As 1090,1363 cm²

z= 8,81 cm

Momentos respecto al eje neutro para hallar y despejar

$$100y(y/2) + 50y^2 = 1090,136296 (92,14 - y) - 38662,4$$

a= 50

b= 1090,136296

c= -143014,9807

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

y1 43,68012958

y2 -65,4828555

Y=	43,68012958 cm
----	----------------

1.4.3 Esfuerzo de Acero principal bajo cargas de servicio

El brazo J_d entre las cargas es $J_d = d - y/3$

Jd=	116,6299568 cm
-----	----------------

Esfuerzo del acero

$$f_{ss} = M_s / J_d * A_s =$$

Fss=	2348,572298 kg/cm ²	<	0.6Fy	2520 kg/cm ²
------	--------------------------------	---	-------	-------------------------

fss=	2349 kg/cm ²
------	-------------------------

La separacion maxima de la armadura

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} =$$

1,095935012

Por su condicion, de subestructura, con

y2=	0,75
-----	------

$$S_{max} = \frac{125000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c =$$

Smax=	18,8 cm	>	10,06
-------	---------	---	-------

Separacion de la armadura: [100-2(rec+estr)]/8	10,06
--	-------

1.5 Armadura de contraccion y temperatura en caeas laterales

Art. 5;10.6

Ancho de la viga b= 140 cm y una altura de h= 140 cm

$$A_{s temp} = \frac{0.18 b h}{2(b+h)} \text{ cm}^2/m$$

Astemp= 6,3 cm²/m en cada cara

2,33	cm ² /m	<	6,3	cm ² /m	<	12,7	cm ² /m
------	--------------------	---	-----	--------------------	---	------	--------------------

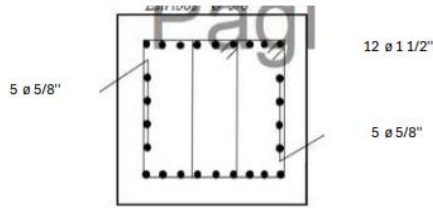
Además: $2.33 \text{ cm}^2 / m \leq A_{s temp} \leq 12.70 \text{ cm}^2 / m$

Usar por cara				
Astemp(cm ²)	Ø	Area	N varilla	As final (cm ²)
6,3	Ø 5/8"	1,980573106	5	9,902865531

Verificación

Smax= 3t= 420 cm

smax= 45 cm



140

1.6 armadura superficial para limitar la fisuración del alma

para d1=	131,19 cm	>	90 cm
Para:			
As=	area de la armadura de tracción		136,8110194 cm2
Ap=	area del acero de prefuerzo		0
d1	-----		131,19 cm

Para d1 > 90 cm :
 $A_{sk} \geq 0,1(d_1 - 76) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4}$ (5.6.7-3)
 donde:
 A_s = área de la armadura de tracción = 9x5,10cm² = 45,9cm²
 A_{ps} = área del acero de pre-esfuerzo = 0
 d_1 = 100cm - 7,86cm = 92,14cm
 $A_{sk} \geq 0,1(92,14 - 76) \text{ cm}^2 / \text{m} = 1,61 \text{ cm}^2 / \text{m de altura}$

$A_{sk} \geq 0,1(d_1 - 76) / m$

ask= 5,519 cm2/m de altura

$\frac{A_s + A_{ps}}{4}$

Ask requerido por cara :

ask=	5,519	cm2	x 1m=	5,519	cm2	34,203	cm2
		m de altura					

Smax=d1/6 21,865 cm y Smax= 30

Suministrado

5 ø 5/8"	9,902865531 cm2	>	5,519 cm2	Cumple
----------	-----------------	---	-----------	--------

1.7 Diseño de por corte

Corte Actuante	Vu=	400000 kg
Cortante resistente	Vr=	øVn
	ø=	0,9

Siedo Vn el menor de :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p \end{array} \right.$$

1.7.1 Corte nominal resistente de concreto

con B= 2

$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b_v d_v$ (5.7.3.3-3)

Vc=	152180,1808 kg
-----	----------------

bv= ancho de la viga=	140 cm
dv= Peralte de corte efectivo=de-a/2	122,57 cm

no menor que el $\left\{ \begin{array}{l} 0.9 d_v = 118,071 \text{ cm} \\ \text{mayor valor de } 0.72 h = 100,8 \text{ cm} \end{array} \right.$

1.7.2 Corte nominal resistente del acero con $\theta = 45$
y ángulo de inclinación del estribo $\alpha = 90$

Utilizando estribos de $\phi 3/4"$ $d = 19,05$ espaciado cada **17,5 cm**

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s}$$

Donde $s = 17,5$ cm (espaciamiento asumido de estribos)
N varilla = **4** (en función de el desplazamiento)
diámetro = 19,05 mm
Av = 11,40091828 cm² (asumiendo las varillas)

Vp = 0 Vs = 335371,574 kg

1.7.3 Corte nominal resistente

El menor valor de: $\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p = 487551,75 \text{ kg} \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p = 1201161,08 \text{ kg} \end{array} \right.$

Vn final = 487551,75 kg

Verificacion **Vt = 487551,75 kg > 400000 kg Cumple**

1.7.4 Cortante Resistente total

$V_r = \phi V_n = 0.9 \cdot V_s + 0.9 \cdot V_c$ **Vr = 438796,6 kg**

$A_v \geq \frac{0.27 \lambda V_f b_v s}{f_y}$

1.7.5 Refuerzo transversal min

Con $\lambda = 1$ (concreto de peso normal)

Avmin = 2,63547908 cm² < Av 11,40092 cm² **Cumple**

1

7.6 Espaciamiento maximo de refuerzo transversal

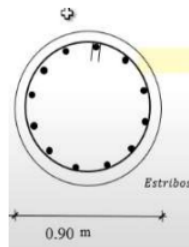
$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$ **Vu = 25,90087 kg/cm²**

TAMBIEN:

Si $V_u < 0.125 f_c$	$S_{max} = 0.8 d_v \leq 60 \text{ cm}$ (5.7.2.6-1)
Si $V_u \geq 0.125 f_c$	$S_{max} = 0.4 d_v \leq 60 \text{ cm}$ (5.7.2.6-2)

Vu=	25,90086519 kg/cm2	<	35 Kg/cm2	Cumple
Smax=	98,05396541 cm>		60 cm	Cumple
s=	17,5 cm<			Cumple

DISEÑO DE LA COLUMNA



diámetro colun 1,2 m

N varillas	varilla	diámetro	area mm2
12	ø 1 1/2"	38,1	13681,1019

estribos	diámetro	@
ø 3/4"	19,05	0,3

$$A_g = \frac{\pi D^2}{4}$$

Ag= 11309,73355 cm2

Recubrimiento 5 cm

As= 136,8110194 cm2

Porpuesta de estribos cerrados ø 3/4" @ 0,3

2.1 Refuerzo maximo de miembros a compresion

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08$$

0,0121 < 0,08 Cumple

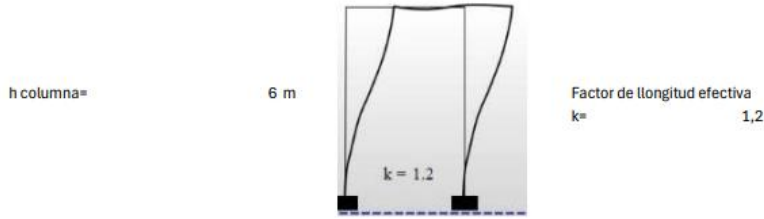
2.2 Refuerzo minimo de miembros a compresion

$$\frac{A_s f_y}{A_g f_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_c} \geq 0.135 \quad (5.6.4.2-3)$$

0,18145125 > 0,135 Cumple

2.3 Esbeltez

2.3.1 En el plano del portico(no arriostrado)



$$\frac{KL_u}{r}$$

dato de columna esbelta

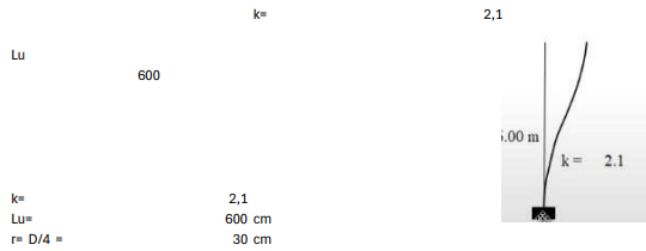
24 > 22 **Cumple**

Donde :
k= 1,2
Lu= 600 cm
r= D/4 = 30 cm

Tabla C4.6.2.5-1, AASHTO - Factores de longitud efectiva, K

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K						
La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de K de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos	□□	□□	□□	□□	□□	□□
	Rotación impedida, traslación impedida	Rotación libre, traslación impedida	Rotación impedida, traslación libre	Rotación libre, traslación libre	Rotación impedida, traslación libre	Rotación libre, traslación libre

2.3.2 En plano transversal al portico(no arriostrado)



k= 2,1
Lu= 600 cm
r= D/4 = 30 cm

$$\frac{KL_u}{r}$$

dato de columna esbelta

42 > 22 **Cumple** columna esbelta

2.4 Capacidad

2.4.1

$$M_{cp} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

Siendo:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_e}} \geq 1.0$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_e}} \geq 1.0$$

