



UNIVERSIDAD ANDINA

NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ

FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL
CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS-TENSADO
EN LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE CON
AVENIDA HUANCANÉ-JULIACA**

TESIS PRESENTADA POR:

Bach. WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

JULIACA – PERÚ

2024



UNIVERSIDAD ANDINA

NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ

FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON
SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS-TENSADO
EN LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE
CON AVENIDA HUANCANÉ-JULIACA**

TESIS PRESENTADA POR:

Bach. WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

APROBADA POR EL JURADO REVISOR:

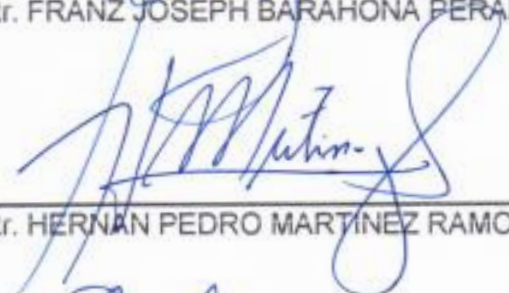
PRESIDENTE


Dr. CESAR GUILLERMO CAMARGO NAJAR

PRIMER MIEMBRO


Mgtr. FRANZ JOSEPH BARAHONA PERALES

SEGUNDO MIEMBRO


Mgtr. HERNAN PEDRO MARTINEZ RAMOS

ASESOR DE TESIS


Dr. EFRAIN PARILLO SOSA

LINEA DE INVESTIGACIÓN


: TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN - P17



UNIVERSIDAD ANDINA

"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"

RESOLUCIÓN DECANAL N° 687-2024-D-UI-FICP-UANCV

Juliaca, 26 de julio del 2024

VISTO: El expediente N° 2024-08930 presentado por el (la) Bachiller: **WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI** estudiante de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras quien solicita **NOMINACIÓN DE JURADOS Y PROGRAMACIÓN DE FECHA Y HORA DE SUSTENTACIÓN**.

CONSIDERANDO:

Que, el (la) Bach. **WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI**, quien solicita **NOMINACIÓN DE JURADOS Y PROGRAMACIÓN DE FECHA Y HORA DE SUSTENTACIÓN** de la Tesis Titulado: **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS - TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ - JULIACA**, la misma que pertenece a la línea de investigación **TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN** para optar el Título Profesional de **Ingeniero Civil**.

Que, al haberse cumplido con los requisitos exigidos por el reglamento interno de trabajos de investigación conducente a grados y títulos mediante Resolución N° 0294-2023 UANCV-CU-R. y en concordancia con el dictamen de similitud.

De conformidad al Reglamento Interno de Trabajos de Investigación Conducente a Grados y Títulos aprobado con Resolución N° 0294-2023 UANCV-CU-R. y en merito al Art. 24, Art. 28 del reglamento, con fines de obtención de Grados Académicos y Títulos Profesionales, y en uso a las atribuciones, que le concede la ley Universitaria N° 30220, ley de creación de la UANCV N° 23738 y modificatoria N° 24661, y el Estatuto de la UANCV, el Decano y el Director de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

RESUELVE:

ARTÍCULO PRIMERO.- APROBAR, la **NOMINACIÓN DE JURADOS** integrado por los siguientes docentes:

- * **Presidente** : Dr. CESAR GUILLERMO CAMARGO NAJAR
- * **1er Miembro** : Mgtr. FRANZ JOSEPH BARAHONA PERALES
- * **2do Miembro** : Mgtr. HERNAN PEDRO MARTINEZ RAMOS

ARTICULO SEGUNDO. - RECONOCER como asesor de la propuesta de investigación (tesis) de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras al (a la) docente, **Dr. EFRAIN PARILLO SOSA**.

ARTICULO TERCERO. - APROBAR, la **FECHA Y HORA DE SUSTENTACIÓN DE LA TESIS** de el (la) bachiller: **WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI**; del informe final de la investigación (tesis) titulado: **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS - TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ - JULIACA**, para optar el Título Profesional de **Ingeniero Civil**. de acuerdo al siguiente detalle:

- * **FECHA** : Jueves 01 de agosto del 2024
- * **HORA** : 8:00 a.m.
- * **LUGAR** : Aula 306 - FICP

ARTÍCULO CUARTO.- DISPONER que, la Unidad de Investigación, Responsables del Comité de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y el Director de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil** quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución.

Regístrese, Comuníquese, Archívese.

cc.
Archivo
interesado (a)



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CS. PURAS
Dr. MILTHON QUISPE HUANCA
DECANO
CIP. 47796



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CS. PURAS
Dr. Efrain Parillo Sosa
DIRECTOR
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN

**RESOLUCIÓN DECANAL N° 510-2024-D-UI-FICP-UANCV**

Juliaca, 28 de junio del 2024

VISTO: El expediente N° 2024-CU - 5804 por el o (la) Bachiller: **WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI** quien solicita **REVISIÓN DEL INFORME FINAL DE LA INVESTIGACIÓN** (borrador de tesis), el **PROVEIDO - N° 449 - 2024-UI-FICP-UANCV/J**, y la **FICHA DE OPINIÓN DEL INFORME FINAL DE LA INVESTIGACIÓN (BORRADOR DE TESIS)** formato N° 94 - 2024 del integrante del comité de investigación **EPIC** de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, según al reglamento interno de trabajos de investigación conducente a grados y títulos.

CONSIDERANDO:

Que, el o (la) Bachiller: **WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI**, ha presentado su informe final de la investigación (borrador de tesis) Titulado: **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS - TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ - JULIACA**, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Que, al haberse cumplido con los requisitos exigidos por el Reglamento Interno de Trabajo de Investigación Conducente a Grados y Títulos, con fines de obtención de Grados Académicos y Títulos Profesionales; el integrante del comité de investigación **Mgtr. Arnaldo Yana Torres** de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, emitió la ficha de opinión del informe final de la investigación (borrador de tesis) formato N° 94 - 2024 **aprobando** el informe final de la investigación (borrador de tesis) titulado: **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS - TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ - JULIACA**, Correspondiente a la línea de investigación **TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**.

Que, al haberse cumplido con los requisitos exigidos por el reglamento interno de trabajos de investigación conducentes a grados y títulos mediante Resolución N° 0294-2023 UANCV-CU-R. y estando a la opinión favorable del comité de investigación respecto al informe final de la investigación (borrador de tesis).

Estando, con la opinión favorable del Comité de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y en concordancia al Reglamento Interno de Trabajos de Investigación Conducente a Grados y Títulos aprobado con Resolución N° 0294-2023 UANCV-CU-R. y en merito al Art. 27 del reglamento, con fines de obtención de Grados Académicos y Títulos Profesionales, y en uso a las atribuciones, que le concede la ley Universitaria N° 30220, ley de creación de la UANCV N° 23738 y modificatoria N° 24661, y el Estatuto de la UANCV, el Decano y el Director de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

RESUELVE:

ARTÍCULO PRIMERO.- APROBAR, el **INFORME FINAL DE LA INVESTIGACIÓN (BORRADOR DE TESIS)**, para la **REVISIÓN DE SIMILITUD TURNITIN**, presentado por el o (la) Bachiller: **WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI**, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, con el Tema Titulado: **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS - TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ - JULIACA** correspondiente a la línea de investigación **TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**, en virtud a los considerandos expuestos.

