

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

David Esteban Jiménez Castiblanco, Juan David Hernández González



UNIVERSIDAD
La Gran Colombia

Vigilada MINEDUCACIÓN

Programa de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería

Universidad La Gran Colombia

Bogotá D.C

2026

Propuesta de diseño preliminar: Puente variante Facatativá - Madrid

David Esteban Jiménez Castiblanco, Juan David Hernández González

Trabajo de Grado presentado como requisito para optar al título de Ingeniero Civil

Profesor: Miguel Antonio Caro Pallares



UNIVERSIDAD
La Gran Colombia

Vigilada MINEDUCACIÓN

Programa de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería

Universidad La Gran Colombia

Bogotá D.C

2026

Dedicatoria

Este trabajo va dedicado a Olga Yolanda Castiblanco Urrea, Johann Jiménez Ortegón, Deissy María Urrea Cadena, Gladys Ortegón de Jiménez, Rafael Jiménez Moreno, Diana Marcela González Rojas, Diego Raúl Hernández Arias. Dedicamos con todo nuestro corazón este trabajo de grado a nuestras familias los cuales siempre estuvieron presentes apoyándonos de distintas maneras, sin ellos no habiéramos logrado nada. Este logro representa el inmenso trabajo que vivieron a lo largo de los años para poder brindarnos de todo lo que gozamos hoy, valoramos mucho sus lecciones de vida, el esfuerzo que han tenido que vivir y el cariño que siempre nos han brindado, en recompensa por esa labor, les entregamos este trabajo que demuestra ese eterno cariño que les tenemos.

Tabla de contenido

RESUMEN	8
ABSTRACT	9
INTRODUCCIÓN.....	10
OBJETIVOS.....	11
OBJETIVO GENERAL.....	11
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
DESARROLLO	12
CAPÍTULO I: MARCO REFERENCIAL.....	12
<i>Marco teórico</i>	12
<i>Marco normativo</i>	13
<i>Marco geográfico</i>	14
CAPITULO II: ASPECTOS METODOLÓGICOS	17
<i>Recopilación información geotécnica</i>	17
<i>Caracterización topográfica</i>	18
<i>Aforo vehicular</i>	19
<i>Definición del sistema estructural</i>	20
<i>Pre dimensionamiento y análisis de cargas</i>	21
<i>Diseño estructural</i>	21
<i>Presupuesto y programación</i>	21
CAPITULO III: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	21
<i>Resultados topográficos</i>	22
<i>Resultado de aforo vehiculares</i>	23
<i>Generalidades diseño propuesta puente</i>	29
<i>Diseño de la viga cajón</i>	29

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

<i>Cálculo de cargas</i>	33
<i>Efectos sísmicos</i>	37
<i>Combinación de cargas</i>	40
<i>Diseño del postensado</i>	40
<i>Cálculos de la torsión</i>	43
<i>Acero de refuerzo para la torsión</i>	45
<i>Diseño del capitel</i>	48
<i>Acero de refuerzo del capitel</i>	51
<i>Diseño de la columna</i>	53
<i>Acero de refuerzo de la columna</i>	54
<i>Diseño de la cimentación de las columnas</i>	58
<i>Diseño de los estribos</i>	63
<i>Presupuesto</i>	69
<i>Capítulo IV: Conclusiones y Recomendaciones</i>	70
GLOSARIO	71
GENERALES	71
NORMATIVOS	71
GEOTÉCNICOS	72
SÍSMICOS	73
TRÁFICO	73
CARGAS	74
ESTRUCTURALES Y DE MATERIALES	75
LISTA DE REFERENCIAS	77
ANEXOS (MEMORIAS DE CÁLCULO Y PLANOS)	78

Lista de ilustraciones

Ilustración 1: Trazado propuesto	19
Ilustración 2: Formato de aforo vehicular	20
Ilustración 3: Curvas de nivel	22
Ilustración 4: Distribución de vehículos	25
Ilustración 5: Camión de diseño.....	28
Ilustración 6: Esquema general de la estructura.....	29
Ilustración 7: Sección transversal.....	30
Ilustración 8: Sección transversal con espesores	32
Ilustración 9: División de la sección transversal	33
Ilustración 10: Espectro de aceleraciones de diseño	39
Ilustración 11: Sección transversal del tendón	42
Ilustración 12: Distribución de los tendones.....	43
Ilustración 13: Acero de refuerzo a torsión	48
Ilustración 14: Capitel.....	53
Ilustración 15: Columna	57
Ilustración 16: Distribución de los pilotes para la columna.....	61
Ilustración 17: Dado de las columnas	63
Ilustración 18: Distribución de los pilotes para el estribo	67
Ilustración 19: Dado de los estribos.....	69

Lista de Tablas

Tabla 1: Parámetros geotécnicos.....	18
Tabla 2: Acceso Occidente, movimientos 1 y 9(1)	23
Tabla 3: Acceso Oriente, movimientos 2 y 9(2)	24
Tabla 4: Acceso Sur - Oriente, movimientos 7, 3 y 9(3)	24
Tabla 5: Consolidado de volúmenes vehiculares	25
Tabla 6: Factores de equivalencia de carga	27
Tabla 7: Niveles de tránsito	28
Tabla 8: Periodo y aceleración espectral	39
Tabla 9: Parámetros geotécnicos por estrato	59
Tabla 10: Cálculo de los pilotes.....	59
Tabla 11: Cantidad de pilotes tipo P-5	60
Tabla 12: Cargas verticales	64
Tabla 13: Cargas horizontales.....	65
Tabla 14: Factores de mayoración.....	65
Tabla 15: Revisión de estabilidad 1.....	66
Tabla 16: Revisión de estabilidad 2.....	66
Tabla 17: Revisión de capacidad portante	66

Resumen

La variante Madrid – Facatativá es uno de los corredores más importantes de la Sabana del occidente de Bogotá, sin embargo, el crecimiento urbano y el incremento de volumen vehicular de los últimos años han superado la capacidad para la cual fue diseñada originalmente, generando niveles de congestión que afectan la movilidad, la productividad y la calidad de vida de los usuarios que dependen de este tramo para sus desplazamientos cotidianos.

Ante esta problemática, el presente trabajo de grado propone el diseño de un puente vehicular como solución de infraestructura vial para mejorar las condiciones de tránsito en este tramo. Para ello se recopiló y analizó información secundaria para conocer la geotecnia, el análisis sísmico, topografía como base para el diseño estructural, cumpliendo con los criterios del Código Colombiano de Puentes (CCP-14), el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y el Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito del INVÍAS.

Se definió un puente de viga cajón en concreto reforzado, con una longitud total de 96 metros y dos carriles de circulación en sentidos opuestos, diseñado para satisfacer la demanda vehicular actual y futura del corredor, garantizando condiciones de seguridad, durabilidad y funcionalidad.

Palabras clave: Cimentación profunda, resistencia del concreto, aceros, cuantía, análisis sísmico, nivel de tránsito.

Abstract

The Madrid – Facatativá bypass is one of the most important road corridors in the western Sabana of Bogota; however, urban growth and the steady increase in vehicle volume over recent years have exceeded the capacity for which it was originally designed, generating congestion levels that affect the mobility, productivity and quality of life of users who rely on this stretch for their daily commutes.

In response to this problem, the present undergraduate thesis proposes the design of a vehicular bridge as a road infrastructure solution to improve traffic conditions along this segment. To this end, secondary information was collected and analyzed regarding geotechnical conditions, seismic analysis and topography as the basis for the structural design, in compliance with the criteria set forth in the Colombian Bridge Code (CCP-14), the Colombian Seismic Resistant Construction Regulation NSR-10 and the technical specifications of INVIAS.

A reinforced concrete box girder bridge was defined, with a total length of 96 meters between the two access ramps and two lanes of traffic in opposite directions, designed to meet the current and future vehicle demand of the corridor, ensuring adequate conditions of safety, durability and functionality.

Keywords: Deep foundation, concrete strength, steel reinforcement, steel ratio, seismic analysis, traffic level.

Introducción

La variante Madrid – Facatativá constituye uno de los corredores viales de mayor importancia en la Sabana occidental de Bogotá, uniendo varios municipios con la entrada de la capital por la calle 13 y sirviendo como eje de movilidad para una población en constante crecimiento. Sin embargo, el acelerado proceso de urbanización y el incremento sostenido del volumen vehicular registrado en los últimos años han superado la capacidad de diseño original de esta vía, derivando en niveles de congestión que afectan la movilidad, la productividad y la calidad de vida de quienes dependen de este corredor para sus desplazamientos diarios. Frente a esta problemática, el presente trabajo de grado desarrolla el diseño de un puente vehicular de viga cajón en concreto reforzado, con una longitud de 96 metros y dos carriles de circulación en sentidos opuestos, como propuesta de solución de infraestructura vial para el tramo crítico identificado. Para ello se recopiló y analizó información secundaria de topografía, geotecnia y sismicidad de la zona, la cual definió los parámetros necesarios para justificar el diseño estructural del proyecto. Este trabajo se basó en el Código Colombiano de Puentes (CCP-14), la NSR-10, y Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito del INVÍAS. Estas normativas aseguran que el diseño cumpla con todos los niveles de seguridad, durabilidad y funcionalidad requeridos. Este proyecto representa la integración de los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera de ingeniería civil, aplicados en la resolución de un problema real de infraestructura.

Objetivos

Objetivo General

Realizar el análisis y diseño estructural de un puente vehicular sobre la variante Madrid–Facatativá, aplicando los criterios y normas del Código Colombiano de Puentes (CCP-14) y las especificaciones encontradas dentro del Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito del INVÍAS, con el fin de proponer una solución estructural segura, funcional y durable que dé respuesta a las necesidades de conectividad del corredor vial.

Objetivos Específicos

- Analizar el Código Colombiano de Puentes (CCP-14) para poder generar un puente con todos sus parámetros de estabilidad
- Diagnosticar las condiciones de tránsito y geotécnicas del tramo donde se planea desarrollar el proyecto
- Calcular los elementos estructurales de la superestructura
- Presupuestar los costos económicos y tiempos de ejecución del proyecto mediante el análisis de precios unitarios (APU)

Desarrollo

Capítulo I: Marco referencial

Marco teórico

Puente viga cajón

Estructura cuyo tablero está soportado por vigas huecas con forma de cajas. Fabricados en concreto o acero, ofrecen una gran rigidez para soportar cargas pesadas, su uso es bastante común en Colombia debido a que sus características estructurales y criterios de diseño permiten desarrollar luces de gran longitud sin necesidad de apoyos o pilares intermedios. (Redacción 360 en Concreto, s.f.)

Postensado

Es una técnica constructiva en la que se colocan cables de acero dentro del concreto y se tensan con gatos hidráulicos una vez que este ha endurecido. Esto comprime el concreto, otorgándole mayor resistencia y flexibilidad para soportar cargas pesadas sin agrietarse. Esta técnica es bien debido a que reduce el volumen de concreto y acero de refuerzo. Los elementos postensados permiten salvar grandes luces, logrando vanos más largos, y permitiendo construir espacios con menos columnas. (Redacción 360 en Concreto, s.f.)

Pilotes prefabricados

Son elementos de cimentación profunda de concreto armado, fabricados en serie bajo estrictos controles de calidad. Se instalan en el suelo mediante presión (hincado) transfiriendo las cargas de las estructuras a capas de suelo más profundas y resistentes. Son ideales para terrenos de baja capacidad portante o zonas con niveles freáticos altos (muy comunes en la Sabana de Bogotá o las regiones costeras), ya que el hincado desplaza el suelo lateralmente y compacta el terreno, mejorando la fricción y estabilidad. (Redacción 360 en Concreto, s.f.)

Carga muerta

Peso permanente de los componentes de la estructura y los objetos fijados permanentemente a ella. Incluye elementos como vigas, columnas, losas.

Carga viva

Peso temporal que actúa sobre una estructura. Incluye personas, camiones, equipos. A diferencia de la carga muerta esta no es constante y cambia a lo largo de la vida útil del puente.

Carga sísmica

Son fuerzas inerciales y deformaciones que un terremoto provoca sobre una estructura. Estas acciones se transmiten a través del suelo y obligan a las estructuras a soportar sacudidas violentas.

Camión de diseño HL-93

HL-93 es un tipo de carga vehicular teórica propuesta por AASHTO en 1993. Se utiliza como carga de diseño para estructuras de carreteras en EE. UU. y otros países donde se sigue el código AASHTO.

Marco normativo

NSR-10 (Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente)

Es el reglamento que define los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras resistentes a sismos en Colombia. Su función principal es garantizar la seguridad estructural de las construcciones, proteger la vida de las personas y reducir los daños ocasionados por eventos sísmicos. Además, regula aspectos como cargas, concreto estructural, cimentaciones, estudios geotécnicos y supervisión técnica.

CCP-14 (Norma Colombia de Diseño de puentes)

Es la normativa utilizada para el análisis y diseño de puentes en el país. Su función es establecer los criterios técnicos para que los puentes soporten adecuadamente las cargas vehiculares, acciones sísmicas y condiciones de servicio, garantizando seguridad, durabilidad y estabilidad estructural.

INVIAS (Instituto Nacional de Vías)

Es la entidad estatal encargada de administrar, mantener y desarrollar la infraestructura vial nacional. Su función incluye la elaboración de manuales, especificaciones y normas técnicas utilizadas en proyectos de

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

carreteras, pavimentos, puentes y obras de transporte, además de supervisar y coordinar proyectos de infraestructura vial en Colombia.

Marco geográfico

Facatativá

Facatativá es un municipio del departamento de Cundinamarca, ubicado en la provincia de Sabana Occidente. Se encuentra a aproximadamente 35 kilómetros al oeste de Bogotá, lo que representa alrededor de 1 hora y 20 minutos de viaje en automóvil. Este municipio es conocido por su clima templado y su importancia histórica y cultural. Situado en la Sabana de Bogotá, Facatativá cuenta con una altitud de aproximadamente 2,586 metros sobre el nivel del mar. El municipio está rodeado de montañas y cuenta con varios cuerpos de agua, incluyendo el río Bogotá, que atraviesa su territorio. Según el censo nacional realizado en el 2018 por el DANE, el municipio de Facatativá cuenta con una población de 139.441 personas. (Gobernación de Cundinamarca, s.f.)

Madrid

Madrid es un municipio del departamento de Cundinamarca, ubicado en la provincia de Sabana Occidente. Se encuentra a aproximadamente 21 kilómetros al oeste de Bogotá, lo que representa alrededor de 45 minutos de viaje en automóvil. Este municipio es conocido por su clima templado y su importante desarrollo agrícola e industrial. Situado en la Sabana de Bogotá, Madrid tiene una altitud de aproximadamente 2,554 metros sobre el nivel del mar. El municipio está rodeado de montañas y cuenta con varios cuerpos de agua, como ríos y quebradas, que enriquecen su paisaje natural. Según el censo nacional realizado en el 2018 por el DANE, Madrid cuenta con una población de 113.204 personas.

Antecedentes

- A nivel institucional y de infraestructura regional, la Agencia Nacional de Infraestructura – ANI (2017) desarrolló el proyecto del enlace a desnivel en la glorieta Mosquera – La Mesa, perteneciente al corredor vial Bogotá – Facatativá – Los Alpes. Esta intervención técnica se ejecutó con el objetivo de segregar los flujos de tránsito mixto y eliminar los puntos de conflicto vehicular en la Sabana Occidente. Los reportes técnicos de la entidad demostraron que la transición de una intersección a nivel a una estructura elevada optimizó la capacidad vial del corredor y redujo sustancialmente los tiempos de demora para el transporte de carga y pasajeros. Este proyecto constituye un antecedente directo, tanto geográfico como técnico, que valida la viabilidad de implementar soluciones a desnivel en el mismo corredor objeto de este estudio.
- En el ámbito académico, Mojo Quispe (2018), en su trabajo titulado *"Diseño de un Puente Viga Cajón Curvo Post-Tensado, Como Propuesta Para la Construcción de un Puente Sobre el Rio Huasamayo, Distrito de Yunga, Provincia de General Sánchez Cerro - Moquegua"*, desarrolló el diseño estructural completo de un puente de viga cajón postensado, abordando el pre dimensionamiento de la sección transversal, el análisis de cargas y el diseño del sistema de postensado. Este trabajo constituye un antecedente técnico directo para la presente investigación, dado que el sistema estructural adoptado y la metodología de cálculo empleada son comparables a los aplicados en el puente propuesto para la variante Facatativá – Madrid.
- Salcedo Monroy (2024), en su trabajo *"Diseño de tres superestructuras de puentes en viga cajón en concreto reforzado y en concreto postensado"*, desarrolló el análisis comparativo del comportamiento estructural de tres tipologías de superestructuras de puentes vehiculares de 80 metros de longitud, aplicando los requisitos de la norma colombiana CCP-14 en cuanto a seguridad, deformaciones, constructibilidad y economía. Este antecedente resulta de especial relevancia para el presente trabajo, dado que emplea la misma norma de diseño y un sistema estructural comparable al puente propuesto para la variante Facatativá – Madrid.
- Escobar García (2022), en *"Puentes de concreto de viga cajón híbridos con paredes en celosía"*, realizó una revisión bibliográfica y analizó el diseño de 16 puentes de viga cajón construidos en Colombia, compilando parámetros de pre dimensionamiento y tenores de referencia para estimar cantidades de materiales en

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

etapas preliminares de diseño. Este trabajo aporta al presente proyecto criterios de referencia para el pre dimensionamiento de la sección transversal de la viga cajón.

La presente investigación toma como referencia estos antecedentes técnicos, normativos y académicos, utilizándolos como línea base metodológica y estructural para formular la propuesta de diseño del puente sobre la variante Facatativá – Madrid.

Capítulo II: Aspectos Metodológicos

El presente trabajo es una investigación con el objetivo de desarrollar una propuesta de diseño preliminar estructural de un puente vehicular como solución a la problemática identificada en el tramo de estudio correspondiente a la variante Facatativá – Madrid. Debido a que el proyecto se desarrolló con fines académicos de pregrado, algunos estudios que normalmente serían requeridos, como el estudio de suelos por medio del ensayo SPT, no se ejecutaron de manera presencial o experimental. En su lugar, la información requerida fue obtenida a partir de fuentes secundarias de acceso público y bases de datos oficiales.

Recopilación información geotécnica

La caracterización geotécnica del sitio se realizó a partir de la consulta del Sistema de Información para la Gestión del Riesgo y Cambio Climático (SIRE) la cual es una plataforma que, aunque no se centra en la recopilación de datos geotécnicos, si tiene la obligación legal de publicar estos estudios en el cumplimiento del Plan de Ordenamiento Territorial (POT). Por mandato legal, las alcaldías de Bogotá y sus municipios aledaños deben saber qué tipo de suelo compone cada metro cuadrado de la ciudad con el fin de determinar las zonas aptas para la construcción y las que presentan restricciones. El SIRE es el almacén oficial donde se centralizan estos estudios dado que cualquier entidad pública o constructora privada que realice obras de gran magnitud en Bogotá y sus alrededores debe entregar copias de sus estudios geotécnicos y de suelos al Distrito. El SIRE se encarga de recopilar, digitalizar y poner a disposición del público esa información. A partir de esta fuente se extrajeron los resultados de ensayos de penetración estándar (SPT) correspondientes al sector de la sabana del occidente de Cundinamarca, las cuales permitieron identificar el perfil estratigráfico del suelo y sus propiedades geomecánicas, incluyendo límites, índices de plasticidad, peso unitario, esfuerzo máximo, cohesión y módulo de elasticidad, parámetros que se utilizaron como material para el diseño de la cimentación profunda del puente.