Cm = 1

Pu = 350 T

Ok = 0,75

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2}$$

donde:

K = 1,2

Lu = 600 cm
factor reduccion = 0,75

EI = EL mayor de

$$EI = \frac{E_c I_g + E_s I_s}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

EI1 = 5,21189E+11 kg/cm2

EI2 = 9,11261E+11 kg/cm2

$$\left\{ \begin{array}{l} E_c = 15300 \sqrt{f_c} = \\ I = \frac{\pi D^4}{64} = \\ \beta_d = \frac{M_{du}}{M_{su}} = \end{array} \right.$$

Ec = 256018 kg/cm2
I = 10178760 cm4
Bd = 0,143885

El utilizado = 9,11261E+11 kg-cm2

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} =$$

Pe = 17349,13191 Ton

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_e}} =$$

δb = 1,0 > 1 Cumple

2.4.1.2 Calculo de δs

Usando Pu y Pe por simplicidad, en vez de sumatoria de Pu y la de Oe, tendremos

δb = 1,0 > 1 Cumple

Luego

M2b+m2s= Mu

$$M_{cp} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} =$$

Mu= 374,7443791 Ton

Mct= 385,1030979 T-m

2.4.2 En el plano Transversal

$$M_{cp} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

Siendo:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_c}} \geq 1.0$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_c}} \geq 1.0$$

2.4.2.1 Calculo de b

Cm= 1

Pu= 350 T

Ok= 0,75

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2}$$

donde :

K= 2,1

Lu= 600 cm

EI= EL mayor de

$$EI = \frac{E_c I_g + E_s I_s}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

E1= 5,21189E+11 kg/cm2

E12= 8,10739E+11 kg/cm2

$$\left\{ \begin{array}{l} E_c = 15300 \sqrt{f_c} = \\ I = \frac{\pi D^4}{64} = \\ \beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = \end{array} \right.$$

Ec= 256018 kg/cm2

I= 10178760 cm4

Bd= 0,285714

EI utilizado= 8,10739E+11 kg-cm2

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} =$$

Pe= 5040,104098 Ton

$$(KL_u)^2$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_e}} =$$

$$\delta_b = 1.1 > 1 \text{ Cumple}$$

2.4.1.2 Calculo de δ_s

Usando P_u y P_e por simplicidad, en vez de sumatoria de P_u y la de O_e , tendremos

$$\delta_b = 1.1 > 1 \text{ Cumple}$$

Luego

$$M_{2b} + m_{2s} = M_u$$

$$M_{cp} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} =$$

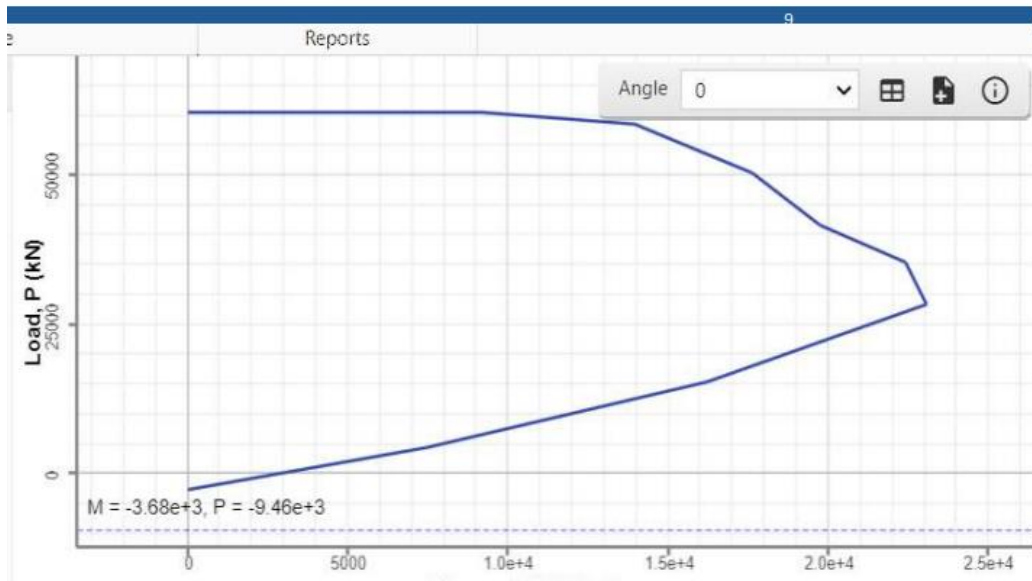
$$M_u = 149,8977516 \text{ Ton}$$

$$M_{cp} = 165,1930924 \text{ T-m}$$

2.4.3 El momento combinado es

$$M_u = \sqrt{M_{cp}^2 + M_{ct}^2} = 419,0383679 \text{ T-m}$$

$$41,9038368$$



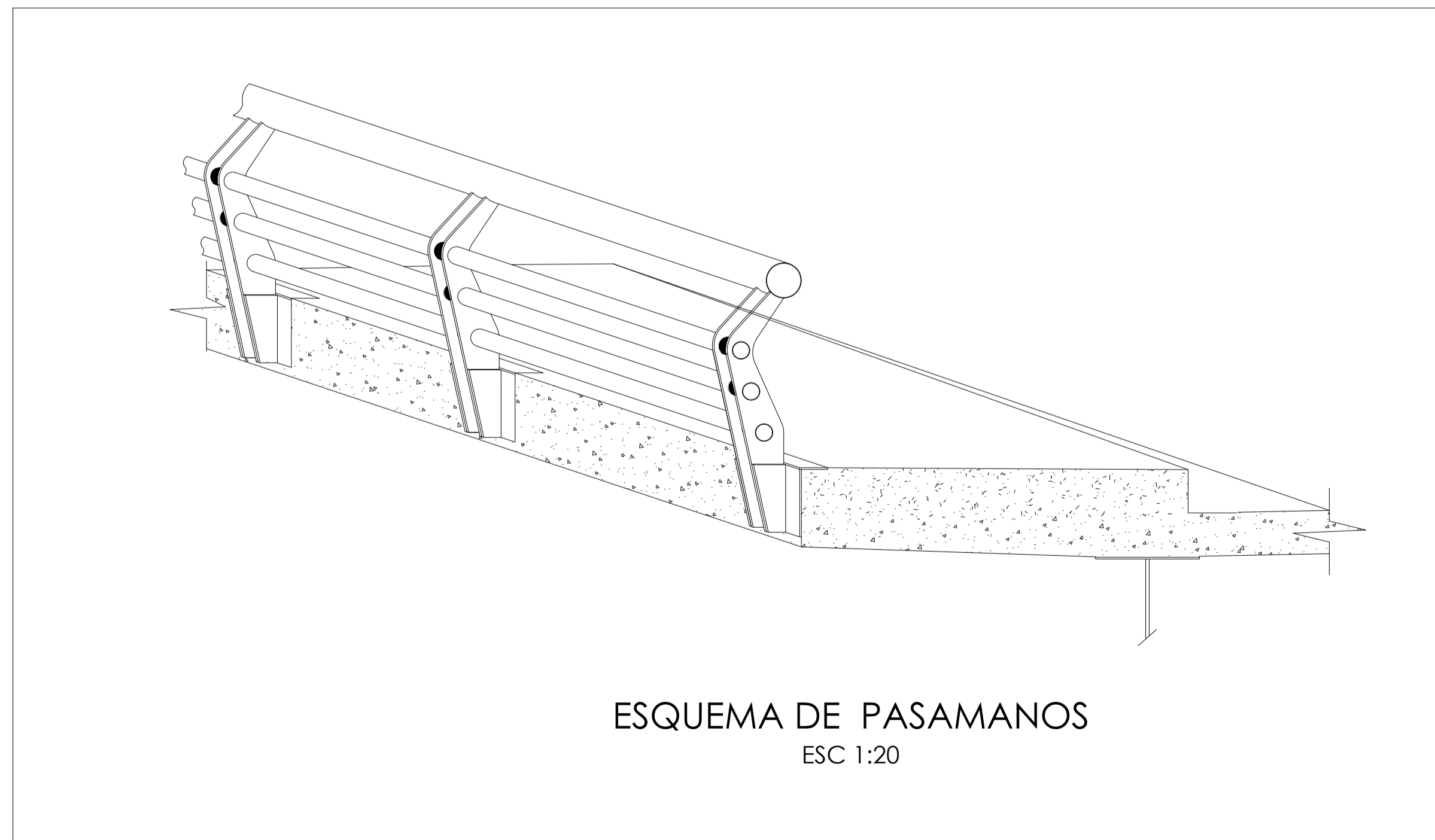
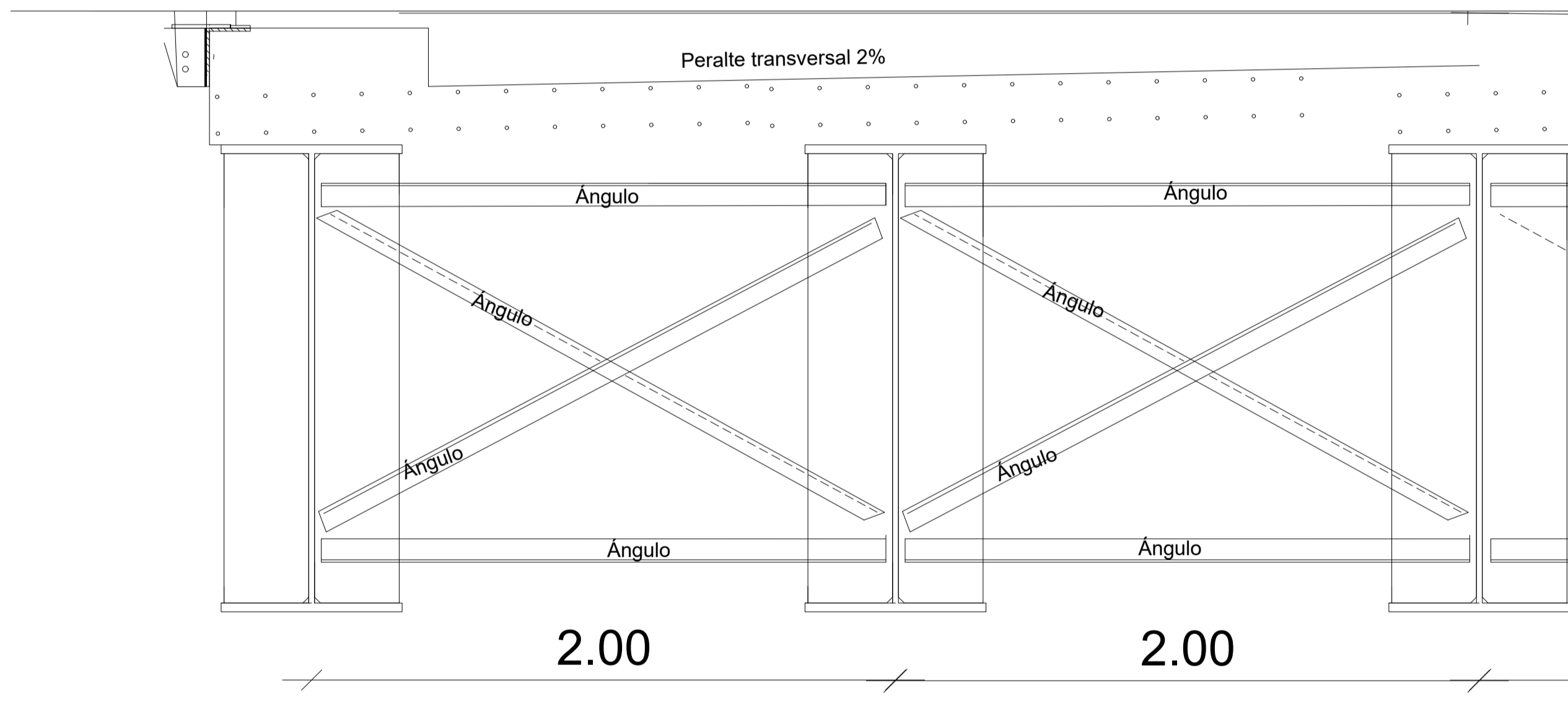
0+000