ARTÍCULO SEGUNDO.- RATIFICAR como **ASESOR DE INVESTIGACIÓN** al (a) la), **Dr. EFRAIN PARILLO SOSA**.

ARTÍCULO TERCERO.- DISPONER que, la Unidad de Investigación, Responsables del Comité de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y el Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución.

Regístrese, Comuníquese, Archívese.

UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURASDr. MILTHON QUISPE HUANGA
DECANO
CIP. 47790UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
Dr. Efraín Parillo Sosa
DIRECTOR
UNIDAD DE INVESTIGACIÓNcc.
Archivo
interesado (a)

**RESOLUCIÓN DECANAL N° 239-2024-D-UI-FICP-UANCV**

Juliaca, 29 de abril del 2024

VISTO: El expediente N° 2024-CU- 3273, presentado por el señor (a) **WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI** solicitando **APROBACIÓN DE LA PROPUESTA DE INVESTIGACIÓN** el PROVEIDO - N° 231 -2024-UI-FICP-UANCV/J, y la **FICHA DE OPINIÓN DE LA PROPUESTA DE INVESTIGACIÓN** formato N° 106-2024 del integrante del comité de investigación **EPIC** de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, según al reglamento interno de trabajos de investigación conducente a grados y títulos.

CONSIDERANDO:

Que, el (la) estudiante: **WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI** ha presentado su propuesta de investigación Titulado: **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS - TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ - JULIACA**, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Que, al haberse cumplido con los requisitos exigidos por el Reglamento Interno de Trabajo de Investigación Conducente a Grados y Títulos, con fines de obtención de Grados Académicos y Títulos Profesionales; el integrante del comité de investigación **Mgtr. Arnaldo Yana Torres** de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, emitió la ficha de opinión de la propuesta de investigación formato N° 106-2024- aprobando la propuesta de investigación titulado: **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS - TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ - JULIACA**.

Que, es requisito indispensable contar con un asesor docente ordinario y/o contratado de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras con un mínimo de cinco años de docencia, grado de doctor o magister y experiencia en la línea a investigar, o deberá estar acreditado por Resolución 0989-2022-UANCV-CU-R, quien asumirá como asesor de la propuesta de investigación, según el área o grado.

Estando, con la opinión favorable de la propuesta de investigación del Comité de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y en concordancia al Reglamento Interno de Trabajos de Investigación Conducente a Grados y Títulos aprobado con Resolución N° 0294-2023 UANCV-CU-R. y en merito al Art. 25 del reglamento, con fines de obtención de Grados Académicos y Títulos Profesionales, y en uso a las atribuciones, que le concede la ley Universitaria N° 30220, ley de creación de la UANCV N° 23738 y modificatoria N° 24661, y el Estatuto de la UANCV, el Decano y el Director de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

RESUELVE:

ARTÍCULO PRIMERO.- APROBAR, la **PROPUESTA DE INVESTIGACIÓN**, presentado por el o (la) Bachiller: **WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI**, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, con el Tema Titulado: **ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS - TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ - JULIACA** correspondiente a la línea de investigación **TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**.

La misma que deberá proceder con la ejecución de la propuesta de Investigación aprobado de acuerdo a lo establecido en el Reglamento Interno de Trabajo de Investigación Conducente a Grados y Títulos, con fines de obtención de Grados Académicos y Títulos Profesionales.

ARTÍCULO SEGUNDO.- RECONOCER como **ASESOR DE INVESTIGACIÓN** de al (a la) docente **Dr. EFRAIN PARILLO SOSA**.

ARTÍCULO TERCERO.- DISPONER que, la Unidad de Investigación, Responsables del Comité de Investigación de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y el Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución.

Regístrese, Comuníquese, Archívese.

UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y Cs. PURASWILTHON QUISPE HUANCA
DECANO
CIP. 47790UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
Dr. Efraim Parillo Sosa
DIRECTOR
UNIDAD DE INVESTIGACIÓNcc.
Archivo 2024
Interesado (a)



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A PASO DE UNA VIGA DE CONCRETO ARMADO CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS-TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ-JULIACA

INFORME DE ORIGINALIDAD

24%

INDICE DE SIMILITUD

23%

FUENTES DE INTERNET

2%

PUBLICACIONES

9%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1

tesis.ucsm.edu.pe

Fuente de Internet

2%

2

www.dspace.uce.edu.ec

Fuente de Internet

2%

3

hdl.handle.net

Fuente de Internet

2%

4

pt.scribd.com

Fuente de Internet

1%

5

repositorio.unal.edu.co

Fuente de Internet

1%

6

repositorio.unap.edu.pe

Fuente de Internet

1%

7

idoc.pub

Fuente de Internet

1%

8

Submitted to Universidad Andina Nestor

1%



Metadatos Complementarios

Título de la tesis	
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS-TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ-JULIACA	
Datos de autor	
Nombres y apellidos	WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI
Tipo de documento de identidad	DNI
Número de documento de identidad	46998594
URL de ORCID	https://orcid.org/0009-0008-7099-3585
Datos de asesor	
Nombres y apellidos	EFRAIN PARILLO SOSA
Tipo de documento de identidad	DNI
Número de documento de identidad	02416058
URL de ORCID	https://orcid.org/0000-0001-7567-039X
Datos del jurado	
Presidente del jurado	
Nombres y apellidos	CESAR GUILLERMO CAMARGO NAJAR
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	02441152
Miembro del jurado 1	
Nombres y apellidos	FRANZ JOSEPH BARAHONA PERALES
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	02442876
Miembro del jurado 2	
Nombres y apellidos	HERNÁN PEDRO MARTÍNEZ RAMOS
Tipo de documento	DNI
Número de documento de identidad	01316765



Datos de investigación	
Línea de investigación	Tecnología de la construcción P-17
Grupo de investigación	No aplica.
Agencia de financiamiento	Sin financiamiento
Ubicación geográfica de la investigación	País: Perú Departamento: Puno Provincia: San Román Distrito: Juliaca Coordenadas: Latitud: 15°29'04.73"S Longitud: 70°07'28.73"O URL Maps: https://www.google.com/maps/@-15.4842784,-70.1250542,19z?entry=ttu 
Año o rango de años en que se realizó la investigación	Abril 2024 – Agosto 2024
URL de disciplinas OCDE https://concytec-pe.github.io/Peru-CRIS/vocabularios/ocde_ford.html - Librería	Ingeniería civil https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#2.01.01 Ingeniería de la construcción https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#2.01.03 Ingeniería estructural y municipal https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#2.01.04

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS PURAS
DIRECCIÓN DE INVESTIGACIÓN
Dr. Efraín Barillo Bosa
DIRECTOR
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN



DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD Y RESPONSABILIDAD

Yo WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI, identificado con DNI

Nro. 46998594 en mi condición de egresado de:

☒ Escuela Profesional

☐ Programa de Segunda Especialidad,

☐ Programa de Maestría o Doctorado

INGENIERIA CIVIL

informo que he elaborado el/la ☐ Tesis o ☐ Trabajo de Investigación, ☐ Trabajo Académico denominada:

"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON

SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS-TENSADO EN LA AVENIDA

CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ- JULIACA"

Asesorado por: DR. EFRAIN PARILLO SOSA

Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

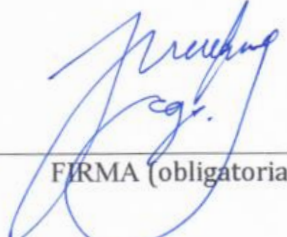
Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

El incumplimiento de lo declarado da lugar a responsabilidad del declarante, en consecuencia; a través del presente documento asumo frente a terceros, la Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez y/o la Administración Pública toda responsabilidad que pueda derivarse por el trabajo final presentado. Lo señalado incluye responsabilidad pecuniaria incluido el pago de multas u otros por los daños y perjuicios que se ocasionen.