Tabla 1: Parámetros geotécnicos

Promedios de parámetros geotécnicos por estrato

Capas			Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	(%) Finos	eo	Yt (g/cm³)	Yt (kN/m²)	Esfuerz o máxim o (Kg/cm²)	Esfuerz o máxim o (kPa)	Cu (KPa)	C (kPa)	Es (lb/in²)	Es (kN/m²)	Φ(°)	Cc	Cr
De	A	Descripción																	
0	2,825	Limo de alta plasticidad de color marrón oscuro bastante húmedo, poco denso, quebradizo algo oxidado.		85,014	111,325	50,95	60,375	100		1,37	13,407								
2,825	4,5375	Arcilla de alta plasticidad de color habano claro oxidada, bastante húmeda de consistencia blanda.		94,866	122,77	54,2	68,57	98,532		1,34	13,1781	0,19	18,6314	9,3157	24,515	600	4137	11,3	
4,5375	8,02	Arcilla de alta plasticidad de color habano oscuro con oxidaciones bastante húmeda y de consistencia blanda.		101,91	123,24	33,96	89,28	100		1,31	12,8838	0,13	12,7478	6,3739		600	4137		
8,02	17,125	Estrato que presenta continuidad de una arcilla de alta plasticidad de color gris y marrón claro, bastante húmeda, bastante compresible de consistencia muy blanda.		115,62	137,69	41,31	96,37	100	3,123	1,39	13,64	0,091428	8,97	4,48		600	4137		0,9417 0,0856
17,125	25,1	Arcilla de alta plasticidad de color habano oscura, bastante húmeda y de consistencia muy blanda.		134,69	163,3	54,67	108,63	100		1,31	12,8838	0,05	4,903	2,4515		600	4137		

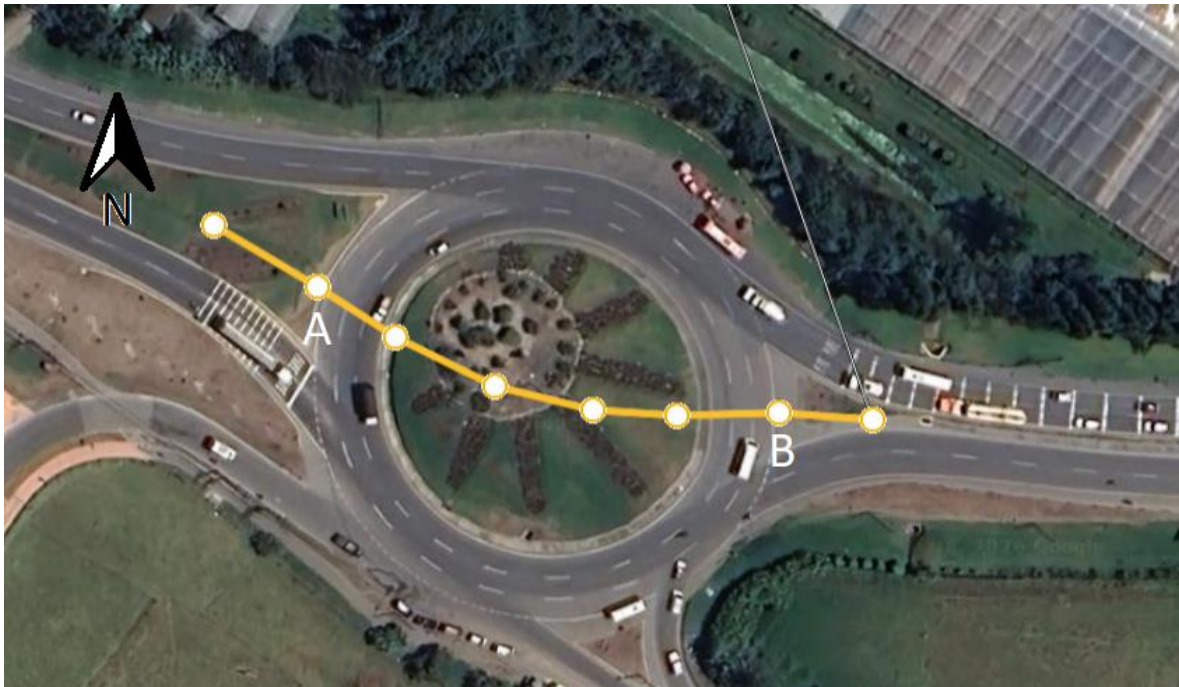
Fuente: Elaboración propia con datos extraídos de la plataforma SIRE (IDIGER, s.f.).

Caracterización topográfica

La topografía del corredor se obtuvo mediante el procesamiento de imágenes satelitales de la NASA, a partir de las cuales se generaron las curvas de nivel del sector. Esta información permitió determinar las cotas del terreno, la pendiente longitudinal del corredor y las condiciones geométricas del sitio de implantación del puente, elementos muy importantes para la definición de la geometría de la infraestructura.

Ilustración 1: Trazado propuesto

Trazado propuesto del puente sobre la glorieta de la variante Facatativá–Madrid



Fuente: Elaboración propia a partir de imágenes satelitales de Google Earth.

Aforo vehicular

Con el fin de cuantificar el volumen de tránsito actual del corredor, se realizó un aforo vehicular propio en el tramo de estudio, clasificando los tipos de vehículo por tipo (motos, automóviles, buses, camiones y vehículos de carga) y registrando los conteos por intervalos de tiempo. Los resultados del aforo permitieron determinar el tránsito promedio diario anual (TPDA), determinar el camión de diseño y justificar la necesidad de una solución del puente.

Ilustración 2: Formato de aforo vehicular

Formato de aforo vehicular diligenciado en campo — glorieta variante Facatativá–Madrid

		Glorieta de la variante Facatativá-Madrid										REVISIÓN 0	
		AFOROS VEHICULARES											
Fecha (D M A): 19-03-2016		Estación de Aforo: Acceso Orcaño										N	
Condiciones Climáticas: Nublado		Movimientos Aforados: 1, 9(1)		Estrategia									
Aforador: Juan David Hernández González		Hora de Inicio: 18:30		Hora Final: 19:30									
PER	MOV	AUTOS	BUS INTERM	BUSETA	C-2P	C-2G	C-3-4	C5	≥C6	Motos			
1	18:30 - 18:35	1	6	4	4	4	3	6	3	4	22		
	18:35 - 18:40	9(1)	30			1		1			20		
2	18:40 - 18:45	1	4	4	5	5	8	7	2		20		
	18:45 - 18:50	9(1)	23					1	1		21		
3	18:50 - 18:55	1	40	3	2	6	5	3	5	2	4	23	
	18:55 - 19:00	9(1)	39	4			1				18		

OBSERVACIONES

Fuente: Elaboración propia a partir de la adaptación de un formato oficial del INVIAS.

Definición del sistema estructural

Con base en la información recopilada y los requerimientos analizados del corredor, se seleccionó un puente estilo viga cajón postensado de concreto reforzado, debido a su eficiencia, control de calidad, menor impacto en el entorno, precisión y optimización, sin embargo, encontramos una desventaja la cual es el mayor costo inicial por lo que este puente es prefabricado por lo que sus costos se elevan. Además, este puente nos cumple con ciertos criterios que buscábamos al momento de seleccionar el cual sería su eficiencia estructural para luces superiores a 30 metros, su alto grado de resistencia a deformaciones cuando se le aplica una fuerza de torsión y su amplio uso en corredores de tráfico en Colombia.

Pre dimensionamiento y análisis de cargas

Se definió la geometría de la sección transversal de la viga cajón siguiendo los criterios de esbeltez establecidos en la CCP-14. Se cuantificaron las cargas de diseño incluyendo carga muerta ($W_{pp} = 135,77 \text{ KN/m}$), carga viva con camión de diseño HL-93, fuerza de frenado y carga sísmica, con parámetros espectrales $S_s = 0,6$, $S_1 = 0,3$ y $PGA = 0,25$ según la NSR-10 para el municipio de Madrid. Los cálculos se desarrollaron en hojas de cálculo de Microsoft Excel, las cuales se adjuntan como anexo al presente documento.

Diseño estructural

Se realizó el diseño del sistema de postensado determinando el número de torones y tendones, y se diseñaron los elementos de la infraestructura: estribos E-1 y E-2, columnas C-1 y C-2, dados de cimentación, capiteles y pilotes prefabricados con un diámetro de 60 centímetros, cumpliendo con los requisitos de la CCP-14 y la NSR-10.

Presupuesto y programación

Se elaboraron las cantidades de obra y el análisis de precios unitarios (APU) para los cuatro capítulos de construcción identificados, obteniendo un presupuesto total de \$4.640.960.168 COP. La programación del proyecto se estructuró en un diagrama de Gantt con una duración total de 78 días, desde el planteamiento hasta la entrega. Ambos documentos se presentan como anexos al trabajo.

Capítulo III: Análisis y Discusión de Resultados

El presente capítulo expone los resultados obtenidos en cada una de las etapas que conformaron el proceso de diseño del puente vehicular sobre la variante Facatativá—Madrid. El desarrollo se presenta en orden secuencial, partiendo de la caracterización del sitio de intervención a través del análisis topográfico, el aforo vehicular y la evaluación geotécnica, para posteriormente abordar el dimensionamiento estructural de los elementos que conforman tanto la superestructura como la infraestructura del puente.

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Cada sección incluye el proceso de cálculo detallado, las fórmulas aplicadas, los criterios normativos que sustentaron cada decisión de diseño y los resultados obtenidos, permitiendo verificar el cumplimiento de los requisitos establecidos en el Código Colombiano de Puentes CCP-14, el Reglamento NSR-10 y las especificaciones técnicas del INVIAS. El capítulo cierra con el presupuesto total del proyecto, derivado de las cantidades de obra calculadas a partir de los elementos diseñados.

Resultados topográficos

A partir del procesamiento de imágenes satelitales de la NASA mediante el software AutoCAD 2025, se generaron las curvas de nivel del sector de intervención con una equidistancia de 2 metros. El análisis topográfico permitió caracterizar las condiciones del terreno en el corredor vial Madrid–Facatativá y definir los parámetros geométricos necesarios para el trazado del puente.

Ilustración 3: Curvas de nivel

Curvas de nivel del sector de intervención, equidistancia 2 m



Fuente: Elaboración propia a partir de imágenes satelitales NASA, procesadas en ArcGIS y AutoCAD 2025.

El análisis de las curvas de nivel evidencia que el sector presenta un terreno relativamente plano, característico de la Sabana de Bogotá, con cotas que oscilan entre 2548 y 2562 m.s.n.m. en el área de intervención. Esta condición topográfica favorable permitió definir un trazado recto de 96 metros entre los puntos A y B sobre la glorieta, sin requerimientos de curvas verticales significativas que afectaran el diseño estructural.

Resultado de aforo vehiculares

Con el fin de cuantificar el volumen de tránsito actual del corredor, se realizó un aforo vehicular clasificado en la glorieta de la variante Facatativá–Madrid el día 19 de marzo de 2026, en el acceso occidente, registrando los movimientos 1 y 9(1) (Acceso Occidente), 2 y 9(2) (Acceso Oriente), 3 y 9(3) (Acceso Sur - Oriente), durante el período comprendido entre las 18:30 y las 19:30 horas. La clasificación vehicular siguió los criterios del formato oficial del INVIAS, diferenciando entre autos, buses intermedios, busetas, camiones de dos y tres ejes, y motocicletas. Los resultados de cada uno de los movimientos fueron los siguientes:

Tabla 2: Acceso Occidente, movimientos 1 y 9(1)

Resultados de aforo vehicular — Acceso Occidente, movimientos 1 y 9(1)

Tabla aforo movimientos 1 y 9(1) (Acceso Occidente)												
	Periodo	Mov.	Autos	Vans, etc.	Bus interm.	Buseta	C - 2P	C - 2G	C - 3 - 4	C5	≥ C6	Motos
1	18:30 - 18:35	1	99	6	4	4	4	7	6	7	4	22
	18:30 - 18:35	9(1)	30				1		1			20
2	18:35 - 18:40	1	43		4	4	5	5	8	7	2	20
	18:35 - 18:40	9(1)	23						1		1	21
3	18:40 - 18:45	1	40	3	2	6	5	3	5	2	4	23
	18:40 - 18:45	9(1)	34	4				1				18
4	18:45 - 18:50	1	70		9	12	3	4	6	3	3	23
	18:45 - 18:50	9(1)	19	2			1					21
5	18:50 - 18:55	1	81		10	15	8	2	8	3	7	24
	18:50 - 18:55	9(1)	25	1						1		18
6	18:55 - 19:00	1	69	1	16	12	6	5	6	6	4	22
	18:55 - 19:00	9(1)	12	1								26
7	19:00 - 19:05	1	85	1	14	12	7	4	5	2	4	21
	19:00 - 19:05	9(1)	12					1				25
8	19:05 - 19:10	1	83	2	8	8	2	4	6	6	6	23
	19:05 - 19:10	9(1)	17	1						1		28
9	19:10 - 19:15	1	100	1	7	12	8	4	7	6	7	27
	19:10 - 19:15	9(1)	31	1			1					23
10	19:15 - 19:20	1	90	5	7	10	2	3	3	8	7	32
	19:15 - 19:20	9(1)	28					1				20
11	19:20 - 19:25	1	72	4	6	10	6	6	6	6	2	22
	19:20 - 19:25	9(1)	16	2						1		21
12	19:25 - 19:30	1	65	1	8	9	6	4	4	4	3	23
	19:25 - 19:30	9(1)	17						1			21

Fuente: Elaboración propia a partir de aforo vehicular realizado en campo en la semana del 16 al 21 de marzo de 2026.

Tabla 3: Acceso Oriente, movimientos 2 y 9(2)

Resultados de aforo vehicular – Acceso Oriente, movimientos 2 y 9(2)

Tabla aforo movimientos 2 y 9(2) (Acceso Oriente)												
	Periodo	Mov.	Autos	Vans, etc.	Bus intern.	Buseta	C - 2P	C - 2G	C - 3 - 4	C5	≥ C6	Motos
1	18:30 - 18:35	2	97	3	6	24	4	3	8	6	5	16
	18:30 - 18:35	9(2)	32	6	3	8	1					11
2	18:35 - 18:40	2	90			18	3	8	5	4	5	9
	18:35 - 18:40	9(2)	15	2	1	3						18
3	18:40 - 18:45	2	67	7	6	34	8	7	5	8	2	11
	18:40 - 18:45	9(2)	15	4	3	8		2				12
4	18:45 - 18:50	2	76	5	3	22	5	6	7	7	4	9
	18:45 - 18:50	9(2)	16	1	3	5						7
5	18:50 - 18:55	2	50	5	5	15	2	3	7	6	3	10
	18:50 - 18:55	9(2)	10	1		3						16
6	18:55 - 19:00	2	62		1	7	2	5	4	6	7	8
	18:55 - 19:00	9(2)	3	1	3	5						6
7	19:00 - 19:05	2	46	2	3	7	6	4	7	3	2	17
	19:00 - 19:05	9(2)	4	5	1	4	1					8
8	19:05 - 19:10	2	69	3	8	26	2	8	4	8	4	13
	19:05 - 19:10	9(2)	13	1	3	7						9
9	19:10 - 19:15	2	61	2	1	17	6	8	2	4	5	22
	19:10 - 19:15	9(2)	4		1	4						10
10	19:15 - 19:20	2	55	3	4	20	5	3	8	4	3	19
	19:15 - 19:20	9(2)	12			2						8
11	19:20 - 19:25	2	73		6	21	5	8	7	3	4	21
	19:20 - 19:25	9(2)	20	2	2	9						13
12	19:25 - 19:30	2	67	4		29	8	8	7	8	8	15
	19:25 - 19:30	9(2)	11	3	3	5						9

Fuente: Elaboración propia a partir de aforo vehicular realizado en campo en la semana del 16 al 21 de marzo de 2026.

Tabla 4: Acceso Sur - Oriente, movimientos 7, 3 y 9(3)

Resultados de aforo vehicular – Acceso Sur - Oriente, movimientos 7, 3 y 9(3)

Tabla aforo movimientos 7, 3 y 9(3) (Acceso Sur - Oriente)												
	Periodo	Mov.	Autos	Vans, etc.	Bus intern.	Buseta	C - 2P	C - 2G	C - 3 - 4	C5	≥ C6	Motos
1	18:30 - 18:35	7	13	3			3	3		1	4	18
	18:30 - 18:35	3	20	4	2	4	5	1	4	3		9
	18:30 - 18:35	9(3)	5	1						1	2	
2	18:35 - 18:40	7	24		4	4	5	4	4		3	11
	18:35 - 18:40	3	13		5			4				10
	18:35 - 18:40	9(3)	4	1		2			1	1	2	5
3	18:40 - 18:45	7	21		3		4	3	5	3	2	10
	18:40 - 18:45	3	14	3	2	3	4	2	5	3	2	12
	18:40 - 18:45	9(3)	4	1	1	1	2			2	1	7
4	18:45 - 18:50	7	12		1		4	2	3			8
	18:45 - 18:50	3	14		5	5		2	1	1	2	5
	18:45 - 18:50	9(3)	2	2		1	2	1	1	2		3
5	18:50 - 18:55	7	20		3	1	5	1	4	3	3	10
	18:50 - 18:55	3	14		1	3	2	3	4	5	4	5
	18:50 - 18:55	9(3)	4	1	2	2	2	1	2	2		1
6	18:55 - 19:00	7	22		2	4	2		5	3	2	13
	18:55 - 19:00	3	9	5	4	2	5	1	1	3	5	17
	18:55 - 19:00	9(3)	5	2	2	1	1	2	1	1	2	
7	19:00 - 19:05	7	16		5	5	1		3	3		13
	19:00 - 19:05	3	22		4	4	1	1	4	1	4	15
	19:00 - 19:05	9(3)	4	2			2	2	1	1		5
8	19:05 - 19:10	7	20		4	5	5	3	4	2	4	17
	19:05 - 19:10	3	19		1	5	4		5	2	1	10
	19:05 - 19:10	9(3)	3	1	1	1	1	1	1		2	1
9	19:10 - 19:15	7	20		2	1	4	3	5	4	3	20
	19:10 - 19:15	3	20		2	4	2	4	4		4	7
	19:10 - 19:15	9(3)	6	2	1		1	1		1	1	5
10	19:15 - 19:20	7	21		4	2	5	3	3	4	4	17
	19:15 - 19:20	3	17		5	3	4	4	5		3	9
	19:15 - 19:20	9(3)	5	2	2	2	1	1	1	1		5
11	19:20 - 19:25	7	19		2	2	2	4	5	5		18
	19:20 - 19:25	3	18		2	1	4	1	3	3		5
	19:20 - 19:25	9(3)	4	2		1			2		1	3
12	19:25 - 19:30	7	21		1	2	2	5	5	3	4	20
	19:25 - 19:30	3	18			1	2	2	3	2	4	9
	19:25 - 19:30	9(3)	4		2		2		1	2	2	5

Fuente: Elaboración propia a partir de aforo vehicular realizado en campo en la semana del 16 al 21 de marzo de 2026.