0+20.00

0+40.00



IMPLANTACIÓN DEL PUENTE
ESCALA 1.200

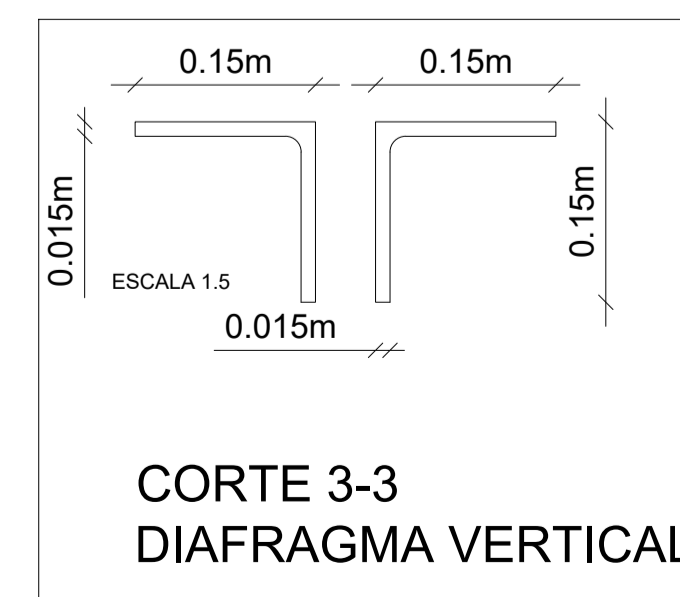
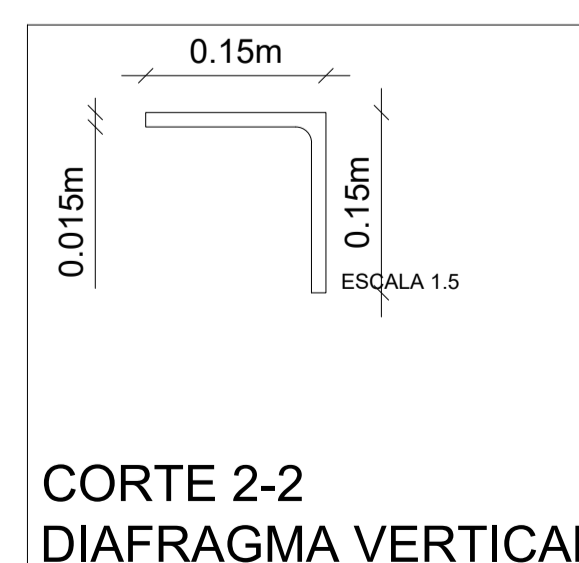
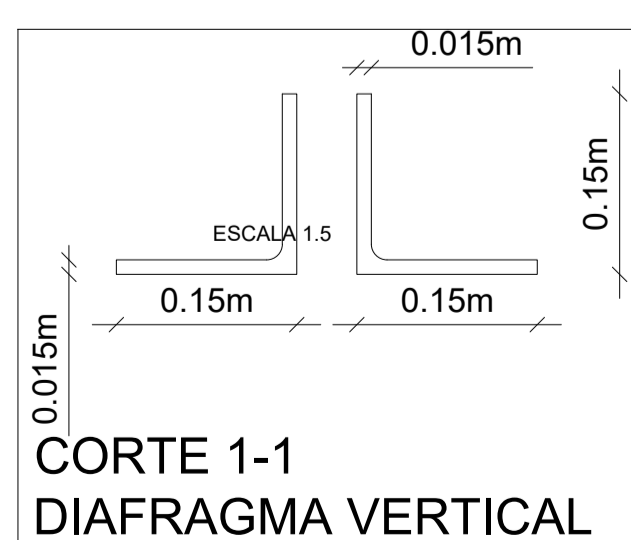
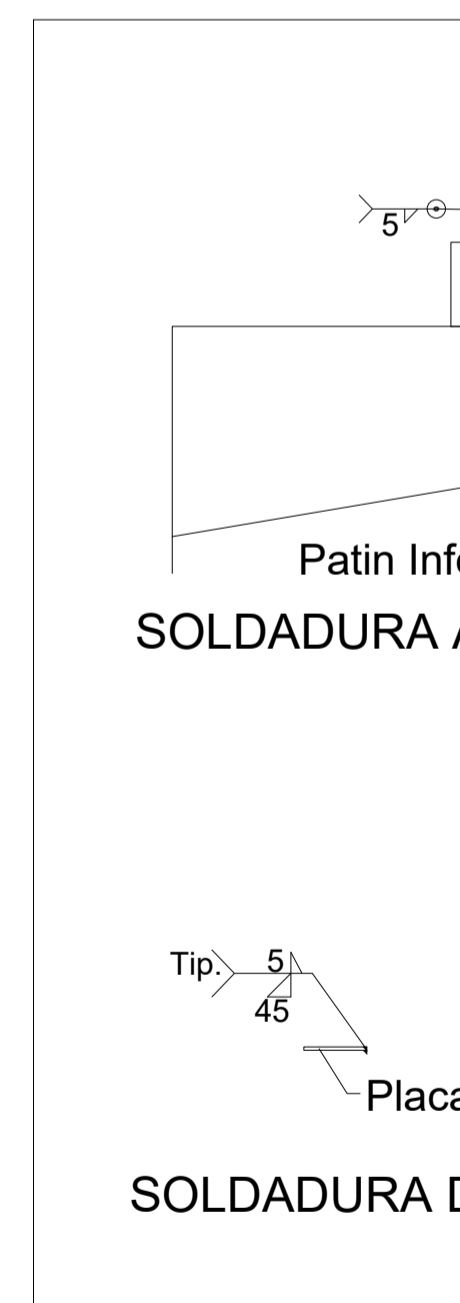
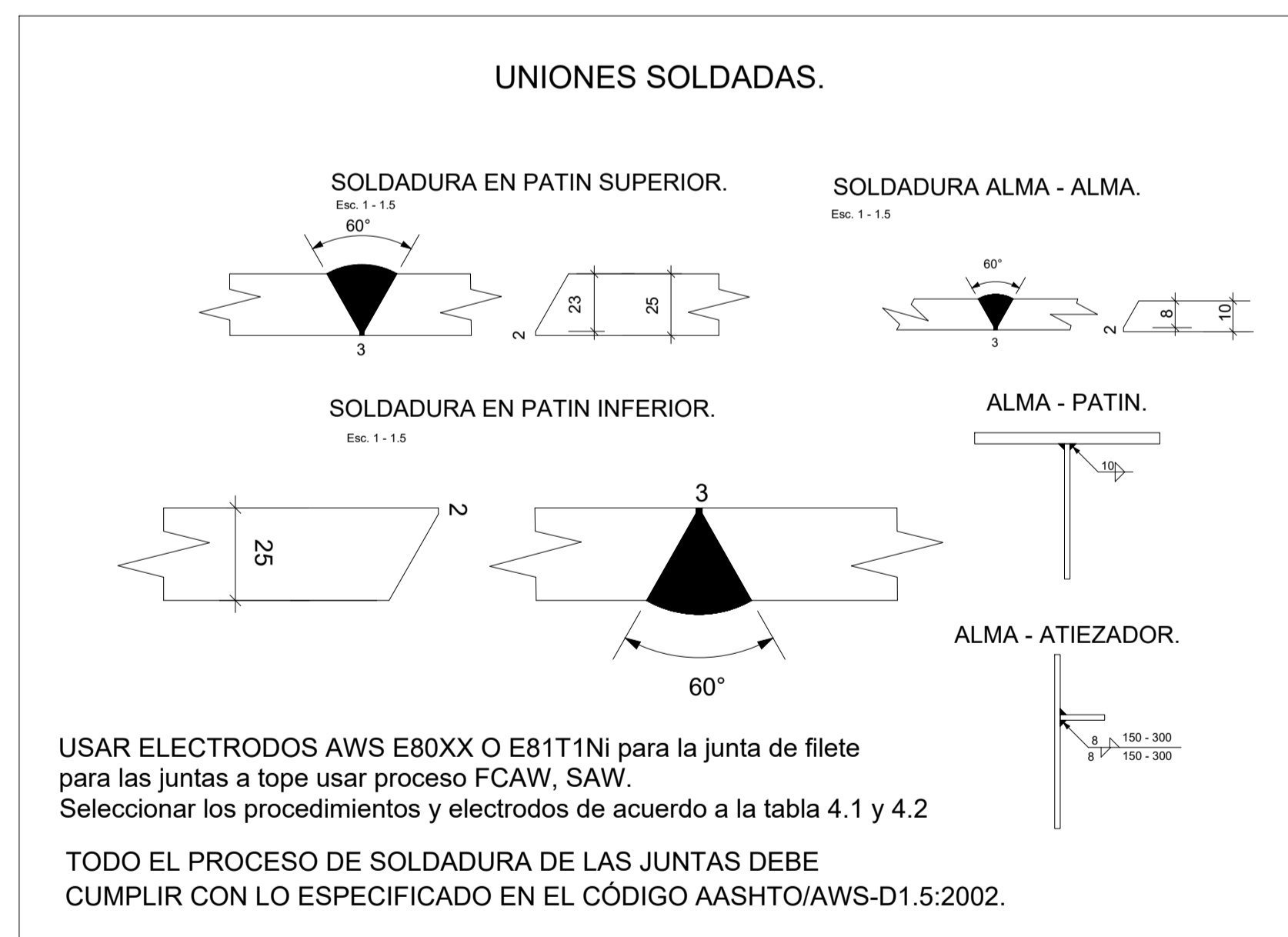