Juliaca 28 de AGOSTO del 2024


FIRMA (Asesor)


FIRMA (obligatoria)



Huella



DEDICATORIA

A mi adorada madre Francisca, por brindarme su dedicación, absoluto apoyo, sacrificio y ser fuente inagotable de amor incondicional han sido mi faro en las horas más oscuras y mi impulso en los momentos de triunfo y sobre todo por su comprensión y fortaleza.

A mi compañera de vida Mirian, cuyo apoyo inquebrantable ha sido el pilar sobre el cual he construido este camino para poder terminar mi sendero académico, tu presencia abrió paso a ser fuerte y optimista, y cada paso lo hemos caminado juntos compartiendo las alegrías, tristezas y desafíos.

Y a mi pequeña K. Haeley, que con su inocencia y sonrisa ha llenado mis días de luz y motivación. En cada logro, en cada desafío, tu presencia ha sido mi razón y motivo para superarme y ser un ejemplo.



AGRADECIMIENTO

A la Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez, en especial a la Escuela profesional de Ingeniería Civil por formar profesionales durante 40 años y ser mi alma mater en la ingeniería civil.

A cada uno de los miembros del jurado, expreso mi más sincero agradecimiento por su disposición y sus valiosas contribuciones y observaciones que han enriquecido profundamente esta investigación.

A mi abuela Benita, aunque ya no estes en este mundo para presenciar este momento, esta tesis lleva impresa la huella de tu bondad y tus valores y como muestra de mi profundo agradecimiento también va dedicada a ti como un tributo a tu legado eterno.



ÍNDICE

DEDICATORIA.....	viii
AGRADECIMIENTO.....	ix
ÍNDICE	x
INDICE TABLAS	xiv
INDICE DE FIGURAS	xvii
RESUMEN	xx
ABSTRACT	xxi
INTRODUCCIÓN	xxii

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema	1
1.2. Formulación del problema.....	2
1.2.1. Problema general.....	2
1.2.2. Problemas específicos.....	2
1.3. Justificación de la investigación	2
1.3.1. Justificación social	2
1.3.2. Justificación técnica	3
1.3.3. Justificación ambiental	4
1.4. Objetivos.....	4
1.4.1. Objetivo general.....	4
1.4.2. Objetivos específicos	4

CAPITULO II MARCO REFERENCIAL Y TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación.....	5
--	---



2.1.1. Antecedente local	5
2.1.2. Antecedentes nacionales	6
2.1.3. Antecedentes internacionales	8
2.2. Marco teórico	9
2.2.1. Intersecciones a desnivel	9
2.2.2. Clasificación de puentes de acuerdo a su sistema estructural	10
2.2.3. Puentes de vigas cajón postensadas	14
2.2.4. Concreto preesforzado	20
2.2.5. Materiales	27
2.2.6. Pérdidas de preesfuerzo	35
2.2.7. Filosofía de diseño AASHTO LRFD	41
2.2.8. Consideraciones de diseño para puentes postensados.	51
2.2.9. Diseño de la superestructura	63

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de investigación	69
3.2. Nivel de investigación	69
3.3. Diseño de la investigación	70
3.4. Población y muestra	70
3.5. Instrumentos de recolección de datos	70
3.5.1. Estudio topográfico	71
3.5.2. Estudio de trazo y diseño vial	72
3.5.3. Estudio de tránsito	77
3.5.4. Estudio geotécnico	83



3.5.5. Estudio hidrológico	92
----------------------------------	----

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Descripción del proyecto	95
4.2. Diseño de la superestructura	95
4.2.1. Dimensionamiento	95
4.2.2. Materiales	101
4.2.3. Cargas y metrado de cargas	102
4.2.4. Análisis estructural	103
4.2.5. Trazado de la trayectoria del tendón	116
4.2.6. Cálculo de momento flector por postensado	121
4.2.7. Verificación de esfuerzos en la etapa de inicial por postensado	129
4.2.8. Pérdidas de preesfuerzo	136
4.2.9. Verificación de esfuerzos en el concreto estado final	139
4.2.10. Diseño por flexión	144
4.2.11. Diseño por cortante	148
4.2.12. Diseño por torsión	154
4.3. Diseño de la subestructura	155
4.3.1. Diseño de los pilares	155
4.3.2. Diseño de los estribos	176
4.4. Discusión de resultados	207
4.4.1. Momentos por demanda máxima	207
4.4.2. Cortantes por demanda máxima	208
4.4.3. Momentos por preesfuerzo	209



4.4.4. Diseño por flexión y cortante.....	209
4.5. validación y verificación	210
4.5.1. Verificación en la etapa inicial	211
4.5.2. Verificación en la etapa final	212
CONCLUSIONES.....	216
RECOMENDACIONES	219
REFERENCIAS.....	220
ANEXO.....	223



INDICE TABLAS

Tabla 1 <i>Designación de barras y diámetros de acero de refuerzo</i>	31
Tabla 2 <i>Propiedades de los torones de siete alambres sin revestimiento (ASTM A416)</i>	33
Tabla 3 <i>Propiedades de aceros para cables y barras de preesfuerzo</i>	35
Tabla 4 <i>Coeficientes de fricción para tendones de postensado</i>	40
Tabla 5 <i>Combinaciones de carga y factores de carga</i>	46
Tabla 6 <i>Factores de carga para cargas permanentes</i>	47
Tabla 7 <i>Incrementos por efectos dinámicos</i>	50
Tabla 8 <i>Factor de presencia múltiple (m)</i>	51
Tabla 9 <i>Límites de tensión para aceros de preesfuerzo</i>	58
Tabla 10 <i>Límites temporales para tensiones de tracción en el concreto antes de las pérdidas</i>	59
Tabla 11 <i>Límites de tensión a compresión después de ocurridas las pérdidas</i>	61
Tabla 12 <i>Límites de tensión a tracción para concreto después de ocurridas las perdidas</i>	61
Tabla 13 <i>Capacidad de las vías en Intersecciones a desnivel</i>	73
Tabla 14 <i>Características geométricas del paso a desnivel</i>	73
Tabla 15 <i>Longitud máxima de tramos en tangente</i>	74
Tabla 16 <i>Distancia de visibilidad de parada y paso</i>	74
Tabla 17 <i>Longitud de curvas convexas</i>	75
Tabla 18 <i>Longitud de curvas cóncavas</i>	75
Tabla 19 <i>Pendientes máximas para perfil longitudinal</i>	75
Tabla 20 <i>Ancho de carril de calzada</i>	76
Tabla 21 <i>Bombeo de la calzada</i>	77
Tabla 22 <i>Resumen de aforo vehicular</i>	82
Tabla 23 <i>Ubicación de calicatas</i>	85
Tabla 24 <i>Factor de resistencia</i>	88