Al final se realiza la sumatoria de aforos para determinar la cantidad de tipos de vehículos que hay, los datos son los siguientes:

Tabla 5: Consolidado de volúmenes vehiculares

Consolidado de volúmenes vehiculares por tipo — glorieta variante Facatativá–Madrid

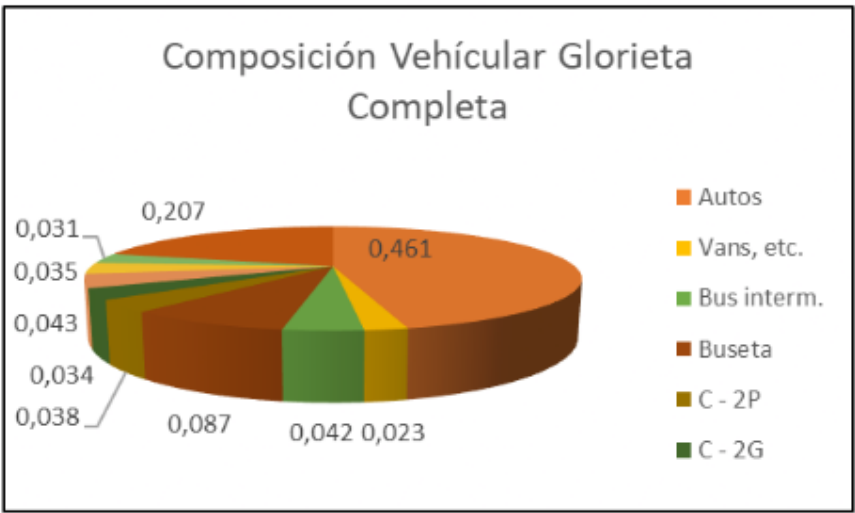
	Glorieta Completa	
	Cantidad total	Magnitud Total
Autos	2606	0,461
Vans, etc.	128	0,023
Bus interm.	236	0,042
Buseta	489	0,087
C - 2P	212	0,038
C - 2G	192	0,034
C -3 - 4	240	0,043
C5	198	0,035
≥ C6	177	0,031
Motos	1169	0,207
Cant. Total Acceso	5647	1,000

Fuente: Elaboración propia a partir de la sumatoria de los aforos realizados en los tres accesos de la glorieta.

Organizando los datos y graficándolos se obtiene:

Ilustración 4: Distribución de vehículos

Distribución porcentual de vehículos por tipo en la glorieta



Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados del aforo vehicular.

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

- Se determinó un volumen vehicular de $5647 \frac{\text{vehiculos}}{\text{hora}}$
- Se debe hacer un factor de conversión a TPDA (Transito promedio diario anual) con la formula

$$TPDA = \frac{Qhp}{fhp}$$

Donde

$$Qhp: 5647 \frac{\text{vehiculos}}{\text{hora}}$$

Fhp: 10%-15% (según el INVIAS)

$$TPDA = \frac{5647 \frac{\text{vehiculos}}{\text{hora}}}{0.15} = 37647 \frac{\text{Vehiculos}}{\text{Día}}$$

- Posteriormente se halla el porcentaje de vehículos pesados
 $0.038(C - 2P) + 0.034(C - 2G) + 0.043(C - 3 - 4) + 0.035(C5) + 0.031(> C6) = 0.1805$
 $= 18.05\%$
- Luego se halla el tránsito pesado

$$Npesado = TPDA * \%Pesado$$

$$Npesado = 37647 \frac{\text{Vehiculos}}{\text{Día}} * 18.05\% = 6795 \text{Cam/día}$$

- Carril de diseño (Carril cargado) – Factor de distribución (FD)
Factor de distribución (FD) = 0.8

$$Ncarril = Npesado * FD$$

$$Ncarril = \frac{6795 \text{cam}}{\text{día}} * 0.8 = \frac{5436 \text{cam}}{\text{día}}$$

Estos datos se calcularon para calcular el factor de crecimiento

- Proyección de vida útil (diseño por fatiga)
 - n: 50 años
 - i: Crecimiento anual: 3%

$$F = (1 + i)^{\frac{n-1}{t}}$$
$$F = (1 + 0.03)^{\frac{50-1}{0.03}} = 112.8$$

Luego se calcula el número de ciclos

$$Ntotal = Ncarril * 365 * F$$

$$Ntotal = \frac{5436 \text{cam}}{\text{día}} * 365 * 112.8 = 224 \text{M ciclos}$$

Ahora se hace el cálculo de ejes equivalentes (ESAL) utilizando la siguiente fórmula:

$$ESAL = \sum (Ni * FEi)$$

Donde

Ni es el número de vehículos de cada tipo

Fei es el factor de equivalencia de carga

Tabla 6: Factores de equivalencia de carga

Factores de equivalencia de carga y cantidades por tipo de vehículo.

Tipo de vehículo	FEi	Cantidad de vehículos
C-2P	0,5	212
C-2G	0,6	192
C - 3 - 4	1,5	240
C5	2,5	198
≥ C6	3,5	177

Fuente: Elaboración propia a partir de las cantidades de vehículos determinadas en los aforos y los factores de carga determinados por el INVIAS.

Para el cálculo de los ejes equivalentes se clasificaron los vehículos pesados registrados en el aforo según su número de ejes, asignando a cada tipo un Factor de Equivalencia de Carga (FEi) establecido en el Manual de diseño de pavimentos de concreto del INVIAS, el cual indica el daño relativo que genera cada tipo de vehículo sobre la estructura vial en comparación con un eje simple estándar de 8,2 toneladas. Los vehículos de dos ejes con llantas sencillas (C-2P), con carga máxima de 16 toneladas, presentan el menor impacto con un FEi de 0,5, seguidos por los camiones de dos ejes con llantas dobles (C-2G), con carga de 16 toneladas y un FEi de 0,6. Los camiones de tres y cuatro ejes (C-3-4), con carga máxima entre las 28 toneladas hasta 36 toneladas, generan un daño equivalente a 1,5 veces el eje de referencia, mientras que los tractocamiones de cinco ejes (C5), con hasta 40,5 toneladas, alcanzan un FEi de 2,5 y los vehículos de seis o más ejes (≥C6), con cargas hasta 52 toneladas, el valor más alto con 3,5.

Aplicando estos factores a las cantidades de vehículos registradas en el aforo se obtuvo un total de ejes equivalentes acumulados de 372,5 millones, valor que según el Manual del INVIAS ubica el corredor en un nivel de tránsito NT3, correspondiente a vías de alto volumen de tráfico. (Ministerio de Transporte, 2004)

Se realiza el cálculo de ejes equivalente

$$ESAL(Hora) = (212 * 0.5) + (132 * 0.6) + (240 * 1.5) + (198 * 2.5) + (177 * 3.5) = 1695.7 \text{ (en hora pico)}$$

Conversión a ESAL diarios

$$\text{Factor de conversión} = \frac{TPDA}{Q_{hp}}$$

$$\text{Factor de conversión} = \frac{37467 \frac{\text{Vehículo}}{\text{día}}}{5647 \frac{\text{Vehículo}}{\text{hora}}} = 6.67$$

$$ESAL(\text{día}) = 1695.7 * 6.67 = 11310.32 (\text{Día})$$

ESAL en el carril de diseño

$$ESAL (\text{carril}) = ESAL (\text{día}) * FD$$

$$ESAL (\text{carril}) = 11310.32 (\text{día}) * 0.8 = 9048.26$$

Cálculo de ejes equivalentes acumulados

$$ESAL (Acum) = ESAL (\text{carril}) * 365 * F$$

$$ESAL (Acum) = 9048.26 * 365 * 112.8 = 37 \times 10^8 (\text{Ejes equivalentes})$$

Tabla 7: Niveles de tránsito

Niveles de tránsito según el número de ejes equivalentes acumulados proyectados

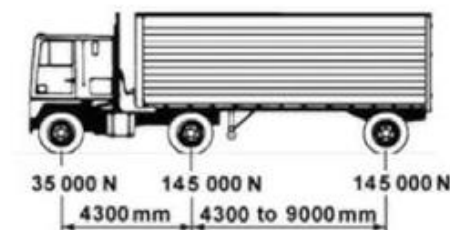
Nivel	ESAL
Bajo	<10 ⁶
Medio	10 ⁶ - 10 ⁷
Alto	10 ⁷ - 10 ⁸
Muy alto	>10 ⁸

Fuente: Tomado del Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito (Instituto Colombiano de Productores de Cemento, 2008).

Comparando el número de ejes calculado con los dados de la tabla 7, se determinó que el nivel de la zona de estudio es “Muy alto” siguiendo las instrucciones del manual CCP-14, se debe usar un camión de diseño HL-93.

Ilustración 5: Camión de diseño

Camión de diseño HL-93 y sus características de carga por eje



Fuente: Tomado del Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito (Instituto Colombiano de Productores de Cemento, 2008).

Generalidades diseño propuesta puente

Norma Colombiana de diseño de puentes CCP-14

Características del puente para el diseño

Longitud A – B: 96 m

Carriles: 2 x 3.5 m = 7 m

Bermas y barandas: 2 x 1 m = 2 m

Ancho total: 9 m

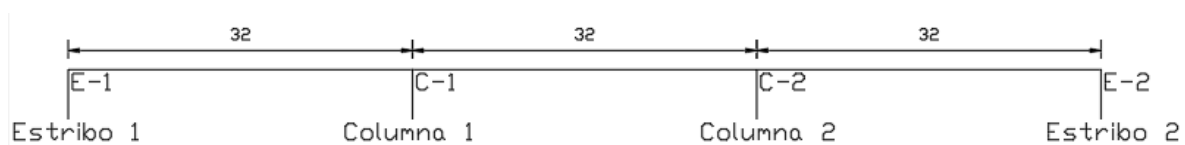
Galibo: 4.5 m

Camión de diseño: HL-93

Con base en los parámetros geométricos del corredor y los criterios establecidos en la CCP-14, se procedió al pre dimensionamiento de la sección transversal de la viga cajón. Dado que la norma establece que las vigas cajón prefabricadas son aplicables para luces entre 25 y 45 metros, la longitud total de 96 metros se dividió en tres vanos iguales de 32 metros, apoyados sobre dos columnas intermedias y dos estribos en los extremos, tal como se muestra en la siguiente figura.

Ilustración 6: Esquema general de la estructura

Esquema general de la estructura — tres vanos de 32 m con estribos y columnas



Fuente: Elaboración propia.

Diseño de la viga cajón

Altura

Para el cálculo de la altura de la viga se utiliza la siguiente fórmula:

$$h = \frac{L}{18}$$

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Donde:

h : Altura de la viga.

L : Luz de la sección.

Reemplazando:

$$h = \frac{32\text{ m}}{18} = 1.78\text{ m}$$

Para que el proceso constructivo se facilite se aproxima la altura a 1.8 m.

Anchos de losas

Ancho losa superior

Se toma el ancho total que incluye los carriles y la berma.

$$b(\text{superior}) = 9\text{ m}$$

Ancho losa inferior

Se utiliza la relación del 40 % y 60 % del ancho superior de la siguiente manera:

$$b(\text{inferior}) = 0.4 * 9\text{ m} = 3.6\text{ m}$$

$$b(\text{inferior}) = 0.6 * 9\text{ m} = 5.4\text{ m}$$

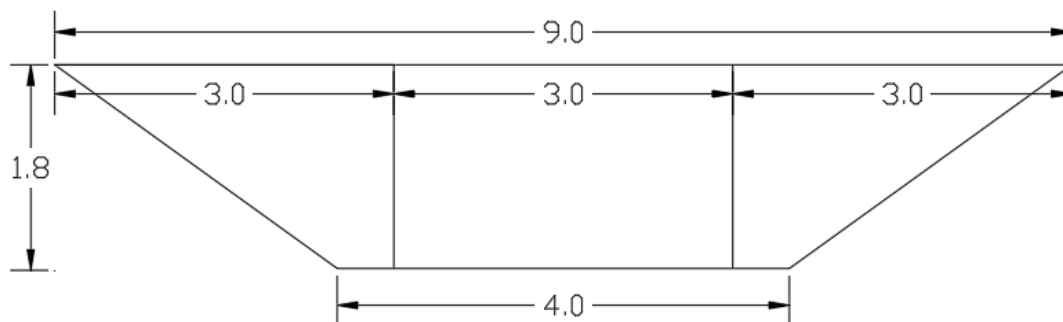
Tomando un valor entre ese rango para que cumpla la relación y facilite el proceso constructivo tenemos que:

$$b(\text{inferior}) = 4\text{ m}$$

Diseño propuesto de la sección de la viga con los anchos calculados

Ilustración 7: Sección transversal

Sección transversal de la viga cajón con anchos calculados



Fuente: Elaboración propia.

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Se proponen dos almas en el centro a distancias iguales para mejorar la distribución de cargas.

Espesores de losas

Espesor losa superior

Utilizando la relación de dimensiones para espesores de losas del invias tenemos que:

$$d'(superior) = \frac{Llocal}{20} \quad hasta; \quad d'(superior) = \frac{Llocal}{25}$$

Donde:

d'superior: Espesor de la losa superior.

Llocal: Distancia entre almas.

Reemplazando:

$$d'(superior) = \frac{3 \, m}{20} = 0.15 \, m = 15 \, cm$$

$$d'(superior) = \frac{3 \, m}{25} = 0.12 \, m = 12 \, cm$$

Según la norma CCP-14, el espesor mínimo para una losa superior es de 20 cm, por lo tanto:

$$d' superior = 20 \, cm$$

Espesor losa inferior

Utilizando la relación de dimensiones para espesores de losas del invias tenemos que:

$$d'(inferior) = 0.8 * d'(superior) \quad hasta; \quad d'(inferior) = 1 * d'(superior)$$

Donde:

d'inferior: Espesor de la losa inferior.

d'superior: Espesor de la losa superior.

Reemplazando:

$$d'(inferior) = 0.8 * 20 \, cm = 16 \, cm$$

$$d'(inferior) = 1 * 20 \, cm = 20 \, cm$$

Para facilitar el proceso constructivo tenemos que:

$$d'(inferior) = 20 \, cm$$

valor de 5,6, ampliamente inferior al límite máximo de 50 establecido por la norma, confirmando que la sección propuesta es estructuralmente eficiente y cumple con todos los requisitos geométricos de la CCP-14.

Cálculo de cargas

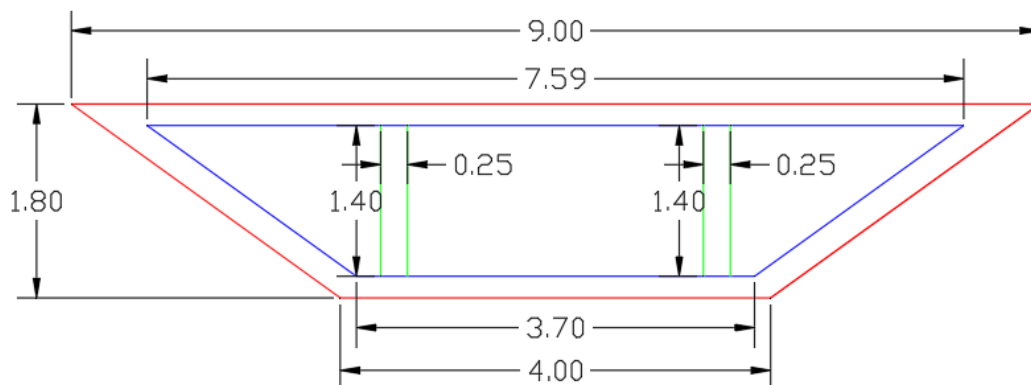
Una vez definida la geometría de la sección, se procedió a cuantificar las cargas de diseño que actuarán sobre la estructura durante su vida útil. De acuerdo con la CCP-14, se consideraron tres tipos de cargas: cargas muertas permanentes, cargas vivas vehiculares aplicadas mediante el camión de diseño HL-93, y efectos sísmicos determinados a partir de los parámetros espectrales de la NSR-10 para el municipio de Madrid, Cundinamarca.

Carga muerta

Para determinar las cargas muertas es necesario calcular el área transversal de la viga, esto se hace dividiendo la sección en figuras, dos trapecios y dos rectángulos, luego calculando sus áreas de la siguiente manera:

Ilustración 9: División de la sección transversal

División de la sección transversal en figuras geométricas para cálculo de área de concreto



Fuente: Elaboración propia.

$$A(\text{Trapezio rojo}) = \frac{(\text{Largo superior} + \text{Largo inferior}) * \text{Altura}}{2}$$

$$A(\text{Trapezio azul}) = \frac{(\text{Largo superior} + \text{Largo inferior}) * \text{Altura}}{2}$$

$$A(\text{Rectángulos verdes}) = 2 * (\text{Base} * \text{Altura})$$

Reemplazando tenemos que:

$$A(\text{Trapezio rojo}) = \frac{(9 \text{ m} + 4 \text{ m}) * 1.8 \text{ m}}{2} = 11.7 \text{ m}^2$$

$$A(\text{Trapezio azul}) = \frac{(7.59 \text{ m} + 3.7 \text{ m}) * 1.4 \text{ m}}{2} = 7.9 \text{ m}^2$$

$$A(\text{Rectángulos verdes}) = 2 * (0.25 \text{ m} * 1.4 \text{ m}) = 0.7 \text{ m}^2$$

Ahora se calcula el área total de la sección transversal de la viga:

$$A(\text{Sección transversal}) = 11.7 \text{ m}^2 - 7.9 \text{ m}^2 + 0.7 \text{ m}^2 = 4.5 \text{ m}^2$$

Conociendo el área de la sección transversal se calcula su peso propio utilizando el peso unitario del concreto que según la norma CCP-14 es de 24 KN/m³ para concreto reforzado.

$$WPP(\text{Viga}) = 24 \text{ KN/m}^3 * 4.5 \text{ m}^2 = 107.9 \text{ KN/m}$$

A este peso propio de la viga hay que sumarle el peso de la carpeta asfáltica que va ser la capa de rodadura, según el manual de Invias para puentes el espesor de esta carpeta está entre 0.05 m y 0.10 m y su peso unitario es de 22 KN/m³. Tomando un espesor de 0.08 m tenemos que:

$$WPP(\text{Asfalto}) = 22 \text{ KN/m}^3 * (0.08 \text{ m} * 9 \text{ m}) = 15.84 \text{ KN/m}$$

También hay que sumar el peso propio de las barandas, como se escogieron barandas tipo New Jersey, su peso propio según el Invias es de 6 KN/m, por lo que se tienen barandas a ambos lados tenemos:

$$WPP(\text{Baranda New Jersey}) = 2 * 6 \text{ KN/m} = 12 \text{ KN/m}$$

Conociendo los pesos propios de los elementos se calcula la carga muerta.

$$WD = 107.9 \text{ KN/m} + 15.84 \text{ KN/m} + 12 \text{ KN/m} = 135.77 \text{ KN/m}$$

Con las cargas muertas calculadas se determina el momento máximo de cargas muertas utilizando la siguiente fórmula para cargas uniformemente distribuidas:

$$M(\text{Max.}) = \frac{w * L^2}{8}$$

Donde:

w: Carga.

L: Luz de la sección.

Reemplazando:

$$M(\text{Max. Muertas}) = \frac{135.77 \text{ KN/m} * (32 \text{ m})^2}{8} = 17378.304 \text{ KN} * \text{m}$$

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Carga viva

Como se determinó que el camión de diseño es el HL-93, según la norma este camión tiene las siguientes características:

Ejes: 3

Carga puntual eje 1: 35 KN

Carga puntual eje 2: 145 KN

Carga puntual eje 3: 145 KN

Carga distribuida: 9.3 KN/m

Conociendo las cargas se calculan los momentos para las diferentes cargas

Carga distribuida

Como es una carga uniformemente distribuida se utiliza la formula $M(\text{Max.})$ anteriormente mencionada:

Reemplazando:

$$M(\text{Max. Vivas}) = \frac{9.3 \text{ KN/m} * (32 \text{ m})^2}{8} = 1190.4 \text{ KN} * \text{m}$$

Ahora es necesario hacer un incremento dinámico para tener en cuenta la interacción que tienen los vehículos con la estructura, según la norma este factor de incremento es de 1.33.

$$IM(\text{Distribuida}) = M(\text{Max. Vivas}) * (1.33)$$

$$IM = 1190.4 \text{ KN} * \text{m} * (1.33) = 1583.232 \text{ KN} * \text{m}$$

Carga ejes

Se utiliza la siguiente fórmula para el camión HL-93:

$$M(\text{Camión}) = 0.25 * w(\text{Total}) * L$$

Donde:

$w(\text{Total})$: Suma de las cargas por eje.