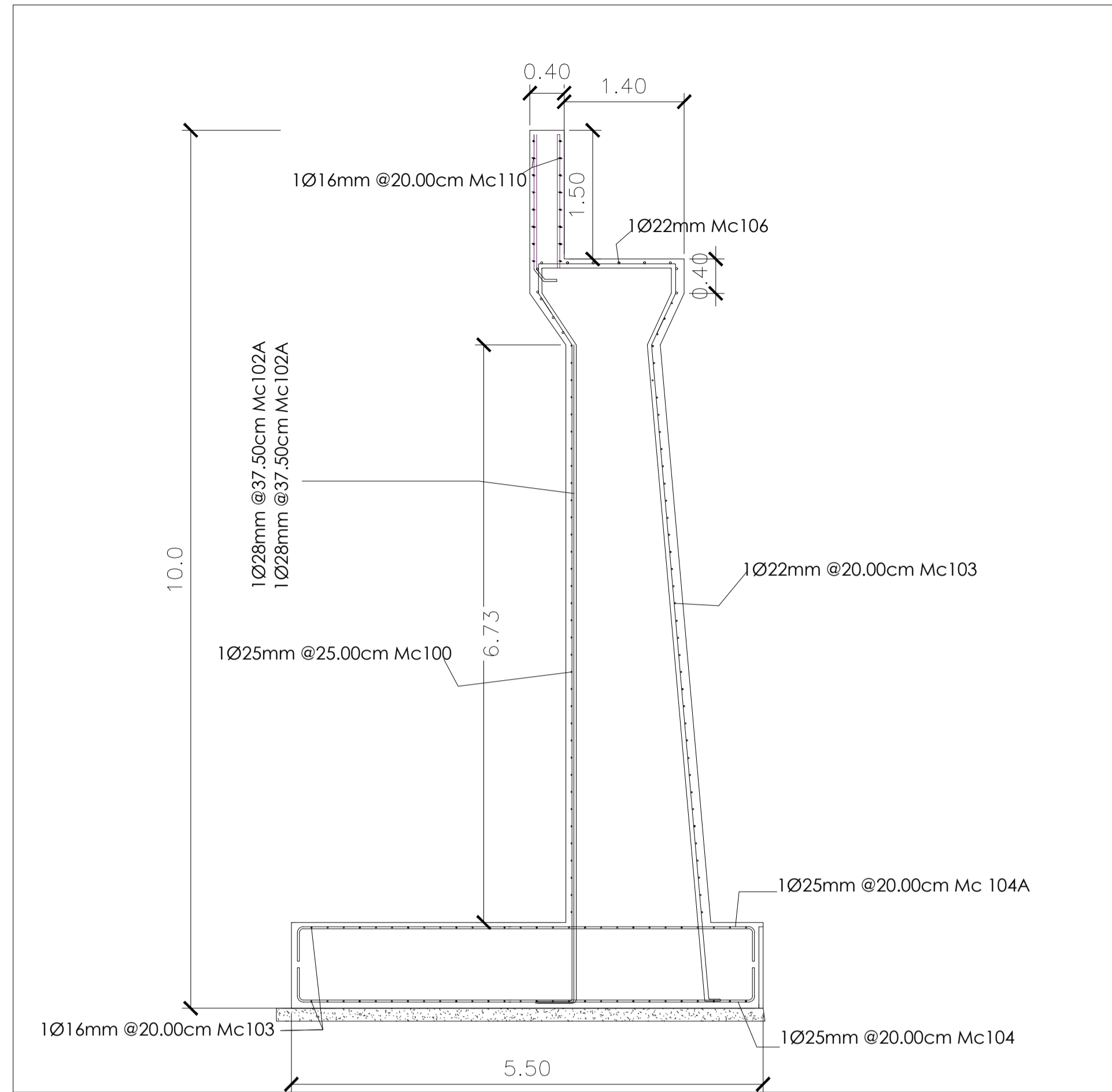
Neopreno 40*35*5.4cm
Dureza SHORE 60 (Detalle A)