Tabla 25 Factores de capacidad de carga N_c (Prandtl, 1921), N_q (Reissner, 1924), N_γ (Vesic, 1975)	90
Tabla 26 Valores de coeficiente C_{wq} y $C_{w\gamma}$, para varias profundidades del nivel freático.	91
Tabla 27 Factores de corrección de forma S_c , S_γ , S_q	92
Tabla 28 Capacidad portante y dimensiones de la cimentación superficial.....	92
Tabla 29 Momentos de inercia de la sección en el centro del vano	100
Tabla 30 Reacciones en los apoyos del puente.....	108
Tabla 31 Solicitaciones máximos y mínimos para momentos flectores y fuerzas cortantes	108
Tabla 32 Excentricidades del tendón en el vano exterior tramo A-B	118
Tabla 33 Excentricidades del tendón en el vano exterior tramo B-C.....	118
Tabla 34 Excentricidades del tendón en el vano exterior tramo C-D.....	118
Tabla 35 Excentricidades del Tendón en el Vano Interior Tramo D'-B'	120
Tabla 36 Excentricidades del Tendón en el Vano Interior Tramo C-B'.....	120
Tabla 37 Integración numérica en la luz 1.....	124
Tabla 38 Integración numérica en la luz 2.....	125
Tabla 39 Integración numérica en la luz 3.....	126
Tabla 40 Momento estático, hiperestático y momento de preesfuerzo.....	128
Tabla 41 Pérdidas por fricción del puente	137
Tabla 42 Presiones básicas del viento.....	162
Tabla 43 Presión del viento sobre vehículos.....	163
Tabla 44 Resumen de fuerzas actuantes.....	166
Tabla 45 Cargas de diseño actuantes sobre el pilar	167
Tabla 46 Resultados de carga momento para el diagrama de interacción.....	171
Tabla 47 Peso y centroide del estribo	185
Tabla 48 Peso y centroide de suelo sobre el estribo.....	186



Tabla 49 <i>Alturas equivalentes por sobrecarga viva.....</i>	187
Tabla 50 <i>Fuerzas actuantes en el estribo</i>	192
Tabla 51 <i>Combinación de cargas verticales.....</i>	193
Tabla 52 <i>Combinación de momentos para cargas verticales</i>	193
Tabla 53 <i>Combinación de cargas horizontales</i>	194
Tabla 54 <i>Combinación de momentos para cargas horizontales.....</i>	194
Tabla 55 <i>Momentos flectores máximo y mínimo</i>	207
Tabla 56 <i>Combinación de cargas para momentos positivo y negativo.....</i>	208
Tabla 57 <i>Fuerzas Cortantes máximo y mínimos</i>	208
Tabla 58 <i>Combinación de cargas para fuerzas cortantes</i>	209
Tabla 59 <i>Momento por preesfuerzo</i>	209
Tabla 60 <i>Índice de capacidad resistente</i>	209
Tabla 61 <i>Resumen de esfuerzos iniciales en la etapa de transferencia.....</i>	211
Tabla 62 <i>Resumen de esfuerzos iniciales en la etapa de servicio</i>	212
Tabla 63 <i>Resumen de esfuerzos finales en la etapa de transferencia</i>	213
Tabla 64 <i>Resumen de esfuerzos finales en la etapa de servicio I.....</i>	214
Tabla 65 <i>Resumen de esfuerzos finales en la etapa de servicio III.....</i>	214



INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Paso a desnivel en el óvalo Monitor Huáscar, Lima, Perú	9
Figura 2 Puente Chilina, Arequipa, Perú.....	9
Figura 3 Sección transversal, puente tipo losa y tipo losa aliviada	11
Figura 4 Construcción de puente tipo viga T continuo	11
Figura 5 Construcción de un puente viga cajón unicelular	12
Figura 6 Puente viga compuesta de sección variable	13
Figura 7 Izado de un puente con vigas AASHTO tipo IV	13
Figura 8 Sección típica viga cajón unicelular	15
Figura 9 Tipos de sección transversal viga cajón	15
Figura 10 Componentes de la sección transversal viga cajón unicelular	16
Figura 11 Modos de desplazamientos en una sección cajón	19
Figura 12 Preesforzado lineal de una serie de bloques de una viga.....	21
Figura 13 Banco de encofrado para pretensado de una viga de concreto preesforzado	22
Figura 14 Viga con conducto hueco embebido en el concreto para postensado	23
Figura 15 Disposición de los tendones de preesforzado externos	25
Figura 16 Curva de esfuerzo deformación típicas para diferentes resistencias de concreto	26
Figura 17 Diagrama de esfuerzos bajo cargas extremas.....	27
Figura 18 Curva típica de deformación del concreto.....	29
Figura 19 Diagrama de esfuerzo-deformación para aceros de preesfuerzo	32
Figura 20 Acero de preesfuerzo	33
Figura 21 Acortamiento elástico del concreto al aplicar una fuerza de preesforzado .	37
Figura 22 Esquema de pérdidas por corrimiento de anclaje y fricción	38
Figura 23 Características del camión de diseño	48
Figura 24 Características del tandem de diseño.....	49
Figura 25 Perfil de tendón parabólico típico para postensados	53



Figura 26 Perfil después del preesfuerzo	54
Figura 27 Reacción secundaria para eliminar el levantamiento	54
Figura 28 Diagrama de momentos secundarios debido a R	55
Figura 29 Carga equivalente para perfil constante	55
Figura 30 Carga equivalente para perfil en V	56
Figura 31 Carga equivalente para perfil parabólico	57
Figura 32 Ubicación del área de proyecto	71
Figura 33 Plano topográfico vista en planta	72
Figura 34 Configuración de distribución por capacidad vial	83
Figura 35 Perfil estratigráfico y registro de perforación del ensayo de SPT-01 ASTM D-1586	86
Figura 36 Perfil estratigráfico y registro de perforación del ensayo de SPT-02 ASTM D-1586	87
Figura 37 Perfil longitudinal del puente	98
Figura 38 Sección transversal del puente en el centro del vano	99
Figura 39 Sección transversal del puente en los apoyos (Pilares)	99
Figura 40 Propiedades de la sección por áreas	100
Figura 41 Modelo matemático de la estructura del puente	103
Figura 42 Diagrama de momento flector para la carga DC por peso propio	109
Figura 43 Diagrama de fuerza cortante para la carga DC por peso propio	109
Figura 44 Diagrama de momento flector para la carga DW por carga sobreimpuestas	109
Figura 45 Diagrama de fuerzas cortantes para carga DW por carga sobreimpuestas	110
Figura 46 Línea de influencia en la luz 1 para momento máximo positivo	111
Figura 47 Línea de influencia a 0.4 de la luz 1 para momento máximo positivo	112
Figura 48 Línea de influencia a 0.5 de la luz 2 para momento máximo positivo	113
Figura 49 Línea de influencia en el apoyo 2 para momento máximo negativo	114