L : Luz de la sección.

Reemplazando:

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

$$M(\text{Camión}) = 0.25 * (35 \text{ KN} + 145 \text{ KN} + 145 \text{ KN}) * 32\text{m} = 2600 \text{ KN} * \text{m}$$

Ahora es necesario hacer un incremento dinámico para tener en cuenta la interacción que tienen los vehículos con la estructura, según la norma este factor de incremento es de 1.33.

$$IM = M(\text{Camión}) * (1.33)$$

$$IM = 2600 \text{ KN} * \text{m} * (1.33) = 3458 \text{ KN} * \text{m}$$

Ahora se suman los momentos del camión con los momentos de la carga distribuida para obtener el momento total de las cargas vivas.

$$M(\text{Max. vivas}) = 1583.232 \text{ KN} * \text{m} + 3458 \text{ KN} * \text{m} = 5041.232 \text{ KN} * \text{m}$$

Fuerzas de frenado

Según la norma, para determinar las fuerzas de frenado es necesario calcular la fuerza longitudinal de frenado, que depende directamente del camión de diseño, esta se determina de la siguiente manera:

$$BR = 0.25 * PLL$$

Donde:

BR: Fuerza longitudinal.

PLL: Carga viva total aplicada.

Reemplazando:

$$BR = 0.25 * \left((9.3 \text{ KN/m} * 32\text{m}) + (35 \text{ KN} + 145 \text{ KN} + 145 \text{ KN}) \right) = 155.65 \text{ KN}$$

Ahora se calcula el momento por frenado generado por esta carga, este momento se supone a dos metros sobre el nivel del apoyo del vehículo sobre el carril, entonces:

$$MBR = 155.65 \text{ KN} * 2\text{m} = 311.3 \text{ KN} * \text{m}$$

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Fuerzas de colisión vehicular

Según el INVIAS y la norma, es necesario tener en cuenta una fuerza transversal de colisión que dependerá del tipo de barrera y de vehículo, en el caso de este diseño se optó por la barrera tipo New Jersey y como en el tráfico predominan los vehículos de tipo pesado se determinó que esta fuerza es la siguiente:

$$F_{cv} = 1800 \text{ KN}$$

Esta fuerza va a ser aplicada de manera horizontal sobre un punto en la barrera, este punto se supone de 1 metro ya que la altura típica de estas barreras es de 0.8 m a 1.1 m, teniendo esta altura se calcula el momento que genera esta fuerza sobre la barrera.

$$MF_{cv} = 1800 \text{ KN} * 1 \text{ m} = 1800 \text{ KN} * \text{m}$$

Efectos sísmicos

Para determinar los efectos sísmicos que tiene la zona que van a influir en la estructura es necesario determinar algunos valores señalados en la norma CCP-14, estos valores son:

Coeficiente de terreno (PGA).

Coeficientes espectrales (Ss y S1).

Los valores de estos coeficientes dependen directamente de la zona en la que se encuentra el proyecto, según la norma, el territorio de nuestro país se divide en regiones que presentan distintos valores dependiendo del suelo, estos datos los presentan en unos mapas de valores para cada coeficiente. Conociendo la ubicación del proyecto, que es Madrid Cundinamarca y utilizando estos mapas se determinan las regiones en las que está el municipio y se obtienen los coeficientes.

Mapa de valores de PGA

Región: 5

PGA: 0.25

Mapa de valores Ss

Región: 6

Ss: 0.60

Mapa de valores S1

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Región: 6

S1: 0.30

Una vez obtenidos estos coeficientes, es necesario determinar el tipo de perfil del suelo que se encuentra en la zona de estudio, según los datos de los ensayos del proceso geotécnico tipo de perfil del suelo es "E".

Conociendo el perfil y teniendo los coeficientes, se determinan los valores de factor de sitio F_{pga} , F_a y F_v , esto se hace interpolando valores en las tablas de intervalo de periodos de vibración cortos del espectro de aceleraciones de la norma, haciendo este proceso se obtiene:

Factor de sitio F_{pga} : 1.45

Factor de sitio F_a : 1.5

Factor de sitio F_v : 2.8

Con los valores de factor de sitio se calculan los coeficientes de aceleración espectral (S_d y S_{d1}), los periodos de vibración (T_s y T_o) y la aceleración espectral en el periodo cero (A_s), esto se hace de la siguiente manera:

$$S_d = S_s * F_a$$

$$S_{d1} = S1 * F_v$$

$$T_s = \frac{S_{d1}}{S_d}$$

$$T_o = 20\% * T_s$$

$$A_s = PGA * F_{pga}$$

Desarrollando estas operaciones se obtiene:

S_d : 0.9 S_{d1} : 0.84 T_s : 0.933 T_o : 0.187 A_s : 0.363

Ahora se organizan todos estos valores de periodos y aceleraciones realizando las operaciones mencionadas en la figura 3.10.4.1-1 de la norma CCP-14 y se grafican para obtener el espectro de aceleraciones de diseño:

Tabla 8: Periodo y aceleración espectral

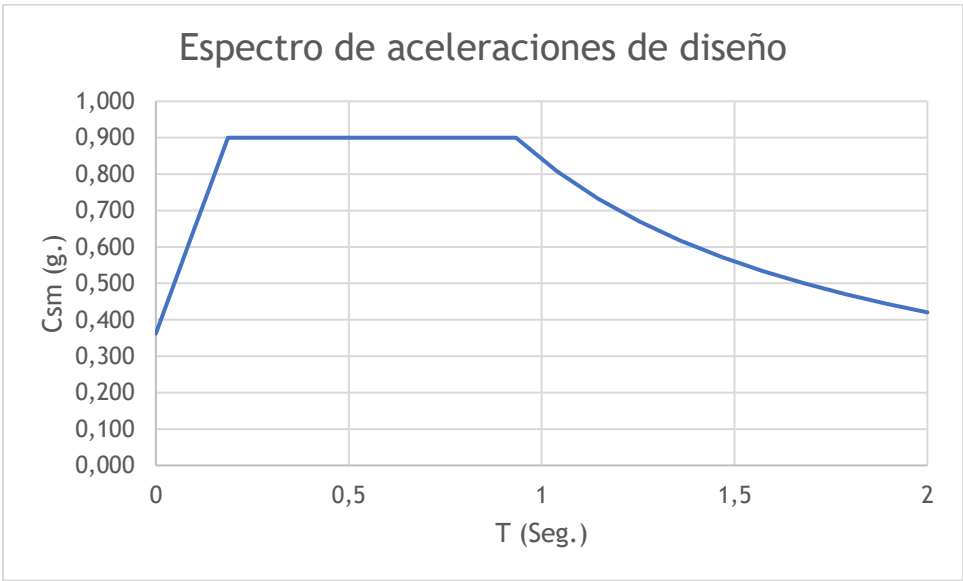
Valores de periodo y aceleración espectral para la construcción del espectro de diseño

T (Seg.)	Csm (g.)
0	0,363
0,047	0,497
0,093	0,631
0,14	0,766
0,187	0,9
0,933	0,9
1,040	0,808
1,147	0,733
1,253	0,670
1,360	0,618
1,467	0,573
1,573	0,534
1,680	0,5
1,787	0,470
1,893	0,444
2	0,42

Fuente: Elaboración propia con base en los parámetros espectrales según la CCP-14 para el municipio de Madrid, Cundinamarca.

Ilustración 10: Espectro de aceleraciones de diseño

Espectro de aceleraciones de diseño



Fuente: Elaboración propia a partir de los parámetros espectrales de la tabla 8.

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Ahora se determina el peso sísmico efectivo de la sección de la estructura, esta depende de las cargas muertas y de la luz de la sección.

$$W_s = 135.77 \text{ KN/m} * 32 \text{ m} = 4344.576 \text{ KN}$$

Cortante sísmico

Según la norma, es necesario hacer una aproximación elástica, esta se hace calculando un coeficiente sísmico de diseño utilizando la aceleración espectral (S_d) y un factor de reducción sísmica, se supone un factor de reducción sísmica (R) de 3 para una ductilidad moderada, entonces:

$$C_s = \frac{S_d}{R} \rightarrow C_s = \frac{0.9}{3} = 0.3$$

Ahora se calcula el cortante sísmico utilizando la siguiente fórmula:

$$V_{cs} = C_s * W_s$$

Reemplazando:

$$V_{cs} = 0.3 * 4344.576 \text{ KN} = 1303.3728 \text{ KN}$$

Como esta fuerza está distribuida en una sección de luz de 32 m que está soportada en dos apoyos se divide en dos, obteniendo:

$$V_{cs}(\text{Apoyo}) = \frac{1303.3728 \text{ KN}}{2} = 651.6864 \text{ KN}$$

Combinación de cargas

Para la combinación de cargas vivas y muertas, se utilizan los factores de carga del manual, que dependen de los tipos de carga presentes, como ya se utilizaron factores de carga para la determinación de las cargas anteriormente, la combinación para los momentos queda de la siguiente manera:

$$M(\text{Total}) = 1.25(17378.304 \text{ KN} * \text{m}) + 1.75(5041.232 \text{ KN} * \text{m}) = 30545.036 \text{ KN} * \text{m}$$

Diseño del postensado

Con el momento total de diseño determinado, se procedió al dimensionamiento del sistema de postensado de la viga cajón. Se seleccionó acero grado 1860 con torones de 12,5 mm de diámetro, ampliamente utilizado en puentes postensados en Colombia por su alta resistencia y disponibilidad comercial.

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Altura efectiva

Según el manual, la altura efectiva de la viga se calcula de la siguiente manera:

$$d = 0.85 * H$$

Donde:

d: Altura efectiva.

H: Altura total.

Reemplazando:

$$d(Viga) = 0.85 * 1.8 \text{ m} = 1.53 \text{ m}$$

Conociendo la altura efectiva se calcula la fuerza que debe ejercer el acero del postensado utilizando la siguiente fórmula:

$$M(Total) = F * d$$

Despejando F y reemplazando:

$$F = \frac{30545.036 \text{ KN} * \text{m}}{1.53 \text{ m}} = 19964.08 \text{ KN}$$

Torones típicos propuestos

Grado 1860

Área: 140 mm²

Diámetro: 12.5 mm

Resistencia fy: 1860 MPa

Conociendo las características de los torones se calcula su fuerza máxima de la siguiente manera:

$$F(Max.) = Área * fy$$

Reemplazando:

$$F(Max.) = 140 \text{ mm}^2 * 1860 \text{ MPa} = 260400 \text{ N} = 260.4 \text{ KN}$$

Según la norma AASHTO, este esfuerzo debe reducirse convirtiéndolo en un esfuerzo de tesado, tenemos que:

$$F(Tesado) = 0.75 * 260.4 \text{ KN} = 195.3 \text{ KN}$$

Además de esto el torón tiene otras pérdidas relacionadas con la fricción y otras propiedades del acero por lo que hay que reducirlo entre el 15 % y 25 %, esta es su fuerza efectiva.

$$F(Efectiva) = 0.85 * 195.3 \text{ KN} = 166 \text{ KN}$$

Conociendo la fuerza efectiva por torón y la fuerza que deben ejercer se calcula la cantidad de torones para la sección.

$$\text{Número de torones} = \frac{19964.08 \text{ KN}}{166 \text{ KN}} = 120.26 \text{ Torones}$$

$$\text{Número de torones(Redondeado)} = 121 \text{ Torones}$$

Ahora se determina el número de tendones para saber la cantidad de torones por cada uno, se escogieron 8 tendones, por lo tanto:

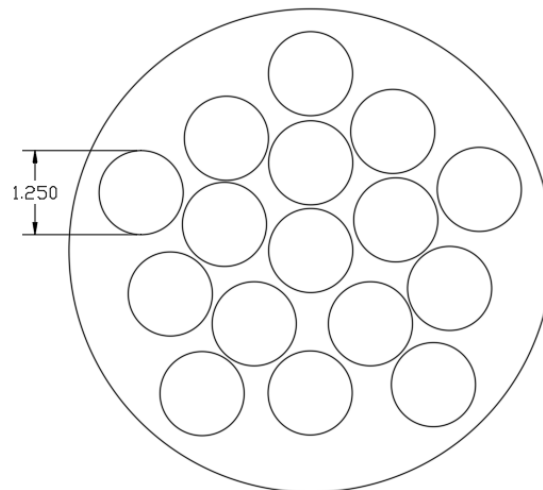
$$\text{Número de torones por tendón} = \frac{121 \text{ Torones}}{8} = 15.1 \text{ Torones}$$

$$\text{Número de torones por tendón (Redondeado)} = 16 \text{ Torones}$$

Organizando los torones en el tendón se tiene:

Ilustración 11: Sección transversal del tendón

Sección transversal del tendón con los torones organizados uniformemente

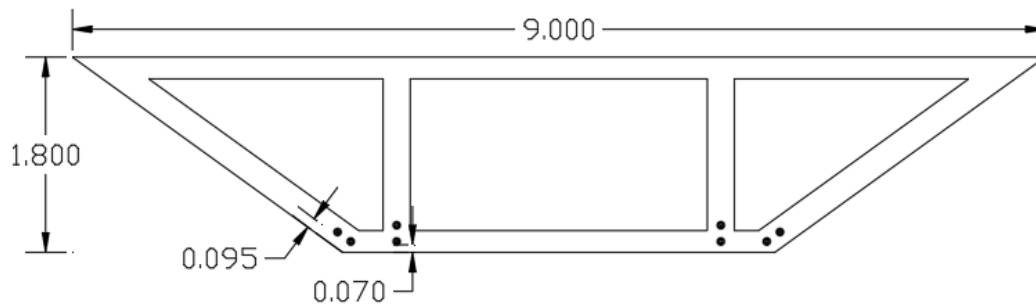


Fuente: Elaboración propia.

Ahora se organizan los 8 tendones en la sección de la viga respetando los 5 cm de recubrimiento mínimos que exige la norma.

Ilustración 12: Distribución de los tendones

Distribución de los 8 tendones en la sección transversal de la viga cajón



Fuente: Elaboración propia.

El diseño del postensado resultó en un total de 121 torones grado 1860 distribuidos en 8 tendones de 16 torones cada uno, con una fuerza efectiva de 166 kN por torón. Los tendones se organizaron en la sección inferior de la viga respetando el recubrimiento mínimo de 5 cm exigido por la norma, garantizando la transferencia eficiente de las fuerzas de compresión hacia el concreto y el control de las deformaciones por flexión en condiciones de servicio.

Cálculos de la torsión

Como el puente tiene una curva, se genera un momento de torsión que intenta girar la viga por lo que se deben calcular las cantidades de acero que contrarresten este momento.

Lo primero es calcular la fuerza cortante que genera el giro, esto se hace utilizando la siguiente fórmula:

$$V = \frac{WD * L}{2}$$

Donde:

V: Fuerza cortante.

WD: Cargas muertas.

L: Luz de la sección.

Reemplazando:

$$V = \frac{135.77 \text{ KN/m} * 32 \text{ m}}{2} = 2172.288 \text{ KN}$$

Ahora se calcula la excentricidad, que es la distancia horizontal entre el centro del puente hasta el carril cargado, entonces:

Ancho total: 9 m

Centro: 4.5 m

Ancho del carril: 3.5 m

Ancho de la berma: 1 m

Como se conoce el ancho del carril y este va desde el centro del puente hasta la berma, la excentricidad se calcula de la siguiente manera:

$$e = \frac{3.5 \text{ m}}{2} = 1.75 \text{ m}$$

Conociendo la excentricidad, se calcula el momento de torsión utilizando la siguiente fórmula:

$$M(\text{Torsión}) = V * e$$

Reemplazando:

$$M(\text{Torsión}) = 2172.288 \text{ KN} * 1.75 \text{ m} = 3801.504 \text{ KN} * \text{m}$$

Cálculo del flujo cortante

Para determinar el flujo cortante, que es la fuerza que circula en el cajón se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q_v = \frac{M(\text{Torsión})}{2 * A_o}$$

Donde:

Qv: Flujo cortante.

Ao: Área vacía de la sección.

Se calcula el área vacía de la sección utilizando las áreas calculadas anteriormente cuando se calcularon las áreas muertas.

$$A(\text{Trapezio azul}) = \frac{(7.59 \text{ m} + 3.7 \text{ m}) * 1.4 \text{ m}}{2} = 7.9 \text{ m}^2$$

$$A(\text{Rectángulos verdes}) = 2 * (0.25 \text{ m} * 1.4 \text{ m}) = 0.7 \text{ m}^2$$

Se restan las áreas para obtener el área vacía total.

$$A_o = 7.9 \text{ m}^2 - 0.7 \text{ m}^2 = 7.2 \text{ m}^2$$

Ahora se reemplazan los valores en la fórmula de flujo cortante.

$$Q_v = \frac{3801.504 \text{ KN} * \text{m}}{2 * 7.2 \text{ m}^2} = 263.883 \text{ KN/m}$$

Conociendo el flujo cortante se calcula el esfuerzo cortante que va a afectar las almas de la viga, esto se hace utilizando la siguiente fórmula:

$$f_v = \frac{Q_v}{d(\text{alma})}$$

Reemplazando:

$$f_v = \frac{263.883 \text{ KN/m}}{0.25 \text{ m}} = 1055.534 \text{ KN}$$

Acero de refuerzo para la torsión

Acero longitudinal

Primero hay que calcular la cuantía de acero para la sección, esto se hace utilizando la siguiente fórmula:

$$M(\text{Torsión}) = 0.9 * f_y * \rho * \left(1 - \left(0.59 * \frac{f_y}{f'_c} * \rho \right) \right) * b(\text{promedio}) * d^2$$

Donde:

ρ : Cuantía de acero.

f_y : Resistencia del acero (Según la norma es de 420 MPa – 420000 KN/m²)

f'_c : Resistencia del concreto (Para el diseño se toma de 35.2 MPa – 35200 KN/m²)

$b(\text{Promedio})$: Ancho promedio de la sección.

d : Altura efectiva de la sección.

Reemplazando:

$$3803.52 \text{ KN} * \text{m} = 0.9 * \left(420000 \text{ KN/m}^2 \right) * \rho * \left(1 - \left(0.59 * \frac{420000 \text{ KN/m}^2}{35200 \text{ KN/m}^2} * \rho \right) \right) * (6.5 \text{ m}) * (1.53 \text{ m})^2$$

Despejando ρ de la ecuación tenemos que:

$$\rho = 0.000664406$$

Como la cuantía calculada es menor a la mínima para este tipo de concreto y de acero, se toma la cuantía mínima que según las tablas del libro de Vigas isostáticas de Iván Mora es:

$$\rho(Mín) = 0.003532$$

Ahora se calcula el área de acero para la sección utilizando la siguiente fórmula:

$$As = \rho(Mín) * Ac$$

Donde:

As: Área de acero.

Ac: Área de concreto de la sección.

Reemplazando:

$$As = 0.003532 * 4.5 m^2 = 0.0158834 m^2$$

$$As = 0.0158834 m^2 * \left(\frac{(100 cm)^2}{1 m^2} \right) = 158.834 cm^2$$

Conociendo el área de acero de la sección, se calcula la cantidad de varillas que se van a utilizar, se toma varilla número 8 ya que es la más utilizada en este tipo de construcciones.