2.00

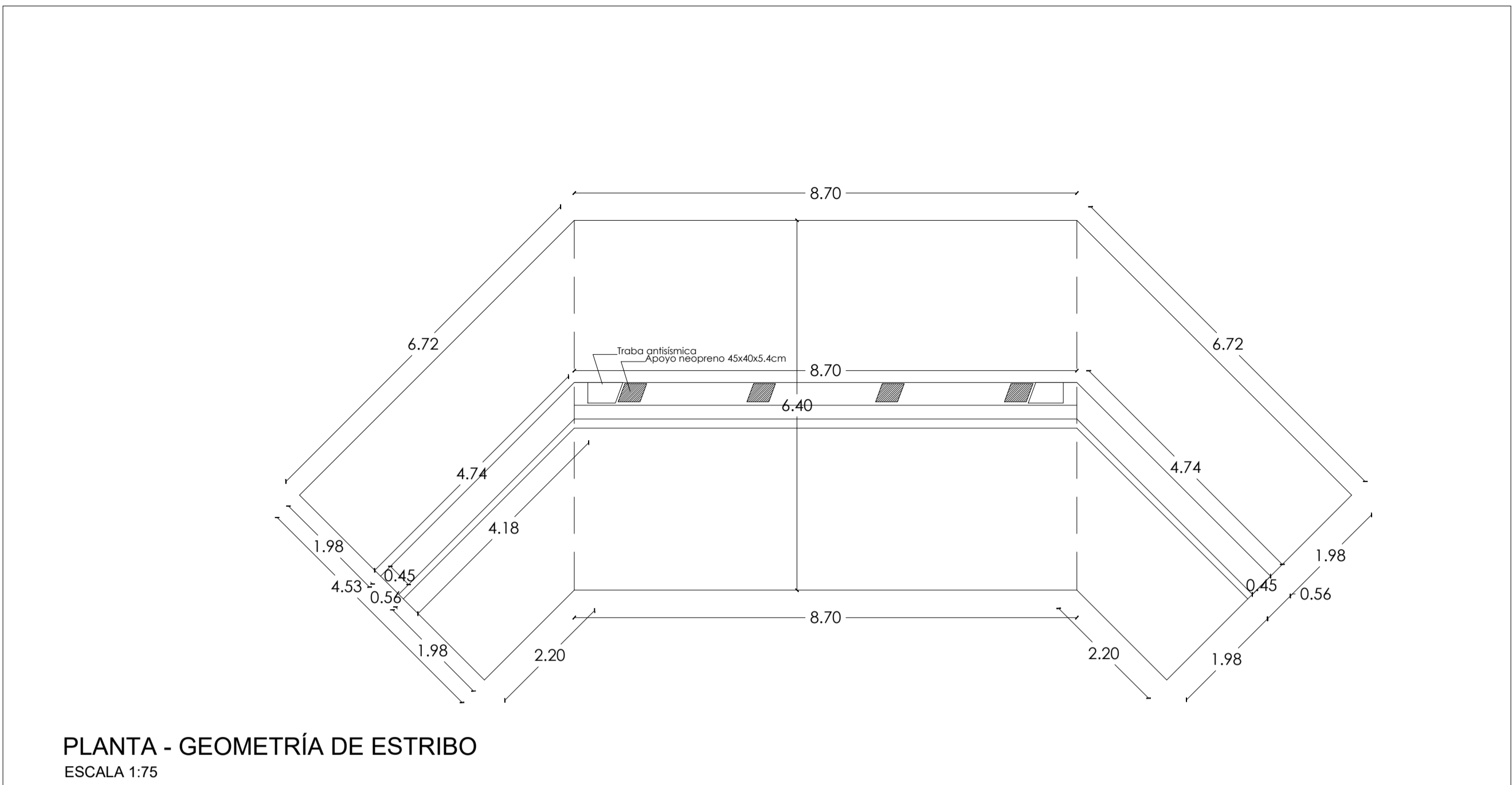
2

CORTE TRANSVERSAL, DIAFRAGMAS INTERMEDIOS Y EXT ESCALA 1.20

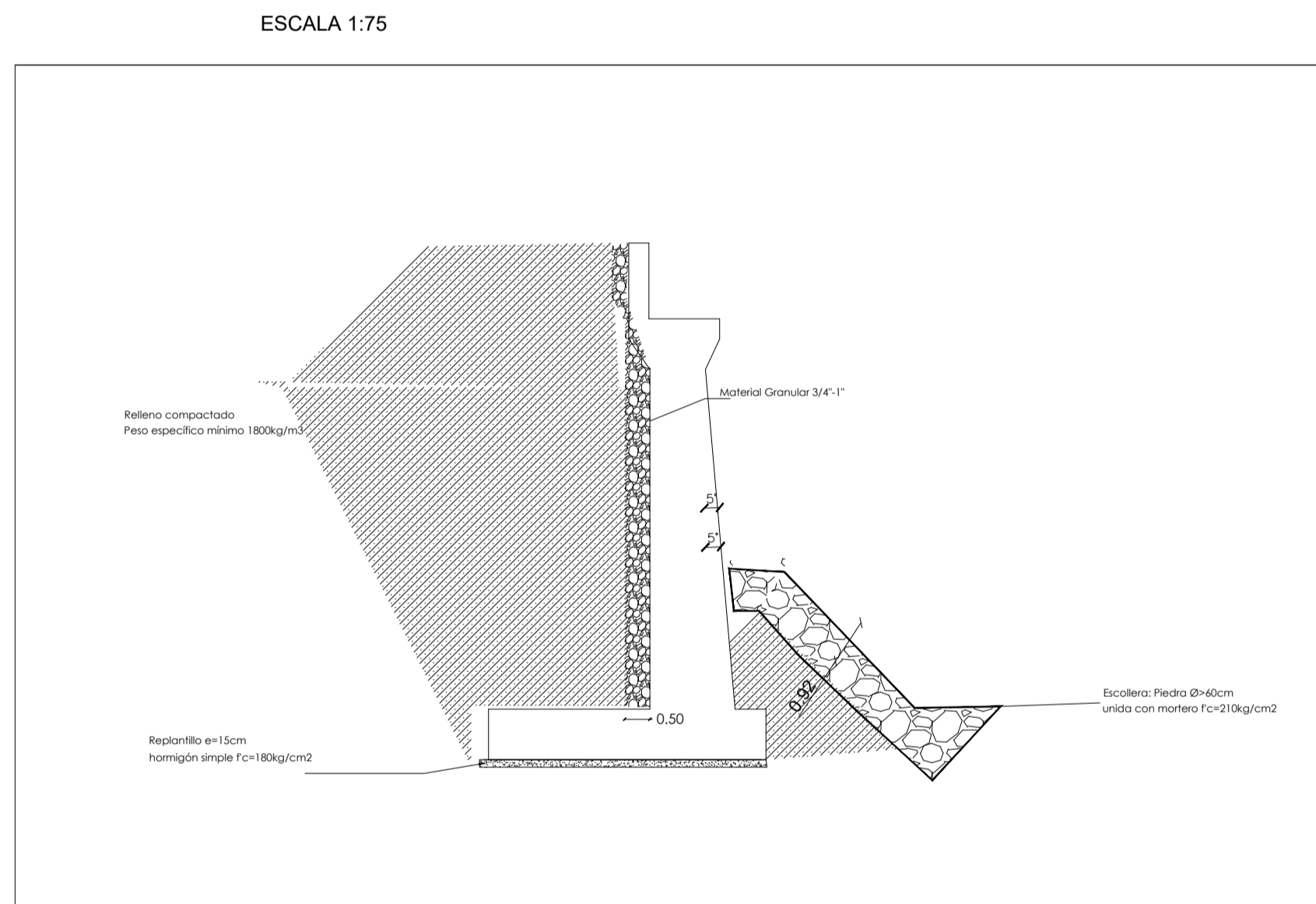




ESQUEMA DE ARMADO DE PANTALLA DE ESTRIBO ENTRE EJE 1-1
ESCALA 1:50



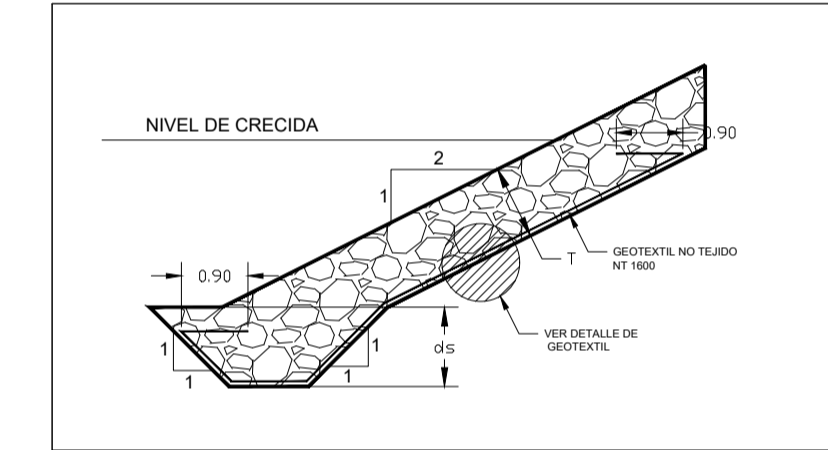
PLANTA - GEOMETRÍA DE ESTRIBO
ESCALA 1:75



ESQUEMA DE ESTRIBO TIPO
ESCALA 1:10

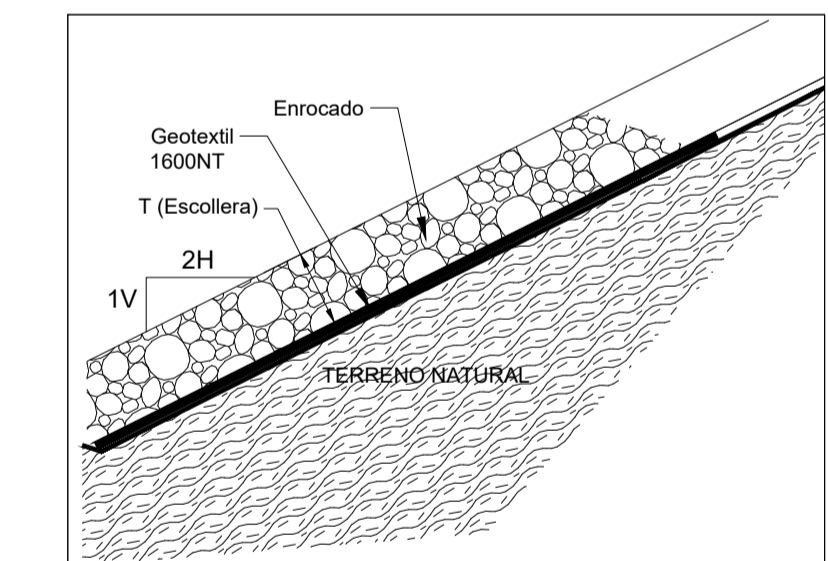
NOTA: LOS ENROCADOS SE CONSTRUIRÁN PARA PROTEGER LAS ORILLAS DEL RÍO EN UNA LONGITUD IGUAL A LA LONGITUD DEL ESTRIBO MÁS SUS ALAS. NO EXISTE CONEXIÓN CON LA PANTALLA DEL ESTRIBO.