Figura 50 Trayectoria parabólica del tendón en los vanos exteriores	116
Figura 51 Trayectoria del tendón en el vano interior o vano central.....	119
Figura 52 Trayectoria del tendón en toda la longitud del puente	120
Figura 53 Rotaciones y momentos unitarios en la viga.....	122
Figura 54 Diagrama de momento estático ME/P de la viga	129
Figura 55 Diagrama de momento hiperestático MH/P de la viga	129
Figura 56 Diagrama de momento por preesfuerzo MP/P de la viga.....	129
Figura 57 Diagrama de pérdidas de preesfuerzo en el centro de luz del puente	139
Figura 58 Esfuerzos en la sección a flexión.....	144
Figura 59 Sección crítica de corte en sección longitudinal.....	151
Figura 60 Geometría de tipos de columnas solidas simples	156
Figura 61 Geometría de tipos de columnas compuestas	156
Figura 62 Línea de influencia para la reacción en el apoyo 2	160
Figura 63 Sección transversal del pilar	161
Figura 64 Área de proyección para un ángulo de ataque de 60°	165
Figura 65 Diagrama de interacción Carga – Momento (P-M) para pilar de puente ...	172
Figura 66 Componentes del estribo cerrado.....	177
Figura 67 Presión del suelo sobre el muro	178
Figura 68 Aplicación de los factores de carga para capacidad portante	179
Figura 69 Aplicación de los factores de carga para excentricidad máxima y deslizamiento	179
Figura 70 Criterio de esfuerzos portantes para cimentaciones de muros sobre suelo	180
Figura 71 Criterio de esfuerzos portantes para cimentaciones de muros sobre roca	181
Figura 72 Aplicación de los factores de carga para evento extremo I	182
Figura 73 Predimensionamiento y dimensiones del estribo	183
Figura 74 Dimensión por áreas del estribo	185
Figura 75 Diagrama de fuerzas de Mononobe-Okabe	190



RESUMEN

El proyecto de investigación que se presenta a continuación desarrolla y brinda una alternativa de solución a los graves problemas de congestionamiento generados por la excedencia de vehículos que transitan en las intersecciones de la avenida Circunvalación Este y avenida Huancané de la ciudad de Juliaca, en la provincia de San Román, departamento de Puno. Con la finalidad de mejorar la capacidad de la intersección se plantea el diseño de un paso a desnivel utilizando secciones vigas cajón postensadas, tomando en cuenta tanto las normas nacionales contempladas en el manual de puentes 2018 normativa basada en las especificaciones americanas (Estados Unidos), como la aplicación del código de diseño AASHTO LRFD 2020 (9° edición). El proceso de investigación se enmarca en un diseño no experimental, donde detallada las características de las variables del diseño de un puente vehicular considerando, la resistencia de materiales, capacidad y respuesta a cargas vehiculares, así como el análisis de tensiones bajo diversos estados de carga para el caso del postensado. Los resultados concluyeron el desarrollo de un paso a desnivel de 335 metros de longitud total, incluyendo la implementación de un puente de 80 metros con dos tramos exteriores y un tramo central de 25 y 30 metros respectivamente, con un ancho de tablero de 8 metros, con dos carriles vehiculares de 3.6 metros y barreras laterales. Este estudio proporciona una validación práctica y técnica de las vigas cajón postensados en la construcción de pasos a desnivel, respondiendo la seguridad, durabilidad y las demandas de infraestructura vial moderna.

Palabras clave: *Paso a Desnivel, Análisis Estructural, Diseño Estructural, Sección Viga Cajón, Concreto Postensado.*



ABSTRACT

The research approach was focused on analyzing and designing an overpass structure using post-tensioned single-cell box girder sections, located at the intersections of Circunvalación Este Avenue and Huancané avenue, in the department of Puno, province of San Román and district of Juliaca. Taking into account both the national standards contemplated in the bridge manual 2018 regulations based on American specifications (United States), as well as the rigorous application of the AASHTO LRFD 2020 design code. The research process is framed in a descriptive design, where the characteristics of the design variables of a vehicular bridge are detailed, considering the strength of materials, capacity and response to vehicular loads, as well as the analysis of stresses under different load states for the case of post-tensioning. The results allowed the development of an overpass with a total length of 335 meters, including the implementation of an 80-meter bridge with two outer spans and a central span of 25 and 30 meters respectively, with a deck width of 8 meters, with two vehicular roadways of 3.6 meters each way and lateral barriers, offering an adequate geometric capacity for vehicular traffic and ensuring the comfort and safety of users. This study provides a practical and technical validation of post-tensioned box girders in the construction of overpasses, meeting the safety, durability and demands of modern road infrastructure.

Keywords: *Overpass, Structural Analysis, Structural Design, Box Beam Section, Post-tensioned Concrete.*



INTRODUCCIÓN

La tesis está estructurada en cinco capítulos principales: la problemática, el marco referencial y teórico, la metodología y procedimiento de diseño empleada y el análisis y discusión de resultados, donde se abordarán detalladamente los hallazgos de esta investigación.

El capítulo I, describe la identificación del problema, así como la justificación del estudio, la formulación de los objetivos y el planteamiento de la hipótesis.

El capítulo II, en este capítulo se presentan los antecedentes que fundamentan y se sostiene la investigación, así como la detallada revisión de la literatura relevante sobre el diseño de puentes en el contexto de puentes preesforzados, donde se emplean las normativas y especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD.

El capítulo III, en este capítulo se detalla la metodología de investigación utilizada para esta presente tesis, como el tipo, el nivel y el diseño de la investigación, así como la población y muestra. Se describe el procedimiento de recolección de datos mediante los estudios topográficos, diseño y trazo vial, estudio de geotecnia, tránsito e hidrológico.

El capítulo IV, en este capítulo se presenta el análisis de los resultados y su integración en el diseño del puente. Además, se realiza la validación y verificación de los resultados obtenidos, y se discuten los resultados con los objetivos planteados.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

A medida que las ciudades van en crecimiento a nivel mundial y las actividades económicas con ello, son más fluidas debido a este crecimiento. En la ciudad de Juliaca siendo un eje comercial de la macro región sur del país, es evidente el incremento de las actividades económicas que en base al INEI este crecimiento es de 2% a 4% del PBI anual, entonces el sector transporte también aumenta su demanda, desarrollando una limitación en las vías de acceso primordialmente las principales, congestionando las vías a falta de sistemas integrales de transporte urbano específicas, teniendo esta premisa se tiene la problemática de congestión vehicular en una zona crítica de la ciudad de Juliaca donde se desarrolla una alternativa para brindar solución como es la construcción de intercambios viales o pasos a desnivel.