Varilla número 8

Área: 5.1 cm²

$$\text{Número de varillas \#8} = \frac{158.834 cm^2}{5.1 cm^2} = 31.1434 = 32 \text{ varillas}$$

Acero de los flejes

Para determinar el acero de los flejes de la sección se utiliza la siguiente fórmula:

$$Ast = \frac{M(Torsión)}{2 * A_o * f_y}$$

Donde:

Ast: Área de acero a torsión por unidad de medida.

A0: Área total de vacío útil dentro de la sección de la viga.

fy: Resistencia del acero (Según la norma es de 420 MPa – 420000 KN/m²)

Reemplazando:

$$A_{st} = \frac{3803.52 \text{ KN} \cdot \text{m}}{2 * 7.2 \text{ m}^2 * 420000 \text{ KN/m}^2} = 0.00062829 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_{st} = 0.00062829 \text{ m}^2/\text{m} * \frac{(100 \text{ cm})^2}{1 \text{ m}^2} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} = 0.062829 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Como esta es el área de acero por centímetro, se calcula el espaciamiento de los flejes, teniendo en cuenta que el diámetro de las varillas para los estribos debe ser inferior al diámetro de las varillas del acero longitudinal, se toman varillas número 4 con área de 1.29 cm². Este espaciamiento se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Espaciamiento} = \frac{A(\text{Varilla})}{A_{st}}$$

Reemplazando:

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{0.062829 \text{ cm}^2/\text{cm}} = 20.53 \text{ cm}$$

Según el Invías, el espaciamiento mínimo entre flejes de este diámetro es de 25 cm a 30 cm, por lo que se toma el espaciamiento mínimo.

$$\text{Espaciamiento mín. (Norma)} = 25 \text{ cm}$$

Cantidades de flejes

Losa superior

$$\text{Número de estribos (Losa sup.)} = \frac{9 \text{ m}}{0.25 \text{ m}} = 36$$

Losa inferior

$$\text{Número de estribos (Losa inf.)} = \frac{4 \text{ m}}{0.25 \text{ m}} = 16$$

Almas laterales

$$\text{Número de estribos (Almas lat.)} = 2 * \left(\frac{3.81 \text{ m} - 0.2 \text{ m} - 0.2 \text{ m}}{0.25 \text{ m}} \right) = 27.28 = 28$$

Almas internas

$$\text{Número de estribos (Almas int.)} = 2 * \left(\frac{1.4 \text{ m}}{0.25 \text{ m}} \right) = 11.2 = 12$$

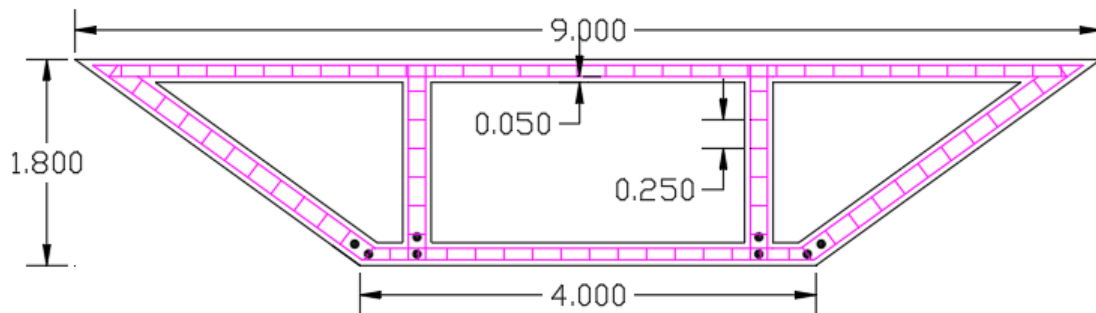
PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Cantidad total de estribos: $36 + 16 + 28 + 12 = 92$

Teniendo las cantidades de acero de la sección, se organizan respetando los espaciamientos y los 5 cm de recubrimiento mínimos que exige la norma.

Ilustración 13: Acero de refuerzo a torsión

Sección transversal de la viga cajón con acero de refuerzo a torsión



Fuente: Elaboración propia.

El diseño del refuerzo a torsión resultó en 32 varillas N°8 para el acero longitudinal y 92 flejes de varilla N°4 distribuidos en la losa superior, losa inferior y almas de la sección, con un espaciamiento de 25 cm conforme al mínimo establecido por el INVIAS. Este refuerzo garantiza que la sección pueda resistir el momento de torsión de 3.801,50 KN·m generado por la excentricidad de las cargas vivas respecto al eje del puente.

Diseño del capitel

El capitel es el elemento que conecta la viga cajón con la columna, distribuyendo las reacciones de la superestructura hacia la infraestructura. Su geometría se determinó en función de las dimensiones de la losa inferior de la viga cajón y el diámetro propuesto de la columna, siguiendo los rangos establecidos por el INVIAS para puentes curvos con alto tráfico.

Cálculo de reacciones

Carga muerta

Para el diseño del capitel es necesario calcular las reacciones que va a tener, esto se hace con la siguiente fórmula ya que es una carga uniformemente distribuida:

$$RWD = \frac{WD * L}{2}$$

Donde:

R: Reacción en el apoyo.

WD: Cargas muertas.

L: Luz de la sección.

Reemplazando:

$$RWD = \frac{135.77 \text{ KN/m} * 32 \text{ m}}{2} = 2172.288 \text{ KN}$$

Carga viva

Para las cargas vivas la reacción se calcula con la siguiente fórmula:

$$RWL = \frac{M(\text{Max. Vivas})}{\left(\frac{L}{4}\right)}$$

Reemplazando:

$$RWL = \frac{5041.232 \text{ KN} * \text{m}}{\left(\frac{32 \text{ m}}{4}\right)} = 630.154 \text{ KN}$$

Conociendo las reacciones tanto para cargas vivas como para muertas, se calcula la reacción total que va a estar presente sobre el capitel utilizando la fórmula de combinación de cargas del manual.

$$R(\text{Total}) = 1.25 * RWD + 1.75 * RWL$$

Donde:

1.25: Factor de carga para cargas muertas.

1.75: Factor de carga para cargas vivas.

Reemplazando:

$$R(\text{Total}) = 1.25 * (2172.288 \text{ KN}) + 1.75 * (630.154 \text{ KN}) = 3818.1295 \text{ KN}$$

Ya que se tiene la reacción sobre el capitel es necesario determinar su geometría.

Ancho superior del capitel

Como la losa inferior de la viga cajón es de 4 m, el capitel debe tener la misma medida, por lo tanto:

$$b_{\text{capitel}(\text{Superior})} = 4 \text{ m}$$

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Ancho inferior del capitel

Para el ancho inferior del capitel es necesario tener en cuenta el diámetro de la columna ya que el capitel tiene una sección trapezoidal parecida a la viga cajón, así que su parte inferior debe ser igual al diámetro de la columna para que se conecten adecuadamente. Por esto, se propone un diámetro de columna de 1.5 m, que según el Invias, está en el rango de un puente curvo con alto tráfico que es de 1.4 m a 2 m, debido a eso tenemos que:

$$D(Columna) = 1.5 \text{ m}$$

$$b_{capitel(Inferior)} = 1.5 \text{ m}$$

Altura del capitel

Según Invias, la altura del capitel se determina de la siguiente manera:

$$h(Capitel) = 0.4 \text{ a } 0.6 * b_{capitel(Superior)}$$

Reemplazando:

$$h(Capitel) = 0.4 * 4 \text{ m} = 1.6 \text{ m}$$

Conociendo la altura del capitel se determina el brazo de voladizo (dv), que es la distancia desde el eje de la columna hasta el punto donde actúa la carga, esto se hace con la siguiente fórmula:

$$dv = \left(\frac{b_{capitel(Superior)}}{2} \right) - \left(\frac{D(Columna)}{2} \right)$$

Reemplazando:

$$dv = \left(\frac{4 \text{ m}}{2} \right) - \left(\frac{1.5 \text{ m}}{2} \right) = 1.25 \text{ m}$$

Largo del capitel

Según la norma, el largo del capitel se determina por la luz de la sección, para luces de 30 m a 35 m la longitud es de 1.5 m a 2.5 m, como la luz de la sección del puente es de 32 m y el diámetro de la columna es de 1.5 m, se toma un valor intermedio que facilite el proceso de construcción, por lo tanto:

$$L(Capitel) = 1.5 \text{ m}$$

Acero de refuerzo del capitel

Acero longitudinal

Ahora se calcula el momento que actúa dentro del capitel, multiplicando la reacción por el brazo del voladizo.

$$M(\text{Capitel}) = 3818.1295 \text{ KN} * 1.25 \text{ m} = 4772.661875 \text{ KN} * \text{m}$$

Altura efectiva

Según el manual, la altura efectiva del capitel se calcula de la misma manera en la que se calculó la altura efectiva de la viga ya que este también trabaja como viga y su sección transversal es tiene la misma figura geométrica, debido a esto tenemos que:

$$d = 0.85 * H$$

Donde:

d: Altura efectiva.

H: Altura total.

Reemplazando:

$$d(\text{Capitel}) = 0.85 * 1.6 \text{ m} = 1.36 \text{ m}$$

Conociendo la altura efectiva, se determina la fuerza interna del capitel utilizando la siguiente fórmula:

$$F(\text{Capitel}) = \frac{M(\text{Capitel})}{d(\text{Capitel})}$$

Reemplazando:

$$F(\text{Capitel}) = \frac{4772.661875 \text{ KN} * \text{m}}{1.36 \text{ m}} = 3509.310 \text{ KN}$$

Ahora que se conoce la fuerza interna presente en el capitel, se calcula el área de acero necesaria de la siguiente manera:

$$As(\text{Capitel}) = \frac{F(\text{Capitel})}{fy}$$

Reemplazando:

$$As(\text{Capitel}) = \frac{3509.310202 \text{ KN}}{420000 \text{ KN}/\text{m}^2} = 0.008356 \text{ m}^2 = 83.56 \text{ cm}^2$$

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Conociendo el área de acero de la sección, se calcula la cantidad de varillas que se van a utilizar, se toma varilla número 8 ya que es la más utilizada en este tipo de construcciones.

Varilla número 8

Área: 5.1 cm²

$$\text{Número de varillas \#8} = \frac{83.555 \text{ cm}^2}{5.1 \text{ cm}^2} = 16.3833 = 17 \text{ Varillas}$$

Acero de los flejes

Como el acero longitudinal ya cumple con las condiciones de carga, se utiliza la cuantía mínima para determinar la cantidad de acero de los estribos ya que hay que garantizar el confinamiento del armado de aceros.

$$\rho(\text{Mín}) = 0.003532$$

Ahora se calcula el área de acero para la sección utilizando la fórmula anteriormente mencionada:

$$A_s = \rho(\text{Mín}) * A_c$$

$$A_s = 0.003532 * \left(\frac{(4 \text{ m} + 1.5 \text{ m}) * 1.6 \text{ m}}{2} \right) = 0.0155408 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.0155408 \text{ m}^2 * \left(\frac{(100 \text{ cm})^2}{1 \text{ m}^2} \right) = 155.408 \text{ cm}^2$$

Teniendo en cuenta que el diámetro de las varillas para los flejes debe ser inferior al diámetro de las varillas del acero longitudinal, se toman varillas número 4 con área de 1.29 cm².

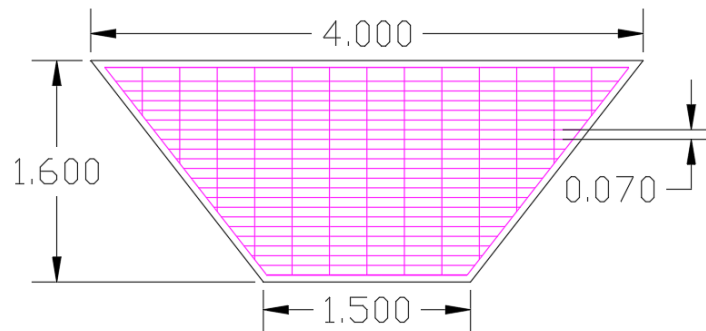
Ahora se calcula la cantidad de varillas de la siguiente manera:

$$\text{Número de varillas \#4} = \frac{155.408 \text{ cm}^2}{1.29 \text{ cm}^2} = 120.471 = 121 \text{ Varillas}$$

Teniendo las cantidades de acero de la sección, se organizan de la siguiente manera:

Ilustración 14: Capitel

Sección transversal y vista frontal del capitel con acero de refuerzo



Fuente: Elaboración propia.

El capitel quedó dimensionado con ancho superior de 4,0 m, ancho inferior de 1,5 m, altura de 1,6 m y largo de 1,5 m, con un refuerzo de 17 varillas N°8 en el acero longitudinal y 121 varillas N°4 en los flejes. La reacción total mayorada que actúa sobre el capitel es de 3.818,13 kN, para la cual la sección propuesta ofrece capacidad resistente suficiente.

Diseño de la columna

Las columnas constituyen los apoyos intermedios de la superestructura y transmiten las cargas acumuladas desde la viga cajón y el capitel hacia la cimentación. Se diseñó una columna de sección circular de concreto reforzado, verificando su capacidad a compresión y definiendo el refuerzo longitudinal y transversal según los requisitos sísmicos de la NSR-10 y la CCP-14.

Para empezar con el diseño de la columna es necesario calcular el peso propio del capitel y agregarlo a la carga que se trae desde el inicio, esto se hace de la siguiente manera:

$$WPP(Capitel) = 24 \text{ kN/m}^3 * \left(\frac{(4 \text{ m} + 1.5 \text{ m}) * 1.6 \text{ m}}{2} \right) = 105.6 \text{ kN/m}$$

Como ese peso propio es carga muerta hay que multiplicarlo con el factor de carga y sumarlo a la reacción.

$$R(Capitel) = 1.25 * (105.6 \text{ kN}) = 132 \text{ kN}$$

$$R(Total) = 3818.1295 \text{ kN} + 132 \text{ kN} = 3950.1295 \text{ kN}$$

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Sección transversal de la columna

Como los cálculos del capitel se hicieron tomando un diámetro de columna de 1.5 m, se utiliza ese mismo diámetro para comprobar si cumple o si hay que cambiarlo, esto se hace verificando que cumpla con la compresión que se requiere para el diseño.

Primero se calcula el área transversal de la columna.

$$A(Columna) = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Reemplazando:

$$A(Columna) = \frac{\pi * (1.5 \text{ m})^2}{4} = 1.767 \text{ m}^2$$

La verificación de compresión se hace con la siguiente fórmula:

$$\phi P_n = 0.65 * 0.85 * f'_c * A(Columna)$$

Donde:

ϕP_n : Compresión.

0.65: Factor de reducción de resistencia del Invias.

f'_c : Resistencia de concreto (Se está diseñando con 35.2 MPa – 35200 KN/m²)

Reemplazando:

$$\phi P_n = 0.65 * 0.85 * 35200 \text{ KN/m}^2 * 1.767 \text{ m}^2 = 34367.45 \text{ KN}$$

$$34367.45 \text{ KN} > 3950.1295 \text{ KN} \rightarrow \text{Si cumple}$$

Por lo tanto:

$$D(Columna) = 1.5 \text{ m}$$

Acero de refuerzo de la columna

Acero longitudinal

Según la norma, la cuantía de acero de una columna debe estar entre 1% y 4% de su área transversal o área global, como la columna cumple con la compresión se toma 1% para la cuantía, calculando el área de acero de la siguiente manera:

$$As(Columna) = 1\% * 1.767 \text{ m}^2 = 0.01767 = 176.7 \text{ cm}^2$$

Conociendo el área de acero de la sección, se calcula la cantidad de varillas que se van a utilizar, se toma varilla número 8 ya que es la más utilizada en este tipo de construcciones.

Varilla número 8

Área: 5.1 cm^2

$$\text{Número de varillas \#8} = \frac{176.7 \text{ cm}^2}{5.1 \text{ cm}^2} = 34.65 = 35 \text{ Varillas}$$

Acero de los flejes

Para el cálculo del acero de los flejes es necesario determinar la altura de la columna, esta altura se propone dependiendo de las dimensiones del puente, como se sabe que el galibo es de 4.5 m y la altura del capitel es de 1.6 m, se propone una altura de columna de 4 m, obteniendo un galibo de 5.6 m que cumple con el galibo mínimo, por lo tanto:

$$h(Columna) = 4 \text{ m}$$

Para determinar el espaciamiento entre flejes es necesario dividir la altura de la columna en tres secciones, dos de estas van a ser las zonas críticas ya que están en contacto con el capitel y con la cimentación por lo que necesitan mayor refuerzo, según el Invías, la longitud de estas secciones se determina escogiendo el valor mayor entre los siguientes parámetros:

1. *El valor mayor entre b y h de la sección transversal de la columna*

2. $\frac{h(Columna)}{6}$

3. 50 cm

Reemplazando:

1. $1.5 \text{ m} = 150 \text{ cm}$

2. $\frac{4 \text{ m}}{6} = 0.67 \text{ m} = 67 \text{ cm}$

3. 50 cm

Se toman 150 cm como la longitud de las zonas críticas obteniendo las siguientes secciones:

Sección 1: 150 cm

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Sección 2: 100 cm

Sección 3: 150 cm

Ahora que se tienen las longitudes de las secciones es necesario determinar los espaciamientos de los flejes para cada sección, según el Invías, estos espaciamientos dependen del tipo de construcción, como este es un puente con alto servicio vehicular se toma el de sistema especial que presenta los siguientes parámetros:

S1 (Zona confinada)

$$\leq 6 * \text{Diámetro de la varilla}$$

$$\leq \frac{b}{4} ; \frac{h}{4}$$

$$10 \text{ cm} \leq S1 \leq 15 \text{ cm}$$

S2 (Zona no confinada)

$$\leq 6 * \text{Diámetro de la varilla}$$

$$\leq 15 \text{ cm}$$

Teniendo en cuenta que el diámetro de las varillas para los estribos debe ser inferior al diámetro de las varillas del acero longitudinal, se toman varillas número 4 con área de 1.29 cm² y diámetro de 1.27 cm.