DETALLE GENERAL DE ENROCADOS



ESCALA: 1:100

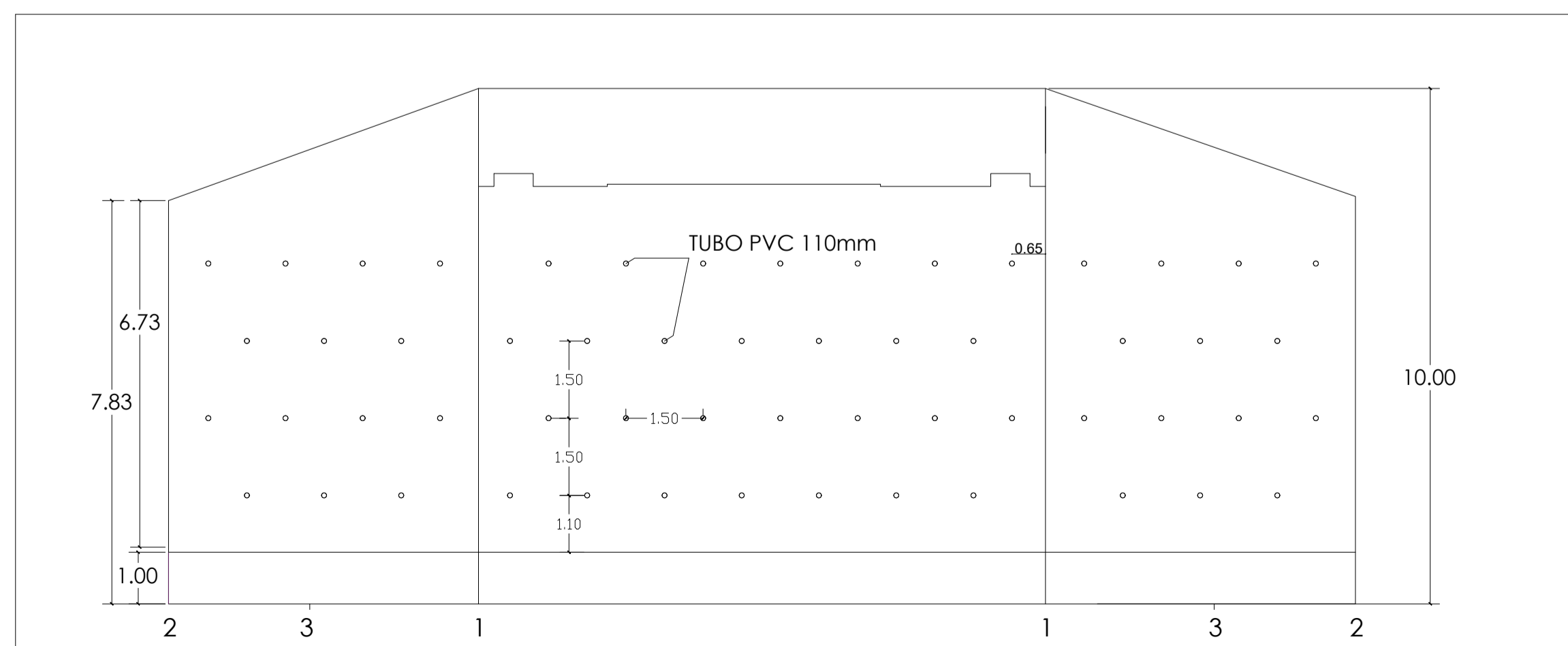
DETALLE DE GEOTEXTIL



ESCALA: 1:100

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

- 1.- EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE EDAD $F_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.
- 2.- EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- 3.- EL ACERO DE LA ESTRUCTURA METALICA SERÁ A388/A709 $F_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$.
- 4.- LOS NIVELES MÍNIMOS DE CIMENTACIÓN SERÁN LOS INDICADOS EN LOS PLANOS.
- 5.- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO, SEGÚN ESTUDIO DE SUELOS, ES 3.21 kg/cm^2 PARA EL ESTRIBO IZQUIERDO Y 3.21 kg/cm^2 PARA EL ESTRIBO DERECHO. PARA CIMENTACIÓN DE LOS ESTRIBOS, SERÁ OBLIGACIÓN DEL CONSTRUCTOR VERIFICAR QUE SE CUMPLA ESTA RESISTENCIA EN EL SITIO DEL PROYECTO.
- 6.- TOMAR EN CUENTA QUE LOS CALCULOS DE LOS ESTRIBOS SE REALIZARON ÚNICAMENTE CON EL DATO DE q_{adm} DEL SUELO. SUS CARGAS DE EMPUJE Y LAS CARGAS DEL PUENTE. SE SOLICITA UNOS ESTUDIOS MAS PROFUNDOS PARA DETERMINAR TODAS LAS DEMAS CARACTERISTICAS DEL SUELO Y REALIZAR UN DISEÑO DE ESTRIBOS MAS REALISTA
- 7.- EL RELLENO DEBE CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS CON UN PESO ESPECIFICO MÍNIMO DE 1800 KG/CM^2 .