En la construcción de puentes con elementos tradicionales en sus secciones como vigas en T o I de concreto armado o de secciones compuestas, las profundidades de estas son de consideración de gran peralte dependiendo del ancho y de la luz del puente, por lo tanto, el elemento requiere más concreto y acero, incrementando el peso de la estructura y el coste de construcción. Sin

embargo existen técnicas de construcción alternativas como los elementos preesforzados que optimizan el diseño, qué a comparación del concreto armado, donde es limitada su resistencia a tracción, ocasiona que las cargas vivas (vehículos) excesivas presenten agrietamientos y deflexiones por momentos de flexión en las vigas de la superestructura de puentes, que en muchos casos es irrecuperable, por lo contrario con elementos preesforzados se eliminan u controlan los agrietamientos y deflexiones debido a la presencia de esfuerzos de pre compresión en el concreto y los tendones que soportan grandes esfuerzos, como también por la presencia de materiales de alta resistencia.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

PG. ¿Cuál debe ser el diseño óptimo del paso a desnivel de la Avenida Circunvalación Este y Avenida Huancané de la ciudad de Juliaca?

1.2.2. Problemas específicos

PE1. ¿Cuáles son los estudios básicos (Estudio topográfico, estudio de trazo y diseño vial, los estudios de tránsito, geotécnicos e hidrológico)?

PE2. ¿Cuáles serán las ventajas del postensado en el diseño del tablero ante las solicitudes máximas?

PE3. ¿Cuáles serán las secciones finales del diseño estructural de la superestructura y la subestructura del Paso a Desnivel?

1.3. Justificación de la investigación

1.3.1. Justificación social

La investigación se realiza con el planteamiento de una alternativa de solución de un Paso a Desnivel, se realizara en una zona crítica de la ciudad;



donde la vía es de primera clase con un tránsito vehicular muy alto, donde su capacidad en horas pico de movimiento vehicular de todo tipo llega a un colapso donde "los usuarios experimentan un aumento de los tiempos de viaje y de los gastos de combustible" (Barker & Puckett, 2007), surgiendo en base a este problema se plantea la necesidad de un Paso a Desnivel que disminuirá el tráfico en el área o zona crítica, reduciendo y redistribuyendo el nivel de tráfico a cada carril por sentido. El propósito es, por lo tanto, plantear una estructura adicional a la existente para poder, reducir y absorber el problema de tráfico vehicular cuyo objetivo será disminuir el tiempo de recorrido, así como para aumentar los niveles de servicio, beneficios en lo que respecta a la seguridad y aspectos Costo-Beneficio del usuario.

1.3.2. Justificación técnica

Sin duda alguna la construcción de puentes con nuevos sistemas de construcción ha evolucionado significativamente como también la sección transversal de estos; los puentes con elementos preesforzados son uno de los tipos de sistemas de construcción de estructuras actualmente más desarrolladas y con mayor énfasis en los países primermundistas; en nuestro país no es ajeno a este sistema de construcciones de estructuras preesforzados, pero, con una aplicación muy limitada en base a sistemas postensados en comparación de los sistemas convencionales. Estos tipos de estructuras para puentes permiten conseguir grandes luces gracias a la incorporación de esfuerzos de pre compresión en el concreto y así optimizar las estructuras; reduciendo los costos de sobredimensiones. Para este proyecto de tesis se plantea el diseño del tablero con una sección tipo cajón unicelular, por que ofrecen mejor comportamiento a torsión y distribución de esfuerzos producto de las cargas o



solicitaciones, debido a que es un conjunto enlazado y monolítico entre losas superior e inferior y las almas; la sección cajón reduce la posibilidad de construcción de los cabezales de apoyos de vigas convencionales que son generalmente costosas y el diseño de sección cajón es más agradable desde punto de vista estético.

1.3.3. Justificación ambiental

En efecto desde el punto de vista ambiental, será positivo debido a que reducirá la contaminación producto de la congestión vehicular concentrada en la zona, tanto para los efectos de ruido y aire. así mismo en el impacto socioeconómico será positivo porque generará ingresos tanto directa como indirectamente a la población de la ciudad.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

OG. Desarrollar el diseño óptimo del paso a desnivel de la Avenida Circunvalación Este y Avenida Huancané en la ciudad de Juliaca.

1.4.2. Objetivos específicos

OE1. Realizar los estudios básicos (Estudio topográfico, estudio de trazo y diseño vial, los estudios de tránsito, geotécnicos e hidrológico).

OE2. Determinar las ventajas del postensado en el diseño del tablero ante las solicitudes máximas.

OE3. Determinar las secciones finales del diseño estructural de la superestructura y la subestructura del Paso a Desnivel.



CAPITULO II

MARCO REFERENCIAL Y TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

Damos a conocer diferentes trabajos de investigación que el presente trabajo se sostiene:

2.1.1. Antecedente local

Según Mamani Apaza & Chura Delgado, (2016) en su tesis titulada "Diseño de intercambio vial a desnivel en las intersecciones de la carretera panamericana sur y la avenida el estudiante de la ciudad de Puno", como objetivo buscan diseñar un intercambio vial a desnivel en la ciudad de Puno, en la intersección de los accesos Panamericana sur y C.P. Salcedo, y dar solución al congestionamiento, a su vez brindar seguridad y comodidad a los conductores, aplicando la normatividad existente para este tipo de proyectos concluyendo que para la construcción de pasos a desnivel será de acuerdo a las alternativas propuestas en el manual de diseño geométrico de carreteras DG 2014, constituido de un puente de 6 tramos simplemente apoyados con una longitud total de 120 m. con características geométricas adoptadas para una vía principal (carretera Puno – Desaguadero) calzadas divididas de 7.2m de ancho con un separador central de 1 m, bermas interiores de 0.5m y exteriores de 1.5 m. con un gálibo de 5.50, vehículo de diseño que utilizo de acuerdo a las normas es el



HL-93, así también concluye que la cimentación será profundas con 9 pilotes de 45 cm de diámetro con una longitud de 25 m.

Según Nina Huanca, (2017) en su tesis “optimización del tráfico vehicular en las principales intersecciones del jr. Mariano Núñez butrón del centro de la ciudad de Juliaca” como objetivo buscan evaluar y optimizar el tráfico vehicular por la metodología niveles de servicio del manual de capacidades de carreteras en sus siglas HCM 2010, concluyendo que la circulación de vehículos menores son en mayor volumen que otros tipos de vehículos que transitan en la ciudad de Juliaca y estos generan una congestión vehicular.

2.1.2. Antecedentes nacionales

De la tesis “Paso a desnivel en la intersección de las avenidas quiñones con los ángeles y tránsito vehicular - San Juan Bautista 2018”, (Eguizabal Sifuentes, 2018), como objetivo buscan la influencia de un paso a desnivel entre las intersecciones de las avenidas Quiñones con los Ángeles, Concluyendo que un paso a desnivel, sí mejora el tránsito vehicular entre dos intersecciones; eliminando los semáforos y reduciendo los tiempos de espera en dichas avenidas resultando igual a cero, también indican la Normatividad aplicable a las intersecciones viales es el diseño de carreteras, que establece los parámetros del IMD, también recomiendan que el tránsito vehicular en un paso a desnivel debe ser fluido sin detenciones moviéndose en los cuatro sentidos.