Comprobando:

S1 (Zona confinada)

$$\leq 6 * \text{Diámetro de la varilla} = 6 * 1.27 \text{ cm} = 7.62 \text{ cm}$$

$$\frac{150 \text{ cm}}{4} = 37.5 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm} \leq S1 \leq 15 \text{ cm}$$

S2 (Zona no confinada)

$$\leq 6 * \text{Diámetro de la varilla} = 6 * 1.27 \text{ cm} = 7.62 \text{ cm}$$

$$\leq 15 \text{ cm}$$

Conociendo esto, se determinan los espaciamientos escogiendo el valor menor de la siguiente manera:

$$S1(\text{Zona crítica}) = 7.62 \text{ cm}$$

$$S2(\text{Zona no confinada}) = 7.62 \text{ cm}$$

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Número de flejes por sección

Sección 1

$$\text{Número de flejes} = \frac{150 \text{ cm}}{7.62 \text{ cm}} = 19.69 \text{ flejes} = 20 \text{ Flejes}$$

Sección 2

$$\text{Número de flejes} = \frac{100 \text{ cm}}{7.62 \text{ cm}} = 13.12 \text{ flejes} = 14 \text{ flejes}$$

Sección 3

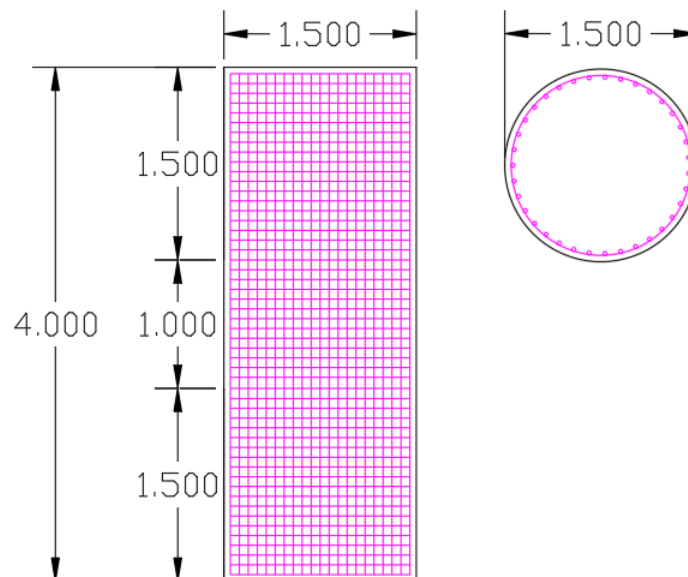
$$\text{Número de flejes} = \frac{150 \text{ cm}}{7.62 \text{ cm}} = 19.69 \text{ flejes} = 20 \text{ Flejes}$$

Número total de flejes: $20 + 14 + 20 = 54$ flejes

Teniendo las cantidades de acero de la sección, se organizan respetando los espaciamientos y los 5 cm de recubrimiento mínimos que exige la norma.

Ilustración 15: Columna

Vista de perfil y sección transversal de la columna con distribución de acero de refuerzo



Fuente: Elaboración propia.

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Para finalizar, se calcula el peso propio de la columna y se suma a las cargas de la misma forma en la que se hizo con el capitel.

$$WPP(Columna) = 24 \text{ KN/m}^3 * \left(\frac{\pi * (1.5 \text{ m})^2}{4} * 4 \text{ m} \right) = 169.65 \text{ KN/m}$$

Como ese peso propio es carga muerta hay que multiplicarlo con el factor de carga y sumarlo a la carga.

$$R(Columna) = 1.25 * (169.65 \text{ KN}) = 212.06 \text{ KN}$$

$$R(Total) = 3950.1295 \text{ KN} + 212.06 \text{ KN} = 4162.19 \text{ KN}$$

La columna resultó con un diámetro de 1,5 m y altura de 4,0 m, obteniendo un gálibo total de 5,6 m que supera el mínimo de 4,5 m exigido por norma. La verificación de compresión arrojó una capacidad de 34.367,45 KN, ampliamente superior a la carga actuante de 3.950,13 KN. El refuerzo longitudinal quedó conformado por 35 varillas N°8 y el refuerzo transversal por 54 flejes de varilla N°4, distribuidos en tres secciones con espaciamiento de 7,62 cm en las zonas críticas.

Diseño de la cimentación de las columnas

Dado que el análisis geotécnico determinó un suelo de tipo cohesivo con baja capacidad portante en los estratos superficiales, se diseñó una cimentación profunda mediante pilotes hincados de concreto prefabricado. El método de diseño utilizado fue el método Lambda por fricción lateral, el cual es apropiado para suelos cohesivos donde la resistencia de los pilotes se desarrolla principalmente por adherencia entre el fuste del pilote y el suelo circundante.

Pilotes

Para iniciar con el diseño de la cimentación, se organizaron los ensayos del suelo necesarios en la siguiente tabla:

				9,108	4,483	61,471	401,199							
				2,875	2,452	70,308	189,433							
				2,825	0,000	10,162	14,353							
				1,713	9,316	15,929	22,340							
P - 5	25	0,6	1,885	3,479	6,374	26,624	74,025	43,653	3,931	0,150	7,727	364,129		
				9,108	4,483	61,471	401,199							
				7,875	2,452	85,677	579,398							

Fuente: Elaboración propia.

Conociendo las cargas que soporta cada tipo de pilote se escogieron los pilotes tipo P-5 y se determinó la cantidad de pilotes necesaria para recibir la carga requerida.

Tabla 11: Cantidad de pilotes tipo P-5

Cantidad de pilotes tipo P-5 requeridos para la cimentación de las columnas

Carga Total (kN)	Tipo de pilote	Cantidad
4162,19	P – 5	12

Fuente: Elaboración propia.

Dado

Para el diseño del dado que va a transferir las cargas de la columna a los pilotes debe realizarse una distribución geométrica de acuerdo con las separaciones mínimas de la CCP-14, para pilotes hincados es:

$$S \geq 3 * \text{Diámetro del pilote}$$

Reemplazando:

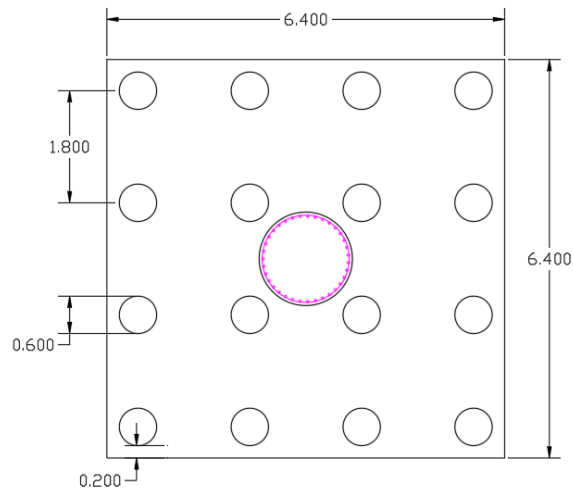
$$S \geq 3 * \text{Diámetro del pilote} = 3 * 0.6 \text{ m} = 1.8 \text{ m}$$

Como todos los pilotes tienen el mismo diámetro su separación va a ser igual.

Esta distribución debe respetar la estructura que trae la carga, en este caso la columna, por lo que se propone un dado con geometría simétrica distribuyendo los 12 pilotes y agregando otros dos más para conservar la simetría para un total de 16 pilotes, además se garantiza un borde libre de 20 cm.

Ilustración 16: Distribución de los pilotes para la columna

Distribución en planta de los 16 pilotes en el dado de cimentación de las columnas



Fuente: Elaboración propia.

Según recomendaciones, para dados que tengan grupos de pilotes grandes, este debe tener un espesor que esté entre 1.5 m y 2 m, por lo tanto, se escoge un espesor entre este rango:

$$h = 1.5 \text{ m}$$

Ahora se calcula el peso propio del dado, se suma a la carga que se trae anteriormente y se verifica si la resistencia de los pilotes cumple.

$$WPP(Dado) = 24 \text{ KN/m}^3 * 6.4 \text{ m} * 6.4 \text{ m} * 1.5 \text{ m} = 1474.56 \text{ KN}$$

$$R(Total) = 4162.19 \text{ KN} + 1474.56 \text{ KN} = 5636.75 \text{ KN}$$

$$R(\text{Soportada por los pilotes}) = 16 * 364.129 \text{ KN} = 5826.071 \text{ KN}$$

$$R(Total) < R(\text{Soportada por los pilotes}) \rightarrow \text{Si cumple}$$

Acero de refuerzo

Ya que el grupo de pilotes soporta la carga total generada por la estructura se calcula la cantidad de acero que requiere el dado.

Acero longitudinal

Para el área de acero longitudinal el procedimiento se lleva acabo de igual manera a como se realizó anteriormente, comprobando la cuantía, que en este caso es menor a la mínima por lo que se utiliza la mínima.

$$\rho(Mín) = 0.003532$$

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Ahora se calcula el área de acero para la sección utilizando la fórmula anteriormente mencionada:

$$As = \rho(Mín) * Ac$$

$$As = 0.003532 * (6.4 \text{ m} * 1.5 \text{ m}) = 0.033902 \text{ m}^2$$

$$As = 0.033902 \text{ m}^2 * \left(\frac{(100 \text{ cm})^2}{1 \text{ m}^2} \right) = 339.072 \text{ cm}^2$$

Se toman varillas número 8 con área de 5.1 cm² y se calcula la cantidad de varillas de la siguiente manera:

$$\text{Número de varillas \#8} = \frac{339.072 \text{ cm}^2}{5.1 \text{ cm}^2} = 66.4847 = 67 \text{ Varillas}$$

Acero de los flejes

Como el acero longitudinal ya cumple con las condiciones de carga, se utiliza la cuantía mínima para determinar la cantidad de acero de los estribos ya que hay que garantizar el confinamiento del armado de aceros.

$$\rho(Mín) = 0.003532$$

Ahora se calcula el área de acero para la sección utilizando la fórmula anteriormente mencionada:

$$As = \rho(Mín) * Ac$$

$$As = 0.003532 * (6.4 \text{ m} * 1.5 \text{ m}) = 0.033902 \text{ m}^2$$

$$As = 0.033902 \text{ m}^2 * \left(\frac{(100 \text{ cm})^2}{1 \text{ m}^2} \right) = 339.072 \text{ cm}^2$$

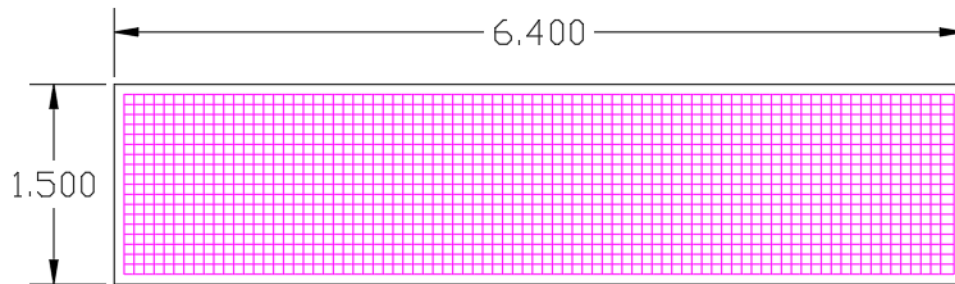
Teniendo en cuenta que el diámetro de las varillas para los flejes debe ser inferior al diámetro de las varillas del acero longitudinal, se toman varillas número 4 con área de 1.29 cm².

Ahora se calcula la cantidad de varillas de la siguiente manera:

$$\text{Número de varillas \#4} = \frac{339.072 \text{ cm}^2}{1.29 \text{ cm}^2} = 262.8465 = 263 \text{ Varillas}$$

Ilustración 17: Dado de las columnas

Perfil lateral del dado de cimentación de las columnas.



Fuente: Elaboración propia.

Se seleccionaron pilotes tipo P-5 de 50 cm de diámetro y 25 metros de longitud, con una capacidad por fricción lateral de 303,44 kN por pilote. Para la cimentación de cada columna se dispusieron 16 pilotes agrupados en un dado de $6,4 \times 6,4 \times 1,5$ m, obteniendo una capacidad total del grupo de 5.826,07 kN, superior a la carga estructural de 5.636,75 kN. La separación entre pilotes se estableció en 1,5 m, cumpliendo con el mínimo de tres diámetros exigido por la CCP-14.

Diseño de los estribos

Los estribos son los elementos de apoyo en los extremos del puente que reciben las cargas de la superestructura y contienen el terraplén de acceso. Se diseñaron estribos de concreto reforzado con cimentación profunda en pilotes por fricción, adoptando una geometría preliminar acorde con las dimensiones del puente y las condiciones del sitio.

Para iniciar con el diseño del estribo es necesario determinar el tipo de estribo, debido a las cargas, se va a diseñar un estribo de concreto reforzado con cimentación profunda en pilotes por fricción.

Ahora que se conoce el tipo de estribo, se adopta una geometría preliminar teniendo en cuenta las medidas del puente determinadas anteriormente y diseños de estribos en puentes con condiciones similares al de este proyecto, teniendo los siguientes parámetros:

Altura total del estribo: 7.4 m

Espesor superior del muro de contención: 0.5 m

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Espesor inferior del muro de contención: 1 m

Longitud total del estribo: 9 m

La altura total del estribo es la suma del galibo total calculado (5.6 m) y la altura de la sección transversal de la viga cajón (1.8 m).

Pre dimensionamiento del estribo

Con base en la altura total del estribo de 7,4 m, se determinaron las dimensiones preliminares de la zapata de cimentación mediante dos casos de verificación, obteniendo los siguientes parámetros adoptados:

- Ancho del cimiento (B): 4 metros
- Altura del cimiento (h): 1 metro
- Longitud de punta (a): 0.7 metros
- Longitud de talón (b): 0.7 metros
- Espesor del parapeto: 0.5 metros
- Longitud de cajuela N: 0.5 metros $\geq$ Nmin: 0.267 CUMPLE

Coefficiente de empuje activo del suelo

Para determinar las presiones laterales del terreno sobre el estribo se calculó el coeficiente de empuje activo K_a mediante la fórmula de Coulomb, con los siguientes parámetros del suelo dados en los datos geotécnicos:

- Ángulo de fricción interna ϕ : 30°
- Ángulo de la cara del muro θ = 90°
- Ángulo de fricción suelo-muro δ = 28°
- Ángulo de inclinación del terreno β = 0°

Obteniendo K_a = 0,2964

Método de cargas verticales

Se identificaron todas las cargas verticales actuantes en el estribo, incluyendo el peso propio de la losa y elementos de concreto (DC), el peso de la superficie de rodadura (DW), la presión vertical del terreno (EV), las componentes verticales de empuje lateral del suelo (EH), las cargas vivas de la superestructura (LL+IM) y las sobre cargas por carga viva en el terreno (LS).

Tabla 12: Cargas verticales

Cargas verticales actuantes sobre el estribo y sus momentos

Carga	Tipo	V (kg/m)	XA (m)	MV (kg*m/m)
Peso propio del estribo	DC	36.288	2.248	81.568
Peso losa de transición	DC	672	3.65	2.453
Peso superestructura	DC	18.000	2.4	43.200
Carpeta asfáltica	DW	2.990	2.4	7.176
Presión vertical del terreno	EV	8.138	3.148	25.621

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Componente vertical EH1	EH1	7.826	4	31.306
Componente vertical EH2	EH2	935	4	3.740
Carga viva + incremento dinámico	LL+IM	31.757	2.4	76.218
Sobre carga LS1	LS1	689	3.65	2.514
Sobre carga LS1	LS2	958	4	3.833
Total		108.254		277.629

Fuente: Elaboración propia.

Método de cargas horizontales

Las cargas horizontales consideradas fueron el empuje lateral del terreno (EH), la sobrecarga por carga viva en el terreno (LS), la fuerza de frenado (BR) y los efectos de fluencia, contracción y temperatura (CR+SH+TU)

Tabla 13: Cargas horizontales

Cargas horizontales actuantes sobre el estribo y sus momentos

Carga	Tipo	V (kg/m)	XA (m)	MV (kg*m/m)
Empuje lateral EH1	EH1	14.719	1.33	19.577
Empuje losa de acercamiento EH2	EH2	1.758	2.5	4.396
Sobre carga horizontal LS2x	LS2x	1.802	2.5	4.506
Fuerza de frenado	BR	947.5	8.2	7.700
CR + SH + TU	CR + SH + TU	900	6	5.400
Total		20.128		41.648

Fuente: Elaboración propia.

Combinación de cargas y estados límite

Se verificaron cuatro estados límite de resistencia aplicando los factores de carga establecidos en la CCP-14, tanto para la condición con puente como sin puente:

Tabla 14: Factores de mayoración

Factores de mayoración para estados límite

Estado límite	Aplicación	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{EH}	γ_{BR}
Resistencia Ia	Deslizamiento y vuelco	0,9	0,65	1	0	1,5	1,75
Resistencia Ib	Presiones y resistencia	1,25	1,5	1,35	1,75	1,5	1,75
Resistencia IIIa	Deslizamiento y vuelco	0,9	0,65	1	0	1,5	0
Resistencia IIIb	Presiones y resistencia	1,25	1,5	1,35	0	1,5	0

Fuente: Elaboración propia.

Chequeo de estabilidad – condición con puente

Verificación al vuelco:

Tabla 15: Revisión de estabilidad 1

Revisión de estabilidad al vuelco

Estado límite	Vu (kg/m)	Mvu (kg*m/m)	Mhu (kg*m/m)	FS vuelco	Cumple
Resistencia Ia	72,688	197,352	60,141	1,888	Si
Resistencia Ib	155,772	401,436	60,141	2,191	Si
Resistencia IIIa	72,688	197352	38,659	2,183	Si
Resistencia IIIb	97,314	256,947	35,659	2,243	Si

Fuente: Elaboración propia.

Verificación al deslizamiento:

Tabla 16: Revisión de estabilidad 2

Revisión de estabilidad al deslizamiento

Estado límite	Vu (kg/m)	Resistente (kg/m)	Actuante Hu (kg/m)	Cumple
Resistencia Ia	72,688	38,525	29,979	Si
Resistencia Ib	155,772	82,559	29,979	Si
Resistencia IIIa	72,688	38,525	25,167	Si
Resistencia IIIb	97,314	51,576	25,167	Si

Fuente: Elaboración propia.

Presiones en la base ($q_R = 5\text{Kg/cm}^2$) dato determinado por la geotecnia anteriormente analizada

Tabla 17: Revisión de capacidad portante

Revisión de capacidad portante del suelo

Estado límite	Presión actuante (kg/cm ²)	Cumple
Resistencia Ia	1,925	Si
Resistencia Ib	3,555	Si
Resistencia IIIa	1,665	Si
Resistencia IIIb	2,169	Si

Fuente: Elaboración propia.

Diseño del acero de refuerzo

Fuste del estribo

- Resistencia del concreto $f'_c = 21,1$ MPa
- Resistencia del acero $f_y = 420$ MPa
- Momento último $M_u = 41.648,26$ kg·m/m
- Altura efectiva $d = 6,30$ m
- Acero longitudinal: 108 varillas N°8
- Flejes: 424 varillas N°4

Zapata del estribo

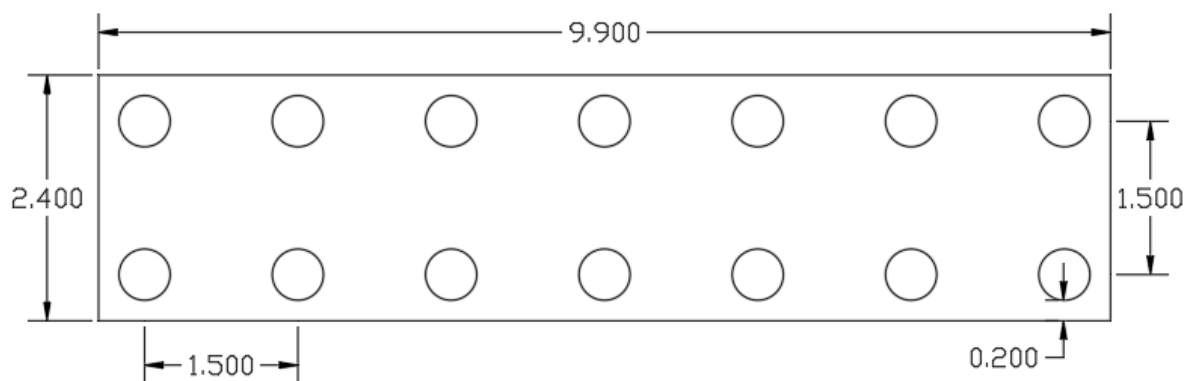
- Momento último $M_u = 28.094,78$ kg·m/m
- Altura efectiva $d = 0,90$ m
- Acero longitudinal: 24 varillas N°8
- Flejes: 94 varillas N°4
- Total, flejes: 518

Cimentación del estribo

Para el diseño de la cimentación del estribo se tuvieron las mismas consideraciones que se tuvieron en el diseño de la cimentación de las columnas, obteniendo un total de 14 pilotes tipo P-5 pero con diámetro de 0.5 m, de igual manera se propusieron unas dimensiones preliminares para el dado siguiendo los espaciamientos de la norma y las dimensiones del estribo:

Ilustración 18: Distribución de los pilotes para el estribo

Distribución en planta de los 14 pilotes para el dado del estribo.