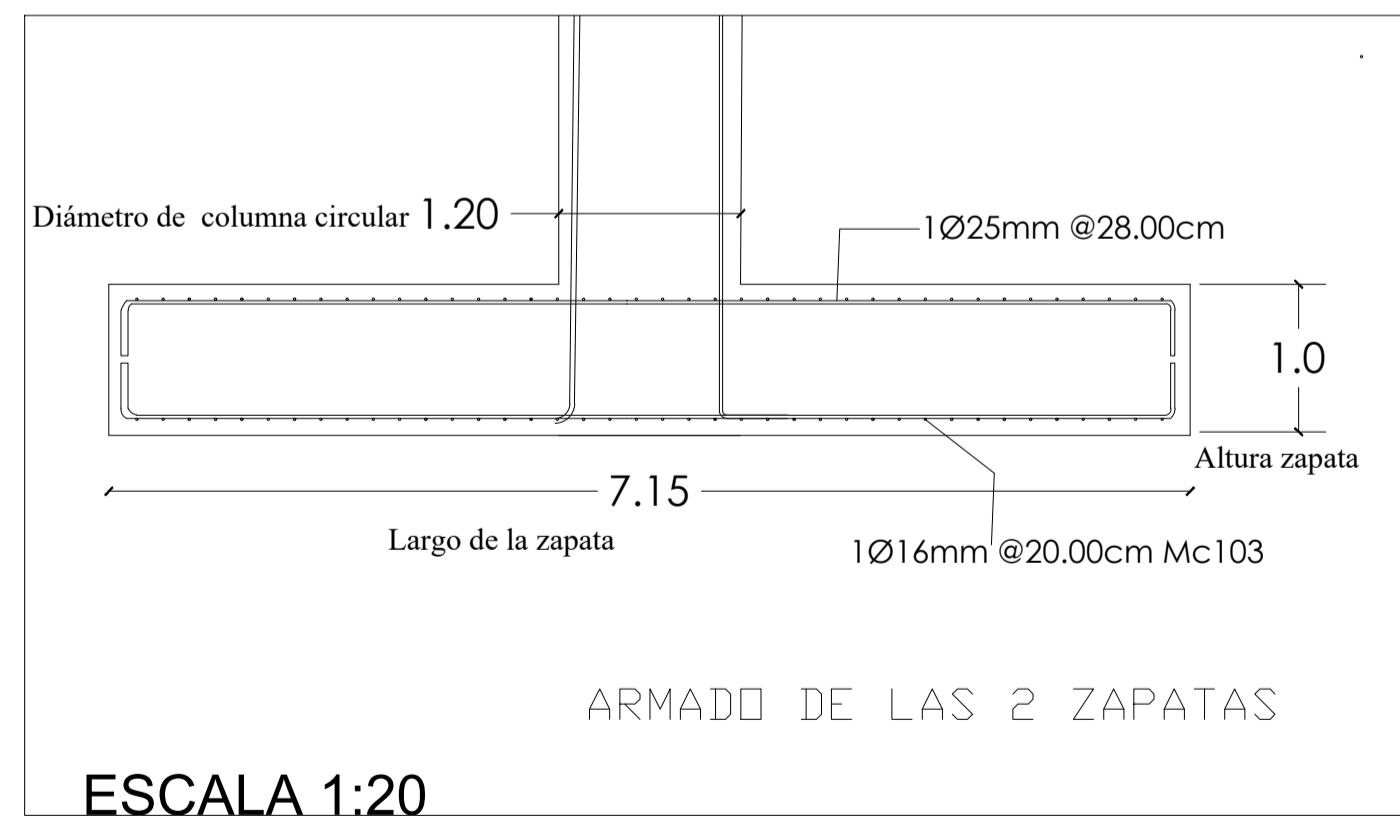
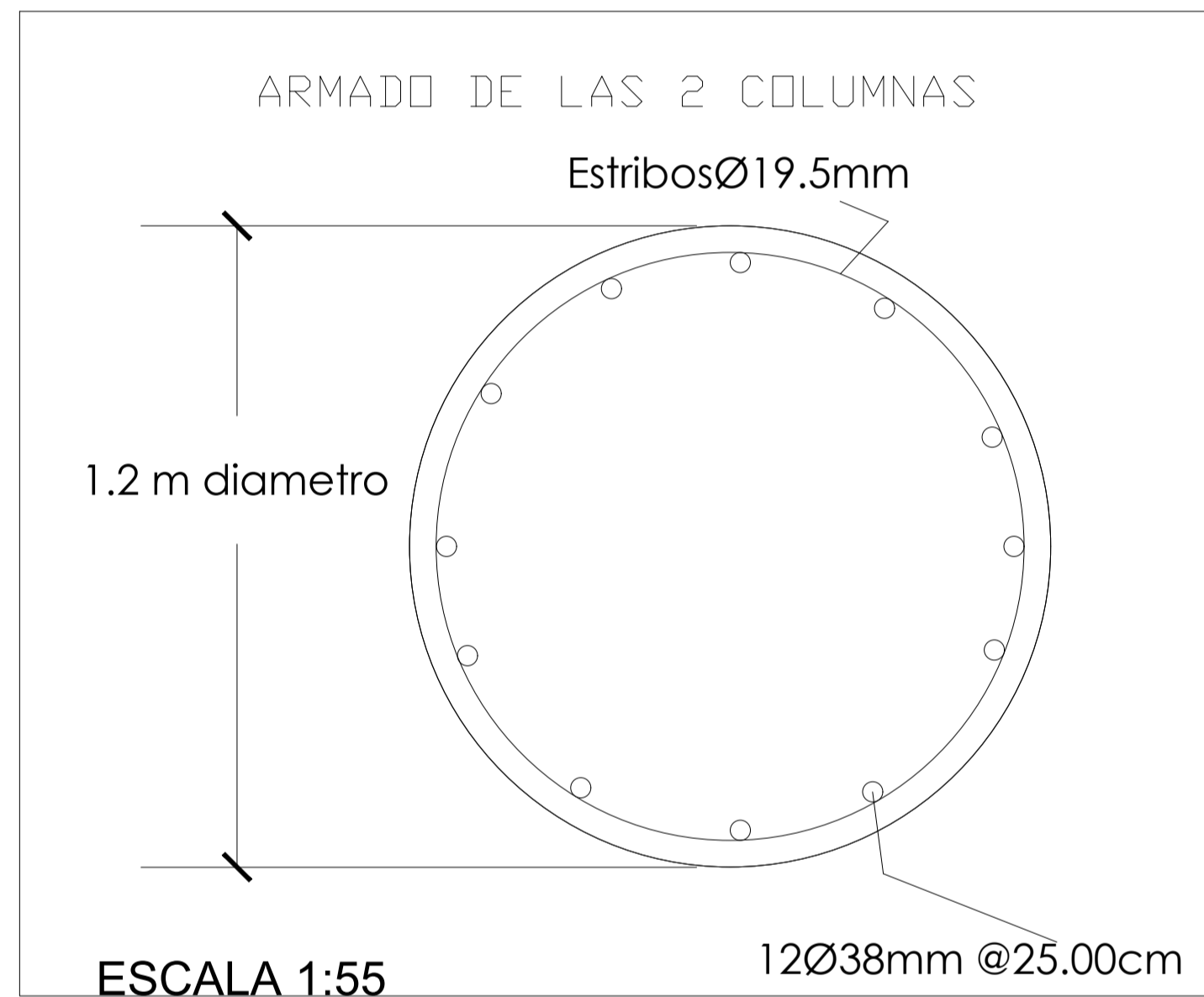
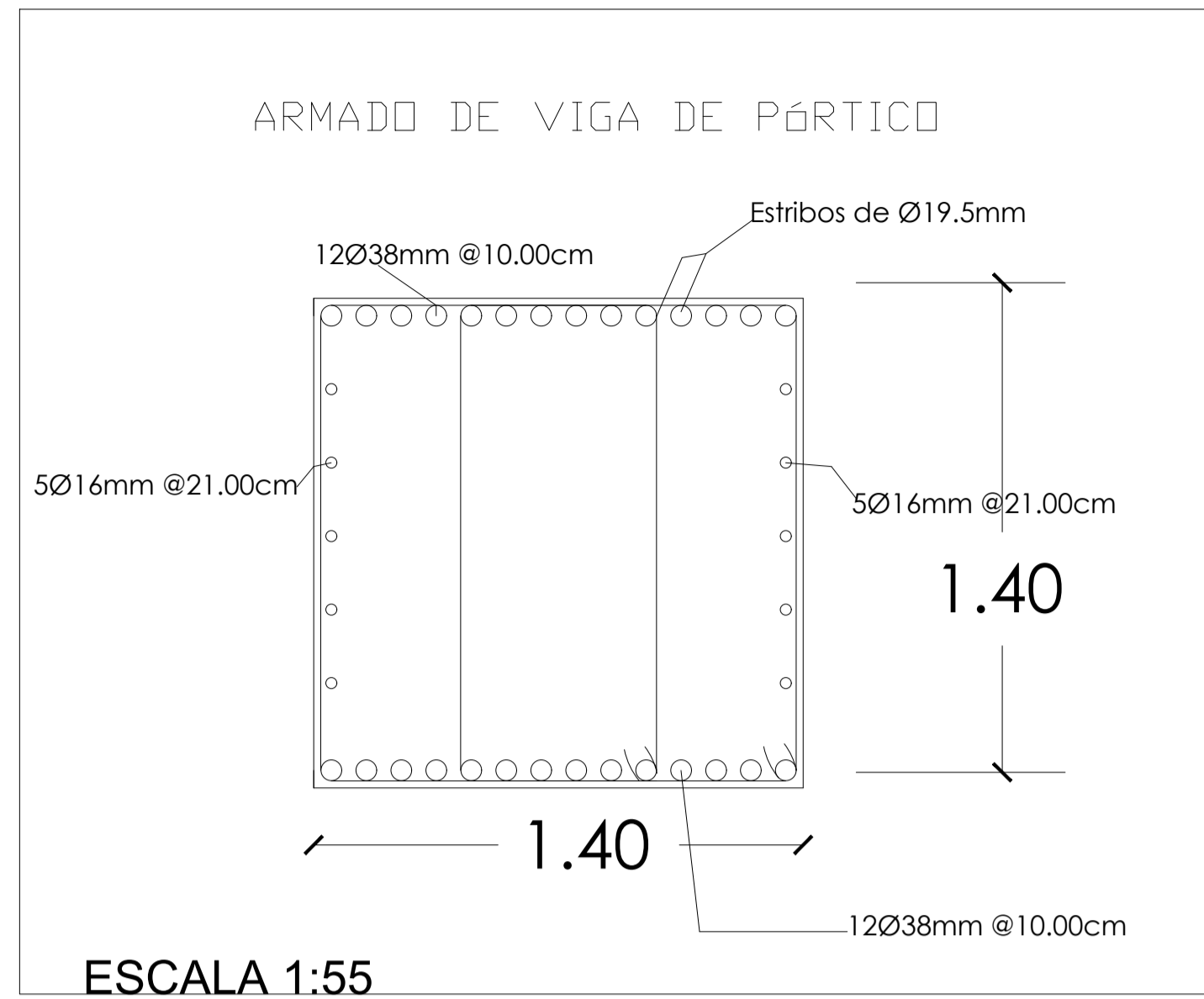
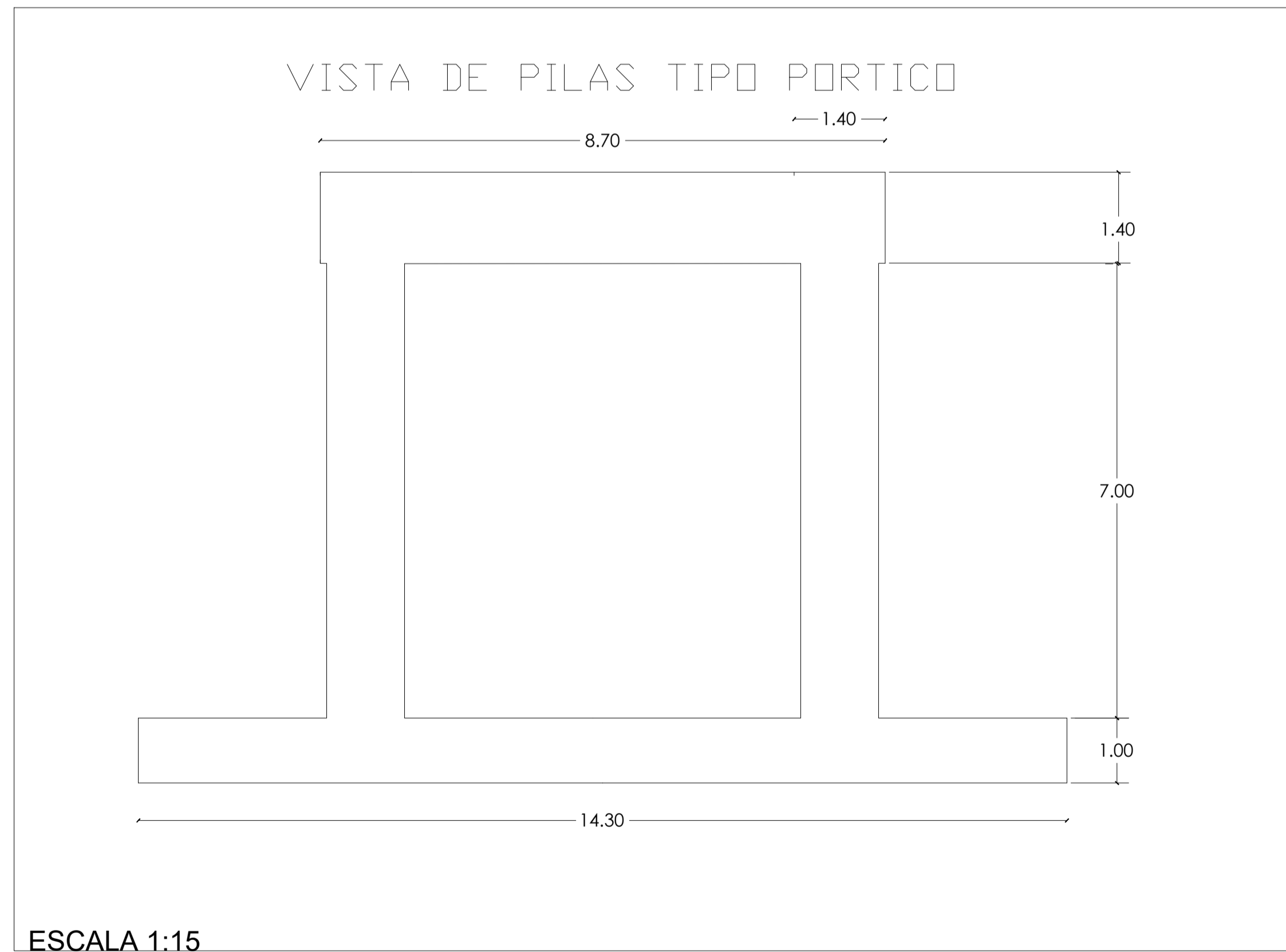
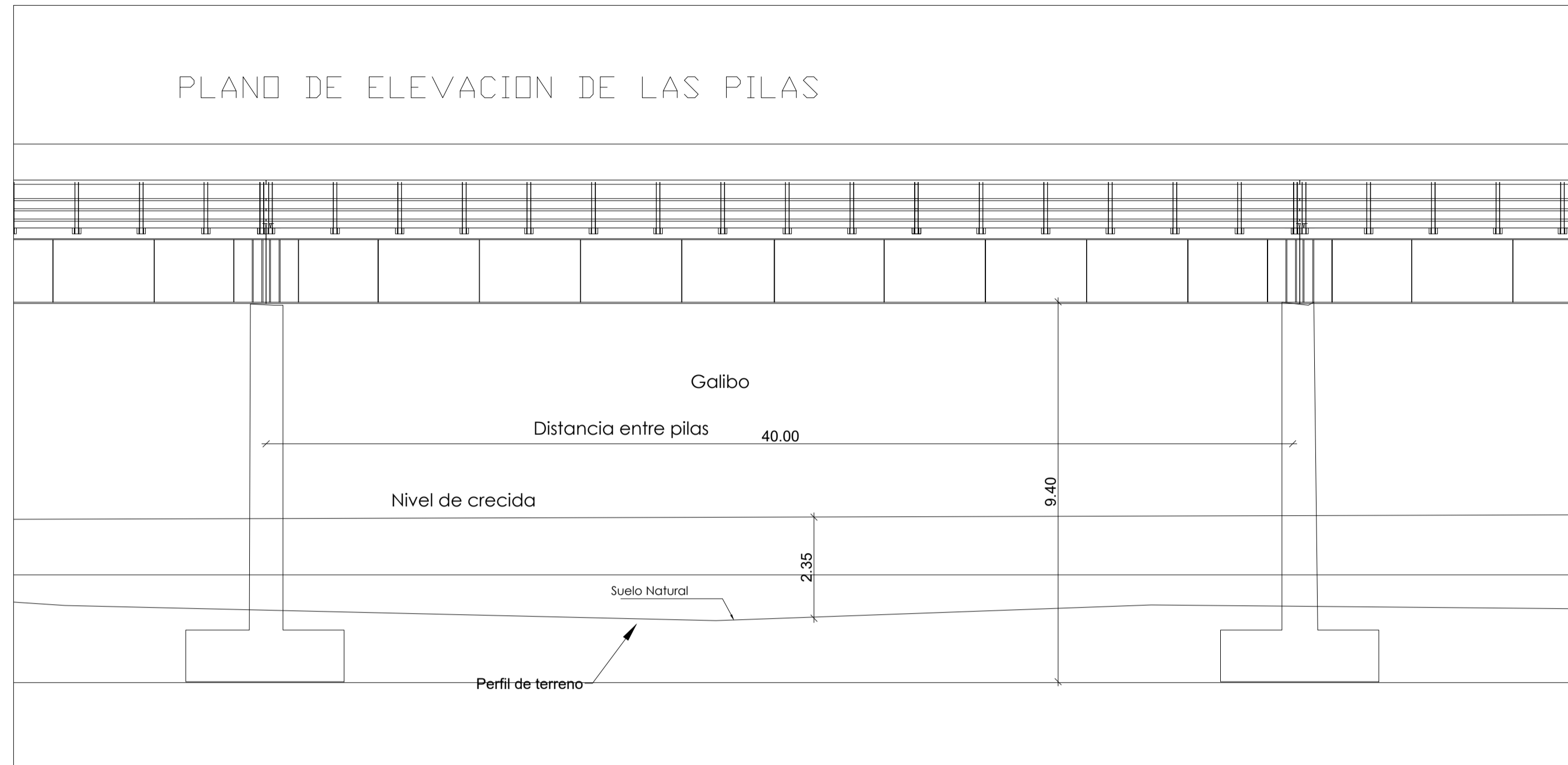