En la tesis “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”, (Mojo Quispe, 2018), desarrolla el diseño de un puente viga cajón curvo postensado simplemente apoyada, la sección del tablero del puente es del tipo viga cajón como un



elemento de concreto postensado vaciado directamente en la obra; el puente que presenta esta tesis tiene una longitud de 35 m, se encuentra ubicado en el Departamento de Moquegua, concluyendo que el puente propuesto se adapta al diseño geométrico de la carretera a fin de proveer mayor seguridad y comodidad al momento de transitar, además concluyen que la fuerza de preesfuerzo en la sección del puente debe garantizar el desarrollo de esfuerzos de compresión y minimizar los esfuerzos de tracción. La fuerza de frenado (BR) y la fuerza por sismo de la superestructura (EQsuper), no se consideran en el cálculo para el diseño de las subestructuras, debido a que al ser apoyo móvil se tiene libertad de desplazamiento del tablero. También indican que si el puente es curvo las fuerzas debido a torsión son de alto porcentaje y se deberá considerar para el diseño de los refuerzos transversales en las almas, y finalmente concluyen si los esfuerzos normales de la sección transversal están por debajo del límite de agrietamiento del concreto se deberá de tomar efectiva la sección del puente.

Según Mendo Tenazoa, (2017) en la tesis "Análisis Comparativo del análisis estructural y diseño estructural de la superestructura del puente Shunte de seccion compuesta con otro de concreto presforzado", como objetivo para poder determinar el material estructural mas adecuado para el puente Shunte de 35 metros de luz simplemente apoyado y 3.60 metros de ancho de carriles, empleandose solicitaciones del análisis estructural y la resistencia de materiales para cada tipo de material propuesto para luego compararlos, concluyendo que la resistencia a flexión de una superestructura de vigas de concreto preesforzado es mayor que para su contraparte de sección compuesta, también sostiene que las deformaciones por servicio de una superestructura de vigas de concreto presforzado fueron menores que para su contraparte de sección compuesta.



2.1.3. Antecedentes internacionales

De la tesis "Diseño del puente vehicular con vigas cajón de hormigón preesforzado, con normativa AASHTO LRFD 2017 y CSI BRIDGE, sobre la quebrada Guaraquí, provincia de Pichincha", (Cahuatijo Sojos & Gavilanez Rivera, 2019), concluye que para los cálculos estructurales de puentes se debe tomar en cuenta los estudios previos como topografía, hidrología, hidráulica, geología y geotecnia. También indica que las vigas de concreto preesforzado reducen el peralte o la altura en comparación de las vigas de concreto armado. Cahuatijo Sojos y Gavilanez Rivera afirman que para puentes de sección viga cajón presentan mayor resistencia a torsión debido a la inercia torsional, (Cahuatijo Sojos & Gavilanez Rivera, 2019).

Según Cerchiaro Castillo, (2019) en la tesis "Manual de diseño de una viga postensadas de 30 metros en sección I basado en la norma colombiana de diseño de puentes CCP-14", concluye que para determinar la fuerza de preesfuerzo necesaria de debe tener en cuenta las cargas muertas, sobrepuestas, cargas vivas y otros parámetros como la geometría de la viga. También afirma que para determinar el tensionamiento efectivo se debe considerar las pérdidas de preesfuerzo que son inmediatas o diferidas en el tiempo a partir de una fuerza de tensionamiento inicial.

Según Santos Pérez, Sánchez Suarez, Morcero Esquivel, Díaz Vasquez, & Moll Martinez, (2021), en el artículo científico "solución conceptual el intercambio semidireccional en varadero", concluyen las intersecciones a desnivel constituyen una alternativa ampliamente difundida con la finalidad de reducir los puntos de conflicto en nudos viales, siendo justificable en términos de funcionalidad, capacidad, seguridad y factibilidad.

2.2. Marco teórico

2.2.1. Intersecciones a desnivel

Según él (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018). Se trata de una estrategia de diseño basada en geometría que facilita la intersección de dos o más carreteras o vías férreas que se encuentran en diferentes niveles. El objetivo es permitir que los vehículos puedan realizar todas las maniobras de cambio de dirección de una vía a otra con la menor cantidad de puntos de conflicto posible.

Se construye un paso a desnivel con la finalidad de mejorar la capacidad o el nivel de servicio en intersecciones críticas que experimentan un alto flujo de tráfico y carecen de condiciones de seguridad vial adecuadas (Puentes, MTC, 2018).

Figura 1

Paso a desnivel en el óvalo Monitor Huáscar, Lima, Perú



Nota. Adaptado de *Paso a Desnivel en el Ovalo Monitor Huáscar Solución para la Congestión Vehicular* (p. 47), por Constructivo, 2022, Revista al servicio del desarrollo y promoción de la construcción, 24(155).

2.2.2. Clasificación de puentes de acuerdo a su sistema estructural

De acuerdo al proyecto se toma la clasificación en base a su sistema estructural ya que existen diferentes tipologías de puentes para su concepción.

Figura 2

Puente Chilina, Arequipa, Perú

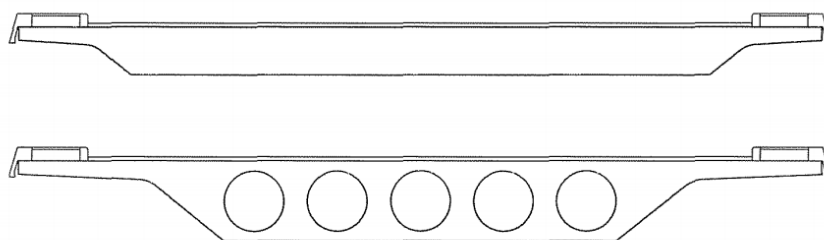


Nota. Adaptado de *Inauguración de Puente Chilina* [Fotografía], por Ugaz Escanoa, 2014, Hoy se inaugura Puente Chilina a las 11:00 horas | EDICION | CORREO (diariocorreio.pe).

2.2.2.1. Tipo losa. Los puentes de losa son la estructura más sencilla y menos costosa que puede construirse para vanos cortos y medias de hasta 12 m, algunos autores consideran hasta luces de 20 m. Estos puentes pueden construirse sobre encofrados apoyadas in situ o con elementos prefabricado.

Figura 3

Sección transversal, puente tipo losa y tipo losa aliviada



Nota. Tomada de Puentes Losa de Hormigón,(p. 176),(Manterola, (2005).

2.2.2.2. Tipo viga T. Este tipo de puente se integra de una losa de concreto armado transversalmente sobrepuesta monolíticamente encima de la viga longitudinal que esta trasmite a su vez todas las cargas provenientes de la losa hacia los apoyos, El encofrado puede ser complejo, especialmente para las estructuras inclinadas, debidas a los nervios de las vigas principales, los vanos para este tipo de puentes van desde los 9 m hasta los 28 m.

Figura 4

Construcción de puente tipo viga T continuo



Nota. Adaptada de Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado [Fotografía], por Yepes Piqueras, 2015, Construcción de puentes viga de hormigón pretensado – El blog de Víctor Yepes (upv.es).