Fuente: Elaboración propia.

PROPUESTA DE DISEÑO PRELIMINAR: PUENTE VARIANTE FACATATIVÁ - MADRID

Acero de refuerzo

Después de comprobarse el cumplimiento de cargas se calcula la cantidad de acero requerida.

Acero longitudinal

Para el área de acero longitudinal el procedimiento se lleva acabo de igual manera a como se realizó anteriormente, comprobando la cuantía, que en este caso es menor a la mínima por lo que se utiliza la mínima.

$$\rho(Mín) = 0.003532$$

Ahora se calcula el área de acero para la sección utilizando la fórmula anteriormente mencionada:

$$As = \rho(Mín) * Ac$$

$$As = 0.003532 * (9.9 \text{ m} * 1.5 \text{ m}) = 0.0524502 \text{ m}^2$$

$$As = 0.0524502 \text{ m}^2 * \left(\frac{(100 \text{ cm})^2}{1 \text{ m}^2} \right) = 524.502 \text{ cm}^2$$

Se toman varillas número 8 con área de 5.1 cm² y se calcula la cantidad de varillas de la siguiente manera:

$$\text{Número de varillas \#8} = \frac{524.502 \text{ cm}^2}{5.1 \text{ cm}^2} = 102.8435 = 103 \text{ Varillas}$$

Acero de los flejes

Como el acero longitudinal ya cumple con las condiciones de carga, se utiliza la cuantía mínima para determinar la cantidad de acero de los estribos ya que hay que garantizar el confinamiento del armado de aceros.

$$\rho(Mín) = 0.003532$$

Ahora se calcula el área de acero para la sección utilizando la fórmula anteriormente mencionada:

$$As = \rho(Mín) * Ac$$

$$As = 0.003532 * (9.9 \text{ m} * 1.5 \text{ m}) = 0.0524502 \text{ m}^2$$

$$As = 0.0524502 \text{ m}^2 * \left(\frac{(100 \text{ cm})^2}{1 \text{ m}^2} \right) = 524.502 \text{ cm}^2$$

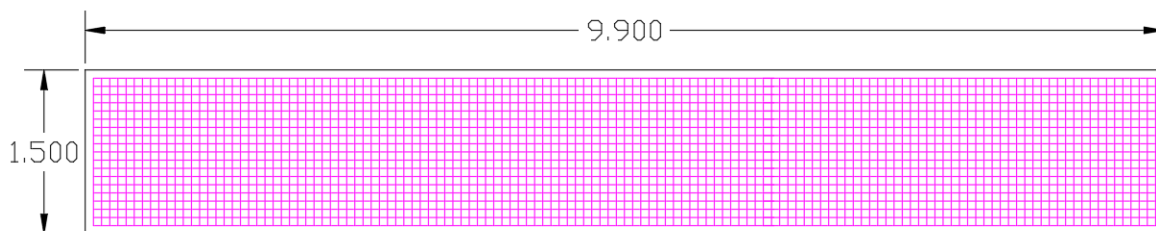
Teniendo en cuenta que el diámetro de las varillas para los flejes debe ser inferior al diámetro de las varillas del acero longitudinal, se toman varillas número 4 con área de 1.29 cm².

Ahora se calcula la cantidad de varillas de la siguiente manera:

$$\text{Número de varillas \#4} = \frac{524.502 \text{ cm}^2}{1.29 \text{ cm}^2} = 406.5907 = 407 \text{ Varillas}$$

Ilustración 19: Dado de los estribos

Perfil lateral del dado de cimentación de los estribos.



Fuente: Elaboración propia.

Presupuesto

Con base en los elementos diseñados y las cantidades de obra calculadas, se elaboró el presupuesto total del proyecto discriminado por capítulos de construcción iniciando desde la cimentación de la estructura. Los precios unitarios fueron determinados mediante análisis de precios unitarios (APU) para cada actividad, teniendo en cuenta los costos de materiales, mano de obra y equipos requeridos para la ejecución del proyecto en el corredor Facatativá–Madrid.

El presupuesto total del proyecto asciende a \$4.640.960.168 COP, distribuido en cuatro capítulos: cimentaciones y rampas de acceso, columnas y estribos, superestructura de viga cajón y tablero. Las memorias de cálculo de cantidades de obra y los análisis de precios unitarios completos se presentan como Anexo A del presente documento.

Capítulo IV: Conclusiones y Recomendaciones

Mediante el análisis del Código Colombiano de Puentes CCP-14 y su aplicación a lo largo de todas las etapas del diseño, fue posible definir una propuesta estructural que cumple con los parámetros de estabilidad exigidos por la norma. Los criterios de esbeltez, resistencia, combinación de cargas, factores de mayoración y verificaciones de estabilidad al vuelco, deslizamiento y presión sobre el suelo fueron aplicados consistentemente en cada elemento diseñado, obteniendo en todos los casos resultados que satisfacen los límites normativos. Esto confirma que el CCP-14, articulado con la NSR-10 y las especificaciones del INVIAS, constituye un marco normativo suficiente y coherente para el diseño de puentes vehiculares en Colombia.

El diagnóstico de las condiciones de tránsito y geotécnicas del corredor permitió establecer los parámetros de entrada para el diseño, aparte, el aforo vehicular realizado en la semana del 16 al 21 de marzo de 2026 arrojó un volumen de 5.647 vehículos/hora, que proyectado a un TPDA de 37.647 vehículos/día y con una vida útil de 50 años resultó en 37×10^8 ejes equivalentes acumulados, clasificando el corredor en nivel de tránsito muy alto y justificando el uso del camión de diseño HL-93. Por su parte, la caracterización geotécnica obtenida de la plataforma SIRE determinó un suelo cohesivo de baja capacidad portante en estratos superficiales, lo que condicionó la adopción de una cimentación profunda mediante pilotes hincados prefabricados como solución estructural adecuada para el sitio.

El cálculo de los elementos estructurales de la superestructura confirmó la viabilidad del sistema de viga cajón postensado para una luz de 32 metros por vano. La sección transversal quedó definida con altura de 1,80 m, losa superior de 9,0 m, losa inferior de 4,0 m y almas de 25 cm, cumpliendo los límites de esbeltez de la CCP-14. El momento total de diseño de 30.545,04 KN·m fue resistido mediante 121 torones grado 1860 distribuidos en 8 tendones con fuerza efectiva de 166 KN por torón. El refuerzo a torsión quedó conformado por 32 varillas N°8 y 92 flejes de varilla N°4, garantizando la resistencia ante el momento de torsión de 3.801,50 KN·m generado por la excentricidad de las cargas vivas.

El presupuesto total del proyecto, elaborado a partir de las cantidades de obra calculadas y el análisis de precios unitarios (APU) para los cuatro capítulos de construcción, asciende a \$4.640.960.168 COP. La programación estructurada en el diagrama de Gantt establece una duración total de 231 días desde el inicio de la cimentación

hasta la entrega del puente, lo que demuestra que el proyecto es económicamente viable y ejecutable dentro de un plazo razonable para una obra de esta magnitud.

Glosario

Generales

- APU (Análisis de Precios Unitarios): Documento técnico que desglosa el costo de cada capítulo por actividad de construcción, incluyendo materiales, mano de obra y equipos necesarios para ejecutarla.
- DANE: Departamento Administrativo Nacional de Estadística. Entidad colombiana encargada de producir y difundir información estadística oficial del país, incluyendo censos de población.
- SIRE: Sistema de Información para la Gestión del Riesgo y Cambio Climático. Plataforma digital administrada por el IDIGER que centraliza estudios geotécnicos, de suelos e información de riesgo para Bogotá y municipios aledaños.

Normativos

- AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials. Organización estadounidense que establece estándares técnicos para el diseño y construcción de carreteras y puentes, ampliamente adoptados en Colombia a través de la CCP-14.
- CCP-14 (Código Colombiano de Puentes): Norma técnica colombiana que establece los criterios de diseño, análisis y construcción de puentes vehiculares en el país.
- INVIAS (Instituto Nacional de Vías): Entidad estatal encargada de administrar, mantener y desarrollar la infraestructura vial nacional, elaborando manuales, especificaciones y normas técnicas utilizadas en proyectos de carreteras, puentes y obras de transporte.
- NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente): Norma que establece los requisitos mínimos de diseño sísmico para estructuras en Colombia, incluyendo la zonificación del territorio según el nivel de amenaza sísmica.

Geotécnicos

- Capacidad portante: Máxima carga por unidad de área que puede soportar el suelo sin que ocurra una falla o asentamiento excesivo.
- Cimentación profunda: Sistema de cimentación que transfiere las cargas de la estructura a estratos profundos del suelo mediante elementos alargados como pilotes, usado cuando el suelo superficial no tiene capacidad portante suficiente.
- Cohesión (C_u): Propiedad del suelo que representa la resistencia al corte debido a la atracción entre partículas, independientemente de la presión aplicada. Se expresa en kilopascales (kPa).
- Coeficiente de empuje activo (K_a): Valor adimensional que representa la proporción de la presión lateral que ejerce el suelo sobre una estructura de contención como un estribo, cuando el suelo tiende a deslizarse.
- Estrato: Capa de suelo con características geológicas y geomecánicas similares, diferenciada de las capas adyacentes por su composición, color o propiedades físicas.
- Fricción lateral: Resistencia que ofrece el suelo a lo largo de la superficie del pilote, generada por la adherencia entre el fuste del pilote y el suelo circundante.
- Índice de plasticidad (IP): Diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo. Indica la capacidad del suelo para deformarse sin romperse. Suelos con alto IP son más compresibles y menos estables.
- Límites de Atterberg: Contenidos de humedad que definen los estados de consistencia de un suelo fino: límite líquido (LL), límite plástico (LP) y límite de retracción. Se usan para clasificar y caracterizar suelos cohesivos.
- Método Lambda: Metodología de diseño de pilotes en suelos cohesivos que calcula la capacidad de carga por fricción lateral usando un factor λ que depende de la longitud del pilote y las propiedades del suelo.
- Nivel freático: Profundidad a la que se encuentra el agua subterránea en el suelo. Cuando está muy superficial puede reducir la capacidad portante del suelo y dificultar la construcción de cimentaciones.
- Perfil estratigráfico: Representación gráfica o tabular de las capas de suelo identificadas en un sitio, mostrando su profundidad, espesor y características geomecánicas.
- Pilotes hincados: Elementos de cimentación profunda que se introducen en el suelo mediante golpes de un martillo o por vibración, desplazando el suelo lateralmente y mejorando su compactación alrededor del pilote.

- SPT (Standard Penetration Test / Ensayo de Penetración Estándar): Ensayo geotécnico de campo que mide la resistencia del suelo a la penetración de una herramienta estandarizada, mediante el conteo de golpes necesarios para penetrar 30 cm. Permite clasificar el suelo y estimar su capacidad portante.

Sísmicos

- Espectro de aceleraciones de diseño: Gráfica que muestra la aceleración máxima que puede experimentar una estructura durante un sismo, en función de su periodo de vibración. Se usa para calcular las fuerzas sísmicas de diseño.
- Factor de reducción sísmica (R): Valor que reduce las fuerzas sísmicas elásticas para tener en cuenta la capacidad de disipación de energía de la estructura mediante deformaciones inelásticas. A mayor ductilidad, mayor R.
- F_a , F_v , F_{pga} : Factores de amplificación sísmica que ajustan los parámetros espectrales según el tipo de suelo del sitio de construcción, definidos por la NSR-10.
- PGA (Peak Ground Acceleration): Aceleración máxima del suelo durante un sismo, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (g). Indica la intensidad del movimiento sísmico en el sitio.
- Perfil de suelo tipo E: Clasificación de la NSR-10 para suelos blandos o con propiedades geotécnicas desfavorables, como arcillas blandas o suelos muy compresibles, que amplifican significativamente las ondas sísmicas.
- Periodo de vibración (T): Tiempo en segundos que tarda una estructura en completar un ciclo de oscilación durante un sismo. Depende de la rigidez y la masa de la estructura.
- S_d y S_{d1} : Parámetros de aceleración espectral de diseño para periodos cortos (S_d) y para un segundo de periodo (S_{d1}), calculados a partir de los mapas de amenaza sísmica de la NSR-10 y los factores de sitio.
- S_s y S_1 : Coeficientes de aceleración espectral para periodos cortos (S_s) y para un periodo de un segundo (S_1), obtenidos de los mapas de amenaza sísmica de la CCP-14 según la ubicación del proyecto.

Tráfico

- Camión de diseño HL-93: Vehículo teórico definido por la norma AASHTO y adoptado por la CCP-14, utilizado como referencia para calcular las cargas vehiculares máximas que debe soportar un puente. Tiene tres ejes con cargas de 35 kN, 145 kN y 145 kN.
- ESAL (Ejes Simples Equivalentes): Unidad de medida que convierte el efecto de diferentes tipos de vehículos sobre el pavimento a un número equivalente de ejes simples de 8,2 toneladas, utilizada para diseñar la estructura del pavimento.

- Factor de equivalencia de carga: Valor numérico que representa el daño relativo que causa un vehículo sobre el pavimento comparado con un eje simple estándar de 8,2 toneladas.
- Incremento dinámico (IM): Factor que amplifica las cargas vivas vehiculares para tener en cuenta el impacto dinámico generado por el movimiento de los vehículos sobre la estructura.
- TPDA (Tránsito Promedio Diario Anual): Número promedio de vehículos que transitan por una vía en un día, calculado a partir de conteos de tráfico durante un período representativo del año.

Cargas

- BR (Fuerza de frenado): Fuerza horizontal que genera un vehículo sobre el puente al frenar bruscamente, la cual debe ser absorbida por la estructura.
- Carga muerta (DC/DW): Peso permanente de los componentes de la estructura (DC) y de la superficie de rodadura (DW), que actúa de manera constante durante toda la vida útil del puente.
- Carga sísmica: Fuerzas inerciales que un terremoto provoca sobre una estructura, generadas por el movimiento del suelo y transmitidas a través de la cimentación.
- Carga viva (LL): Peso temporal que actúa sobre la estructura generado por los vehículos en circulación. A diferencia de la carga muerta, varía a lo largo de la vida útil del puente.
- Combinación de cargas: Proceso de sumar las diferentes cargas que actúan sobre una estructura aplicando factores de mayoración, con el fin de obtener la demanda máxima de diseño.
- CR+SH+TU: Sigla que agrupa los efectos de fluencia del concreto (CR), contracción por secado (SH) y cambios de temperatura uniformes (TU), los cuales generan deformaciones y fuerzas adicionales en la estructura.
- EH (Empuje horizontal del suelo): Fuerza lateral que ejerce el suelo sobre los estribos u otras estructuras de contención.
- EV (Presión vertical del suelo): Peso del suelo que actúa verticalmente sobre la zapata del estribo.
- Factor de mayoración: Número por el cual se multiplica una carga para obtener la demanda de diseño, incorporando un margen de seguridad ante posibles variaciones en la magnitud real de esa carga.
- LS (Sobrecarga por carga viva en el terreno): Presión adicional que generan los vehículos que circulan sobre el terreno detrás de un estribo, incrementando el empuje lateral sobre la estructura de contención.
- Momento de vuelco (Mhu): Fuerza rotacional generada por las cargas horizontales mayoradas que tiende a volcar una estructura alrededor de su base.

- Momento estabilizador (M_{vu}): Fuerza rotacional generada por el peso propio y las cargas verticales mayoradas que se opone al vuelco de la estructura.
- V_u : Fuerza cortante última o carga vertical total mayorada que actúa sobre un elemento estructural en los estados límite de diseño.

Estructurales y de materiales

- Alma: Pared vertical o inclinada de una viga que conecta la losa superior con la losa inferior, encargada de resistir los esfuerzos cortantes.
- Altura efectiva (d): Distancia desde la fibra más comprimida del concreto hasta el centroide del acero de tensión, utilizada en el cálculo de la capacidad resistente de la sección.
- Baranda tipo New Jersey: Elemento de seguridad vial ubicado en los bordes del tablero del puente, diseñado para contener vehículos que salgan de la calzada. Su perfil tiene una forma trapezoidal característica.
- Capitel: Elemento estructural en forma de trapecio ubicado entre la columna y la viga cajón, encargado de distribuir las cargas de la superestructura hacia la columna.
- Concreto reforzado: Material compuesto por concreto y barras de acero de refuerzo que trabajan juntos para resistir tanto fuerzas de compresión como de tensión.
- Cuantía de acero (ρ): Relación entre el área de acero de refuerzo y el área total de la sección de concreto. Indica qué proporción del área transversal está ocupada por acero.
- Dado de cimentación: Bloque de concreto reforzado que conecta la columna o el estribo con los pilotes, distribuyendo las cargas entre ellos.
- Deflexión: Desplazamiento vertical que experimenta una viga o losa bajo la acción de las cargas, también llamado flecha.
- Esbeltez: Relación entre la altura y el espesor de un elemento estructural. Un elemento muy esbelto es delgado en proporción a su altura y puede ser más susceptible a inestabilidad.
- Estribo: Elemento estructural ubicado en los extremos del puente que soporta la superestructura y contiene el terraplén de acceso al puente.
- f'_c : Resistencia a la compresión del concreto, expresada en megapascuales (MPa). Indica la capacidad del concreto para soportar fuerzas de aplastamiento.
- Fleje: Barra de acero de refuerzo doblada en forma de aro o espiral que rodea el acero longitudinal de una columna o viga, confinando el concreto y resistiendo esfuerzos cortantes y torsionales.
- f_y : Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, expresada en megapascuales (MPa). Es el esfuerzo a partir del cual el acero se deforma permanentemente.

- Gálibo: Altura libre vertical entre la superficie de la calzada inferior y la parte inferior de la estructura del puente, garantizando el paso libre de vehículos.
- Postensado: Técnica constructiva en la que se tensan cables de acero de alta resistencia (torones) después del fraguado del concreto, generando fuerzas de compresión que mejoran la capacidad del elemento para resistir cargas.
- Pre dimensionamiento: Proceso preliminar de estimación de las dimensiones de los elementos estructurales, previo al diseño detallado, usando relaciones empíricas y criterios normativos.
- Recubrimiento: Distancia mínima entre la superficie exterior del concreto y la barra de acero más cercana, necesaria para proteger el acero de la corrosión y garantizar la adherencia.
- Rigidez torsional: Capacidad de una sección transversal para resistir fuerzas que tienden a girarla sobre su eje longitudinal. La sección cajón cerrada ofrece alta rigidez torsional comparada con otras formas.
- Tablero: Superficie del puente sobre la cual circulan los vehículos, conformada por la losa superior de la viga cajón y la carpeta asfáltica de rodadura.
- Tendón: Conjunto de torones agrupados dentro de una vaina o ducto, que conforman una unidad de esfuerzo en el sistema de postensado.
- Torón: Cable de acero de alta resistencia formado por varios alambres retorcidos entre sí, utilizado en sistemas de postensado para comprimir el concreto.
- Varilla N°8 / N°4: Barras de acero de refuerzo clasificadas según su diámetro. La varilla N°8 tiene un diámetro de 25,4 mm y área de 5,1 cm². La varilla N°4 tiene un diámetro de 12,7 mm y área de 1,29 cm².