VISTA FRONTAL ESTRIBOS
ESCALA 1:10

PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL
REPLAZO DEL PUENTE "LA UNIDAD" QUE CONECTA A
LOS CANTONES PAUTE Y GUALACEO



Escala: Las Indicadas
Fecha:
Elab.: Jorge Ballesteros
Arque Feijóo
EST
Línea N°
01
Ing. Mauro Vallejo MSc.
INGENIERO CIVIL
TUTOR



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

- 1.- EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE EDAD $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.
- 2.- EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- 3.- EL ACERO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA SERÁ A588/A709, $f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$.
- 4.- LOS NIVELES MÍNIMOS DE CIMENTACIÓN SERÁN LOS INDICADOS EN LOS PLANOS.
- 5.- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO, SEGÚN ESTUDIO DE SUELOS, ES 3.21 kg/cm^2 .
- 6.- TOMAR EN CUENTA QUE EL DISEÑO TANTO DE LAS PILAS SE REALIZÓ CON EL CONOCIMIENTO UNICAMENTE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE UNA ZONA CERCANA AL RÍO Y LAS CARGAS Y MOMENTOS QUE GENERA EL PUENTE, POR LO TANTO ESTE CALCULO NO TOMA EN CUENTA LAS FUERZAS Y DEMÁS CARACTERÍSTICAS DEL QUE ACTÚAN SOBRE LAS PILAS.
- 7.- ES NECESARIO LA REALIZACIÓN DE ESTUDIOS ADECUADOS EN LA ZONA PARA UN CALCULO REALISTA DEL DISEÑO DE LAS PILAS.

PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL REPLAZO DEL PUENTE "LA UNIDAD" QUE CONECTA A LOS CANTONES PAUTE Y GUALACEO



Escala:	Las Indicadas
Fecha:	
Elab.:	Jorge Bañeira Argiro Fejé



EST
Línea N°
01

Ing. Mauro Vallejo MSc.
INGENIERO CIVIL
TUTOR

**RENDERIZACIÓN DEL PUENTE
QUE REMPLAZARA AL PUENTE
“LA UNIDAD”.**