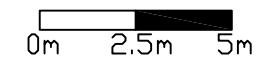
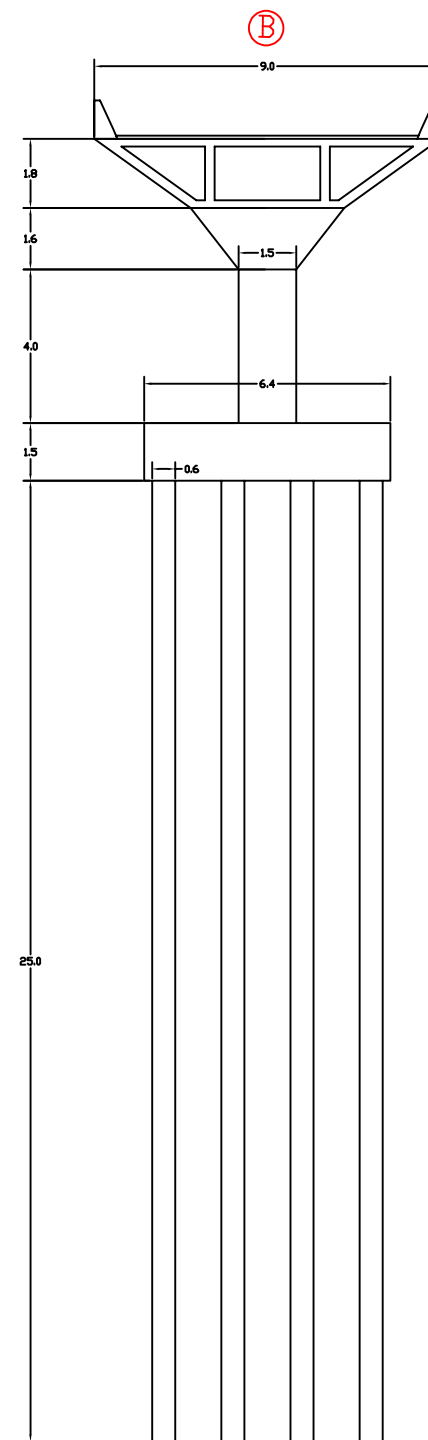
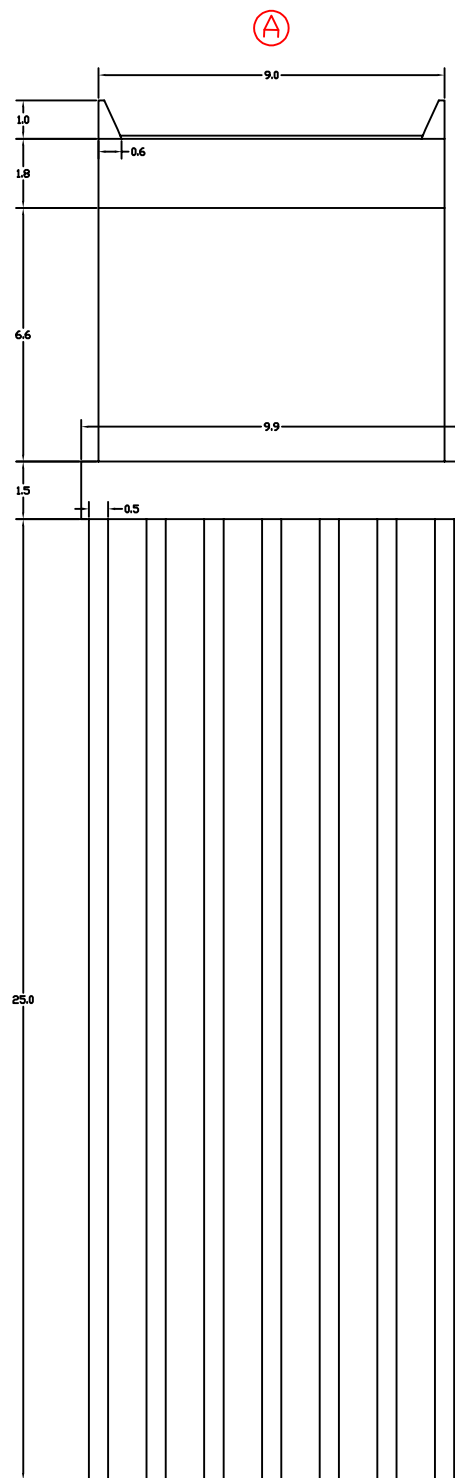
Lista de Referencias

- Instituto Colombiano de Productores de Cemento. (2008). *Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito*. Instituto Colombiano de Productores de Cemento.
<https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/3807-manual-de-diseno-de-pavimentos-de-concreto-para-vias-con-bajos-medios-y-altos-volumenes-de-transito/file>
- Redacción 360 en Concreto. (s.f.). *Hablemos de puentes de concreto en Colombia*. 360 en Concreto.
<https://360enconcreto.com/blog/detalle/hablemos-de-puentes-de-concreto-en-colombia/>
- Instituto Nacional de Vías. (s.f.). *¿Quiénes somos?* <https://www.invias.gov.co/publicaciones/4128/quienes-somos/>
- Gobernación de Cundinamarca. (s.f.). *Facatativá*. <https://www.cundinamarca.gov.co/municipios/Facatativa>
- Departamento Administrativo Nacional de Estadística. (2019). *Censo Nacional de Población y Vivienda 2018: Facatativá, Cundinamarca*.
https://sitios.dane.gov.co/cnpv/app/views/informacion/perfiles/25269_infografia.pdf
- Departamento Administrativo Nacional de Estadística. (2005). *Perfil Facatativá, Cundinamarca: Censo General 2005*. https://www.dane.gov.co/files/censo2005/PERFIL_PDF_CG2005/25430T7T000.PDF
- Mojo Quispe, S. E. (2018). *Diseño de un Puente Viga Cajón Curvo Post-Tensado, Como Propuesta Para la Construcción de un Puente Sobre el Río Huasamayo, Distrito de Yunga, Provincia de General Sánchez Cerro - Moquegua*. [Trabajo de grado]. Universidad Católica de Santa María.
- Salcedo Monroy, J. P. (2024). *Diseño de tres superestructuras de puentes en viga cajón en concreto reforzado y en concreto postensado* [Trabajo de grado de Maestría, Universidad Nacional de Colombia]. Repositorio Institucional UNAL. <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/87431>
- Escobar García, S. (2022). *Puentes de concreto de viga cajón híbridos con paredes en celosía* [Trabajo de grado de Maestría, Universidad Nacional de Colombia]. Repositorio Institucional UNAL.
<https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/82370>
- Instituto Distrital de Gestión de Riesgos y Cambio Climático (IDIGER). (s.f.). *Edificaciones públicas sismo resistencia*. SIRE.
<https://www.sire.gov.co/recursos-y-herramientas/edificaciones-publicas-sismo-resistencia>
- Ministerio de Transporte de Colombia. (2004). *Resolución 4100 de 2004: Por la cual se adoptan los límites de pesos y dimensiones en los vehículos de transporte terrestre automotor de carga por carretera, para su operación normal en la red vial a nivel nacional*. Secretaría Jurídica Distrital de la Alcaldía Mayor de Bogotá. <https://www.alcaldiabogota.gov.co/sisjur/normas/Norma1.jsp?i=15600>

Anexos (Memorias de cálculo y planos)

Anexos de cálculos y desarrollo:

<https://drive.google.com/drive/folders/1SFoL4za4a8grYCX1SOpAmExc0dABGYF6?usp=sharing>



Proyecto: Propuesta de diseño preliminar de un puente

Ubicación:
Glorieta la prosperidad de la variante de Facatativá - Madrid.



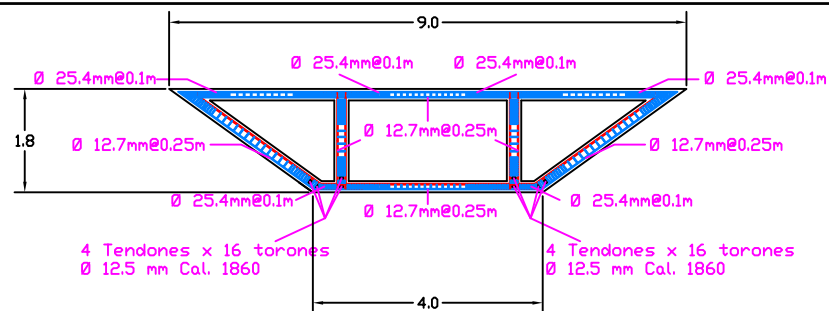
Coordenadas:
4°44'21.29"N - 74°16'36.62"W

Contenido del plano:
Transversal sección A
Transversal sección B

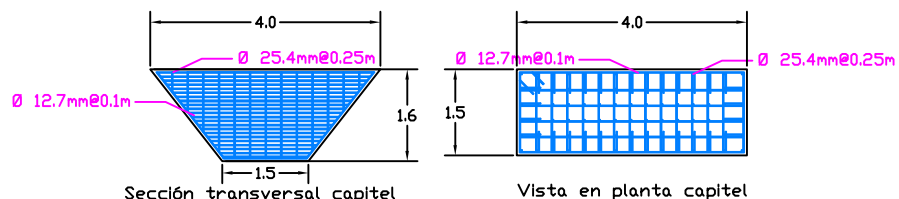
Responsables:
Juan David Hernández G.
David Esteban Jiménez C.

Convenciones:
Estructura

Número de plano: 2

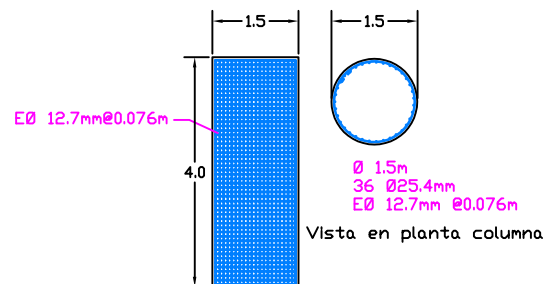


Sección transversal viga cajón



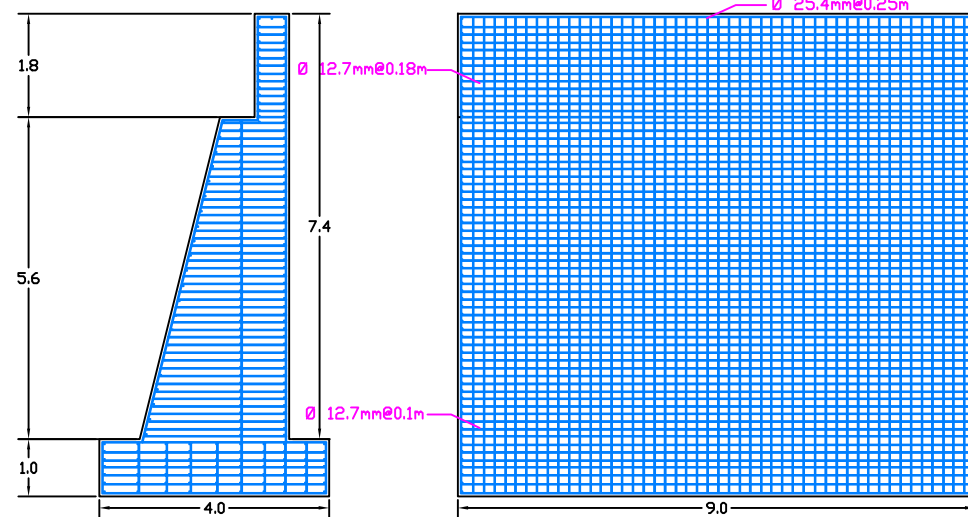
Sección transversal capitel

Vista en planta capitel



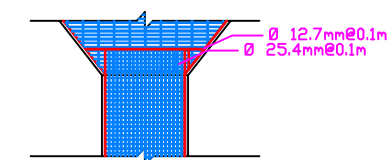
Vista en planta columna

Vista en perfil columna

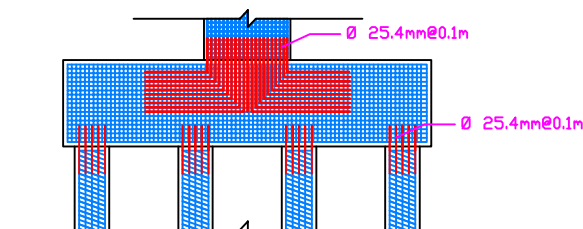


Vista en perfil estribo

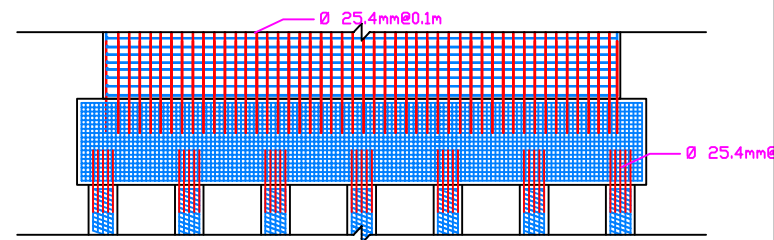
Vista en frente estribo



Conexión Capitel - Columna



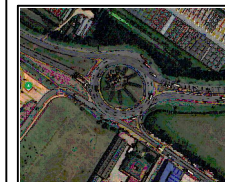
Conexión Columna - Dado - Pilotes



Conexión Estribo - Dado - Pilotes

Proyecto: Propuesta de diseño preliminar de un puente

Ubicación:
Glorieta la prosperidad de la variante de Facatativá - Madrid.



Coordenadas:
4°44'21.29"N - 74°16'36.62"W

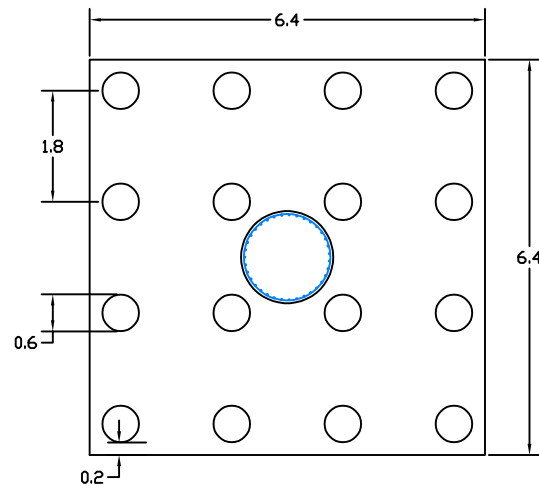
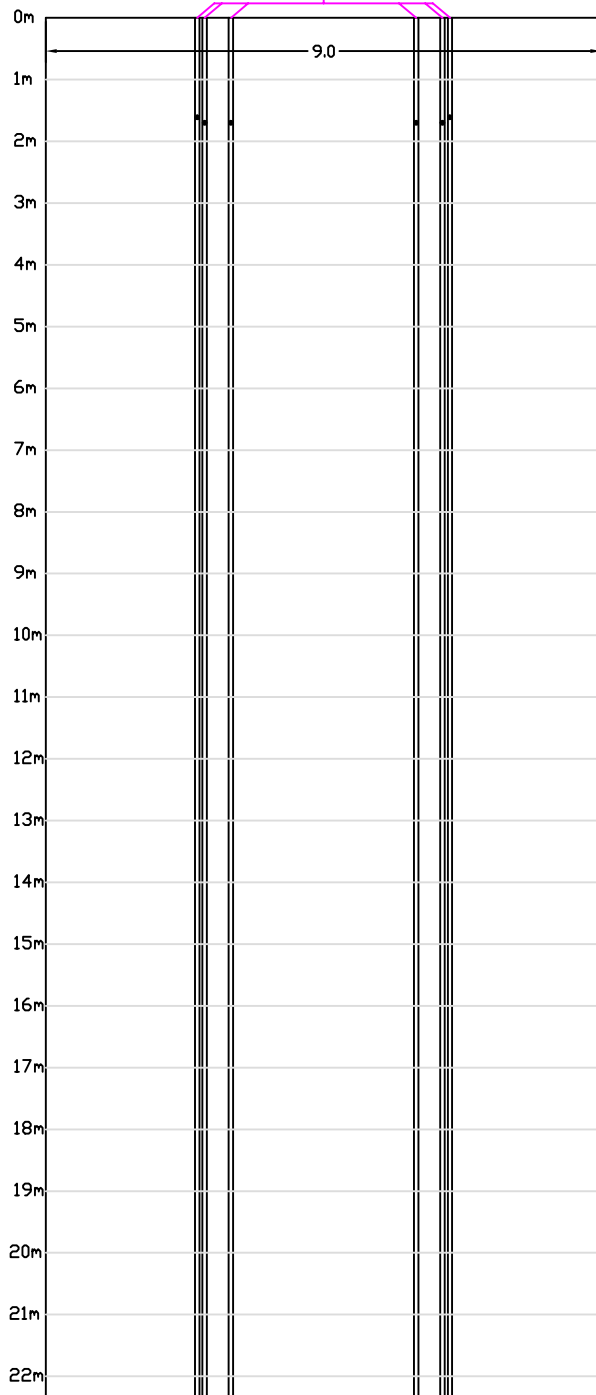
Contenido del plano:
Aceros viga cajón
Aceros capiteles
Aceros columnas
Aceros estribos
Acero postensado
Detalles de conexiones

Responsables:
Juan David Hernández G.
David Esteban Jiménez C.

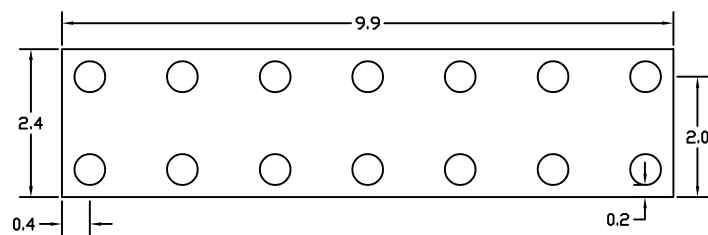
Número de plano: 3

Vista en planta de la viga cajón con el postensado

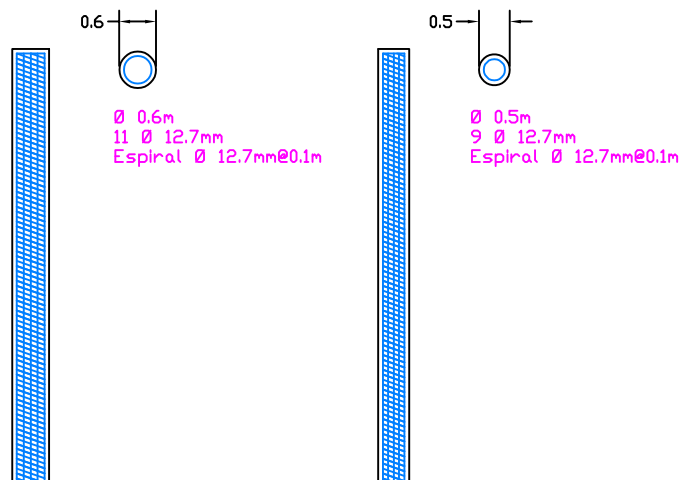
8 Tendones x 16 torones
 $\varnothing$ 12.5 mm Cal. 1860



Planta de pilotes en el dado de la columna (16 pilotes de $\varnothing$ 60 cm)



Planta de pilotes en el dado del estribo (14 pilotes de $\varnothing$ 50 cm)



Proyecto: Propuesta de diseño preliminar de un puente

Ubicación:
 Glorieta la prosperidad de la variante de Facatativá - Madrid.



Coordenadas:
 4°44'21.29"N - 74°16'36.62"W

Contenido del plano:
 Aceros Pilotes
 Acero postensado

Responsables:
 Juan David Hernández G.
 David Esteban Jiménez C.

Número de plano: 4