2.2.2.3. Tipo vigas cajón. Compuesta por una sección transversal por una losa superior, almas, losa inferior y voladizos exteriores que sobresalen de la losa superior, pueden contener una o varias celdas que dependerán del ancho de la vía, las luces que comprenden van desde los 15 m hasta los 36 m de concreto armado con vanos mayores a los 36 m requerirán de concreto postensado.

Figura 5

Construcción de un puente viga cajón unicelular



Nota. Adaptado de *Puente de Concreto Prefabricado* [Fotografía], por (Gharpedia, 2023), What is a Precast Concrete? (gharpedia.com).

2.2.2.4. Tipo sección compuesta. Se integra por vigas metálicas que consisten en dos bridas metálicas soldadas a un alma para formar una sección en I asimétrica. Estos puentes son adecuados para vanos de 25 a 50 metros y se han utilizado para vanos de más de 100 metros. Las vigas deben estar arriostradas entre sí para proporcionar estabilidad contra el vuelco y el pandeo del ala, para resistir las fuerzas transversales y para distribuir las cargas verticales concentradas, se unen mediante conectores de corte a las losas de concreto armado.

Figura 6

Puente viga compuesta de sección variable



Nota. Adaptada de *Puente de Deutz de Estructura Metálica* [Fotografía], por (Estructurae, 2016), Puente de Deutz (Colonia, 1948) | Structurae.

2.2.2.5. Tipo I de concreto prefabricado. Los puentes de vigas en I prefabricadas de hormigón pretensado pueden utilizarse para vanos de 10 a 50 m y son competitivos con puentes compuestos de vigas de acero. Tienen muchas de las mismas características que los puentes de vigas cajón prefabricadas de hormigón.

Figura 7

Izado de un puente con vigas AASHTO tipo IV



Nota. Adaptada de *Componentes del Puente* [Fotografía], por (CPS Precast, 2023), Bridge Components (cpsprecast.com).

Para la selección de un tipo de puente según la clasificación mencionada se considera varios factores, las cuales van en función, a la “economía, la seguridad, la experiencia en la construcción, el control del tráfico, las condiciones del suelo, la sismicidad y la estética “(Barker & Puckett, 2007, p. 96).

2.2.3. Puentes de vigas cajón postensadas

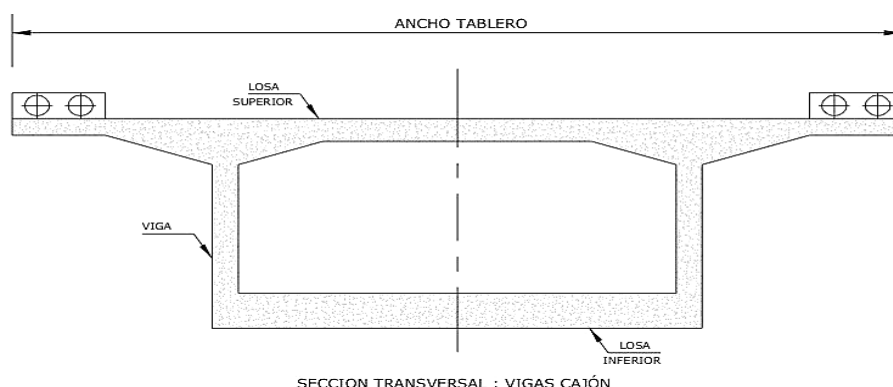
2.2.3.1. Generalidades. En la actualidad, la construcción de puentes con vigas cajón postensadas se utiliza en gran parte del mundo, su desarrollo se ha convertido en una construcción popular en los sistemas de carreteras recientes. La mayor parte de este tipo de construcción sigue teniendo lugar en países más desarrollados debido a su tecnología durante el proceso constructivo.

A diferencia de otro tipo de secciones de puentes, “los puentes de vigas cajón postensadas presentan una serie de atributos como seguridad, apariencia, mantenimiento y economía” (Barker & Puckett, 2007, p. 105). Debido a la adición del postensado transversal y longitudinal se reduce el control de agrietamiento, se minimizan las deflexiones por carga muerta, se reduce el número de pilas y su construcción sea más económica, utilizando estos puentes para luces de hasta 180 m. (Barker & Puckett, 2007).

“La forma de su sección dispone de una alta resistencia a la torsión siendo deseable para alineaciones curvas y en combinación con vigas cajón de concreto armado se puede mantener la profundidad constante de la estructura” (Barker & Puckett, 2007, p. 105).

Figura 8

Sección típica viga cajón unicelular

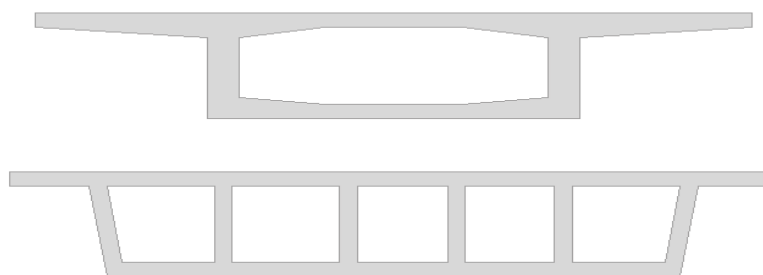


Nota. Adaptada de *Puentes Tipo Viga* (p.61), por Puentes, MTC, (2018).

2.2.3.2. Geometría. Las disposiciones de las secciones transversales de vigas cajón se compone de varios tipos de geometrías y formas, pero la sección transversal se puede dividir generalmente en una sola célula o unicelular, multicelular o extendida. Son eficientes tanto para los diseños longitudinales como transversales, y producen una solución económica para la mayoría de las estructuras de medio y largo alcance. “La estructura de cajón se adapta bien a los tableros curvos y es capaz de hacer frente a la compleja geometría de las carreteras. La evolución se orientó del cajón multicelular hacia el unicelular aun para puentes anchos” (Barker & Puckett, 2007, p. 27).

Figura 9

Tipos de sección transversal viga cajón



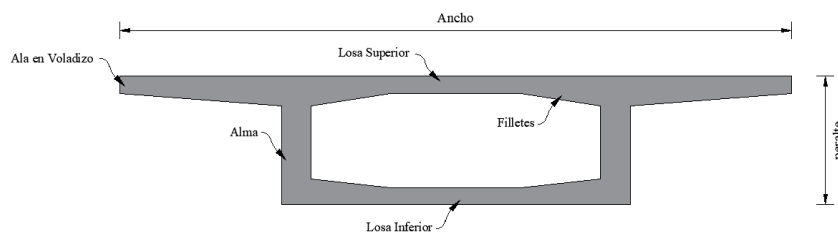
Nota. La figura superior sección transversal del tipo cajón unicelular, en la figura inferior sección transversal multicelular.

2.2.3.3. Componentes de la sección transversal. Los componentes básicos de la sección transversal son:

- **Losa superior:** es la estructura superior del tablero compuesta de una losa que forma parte de un marco, que estas a su vez reciben las cargas directas del tránsito, las transmiten y están unidas por las almas.
- **Voladizos (alas en voladizo):** la parte que sobresale de la losa superior del tablero, según a la disposición del puente estos pueden llevar veredas o sardineles peatonales, parapetos, barreras de concreto, baranda y actúan como almacenamiento para los tendones de preesfuerzo longitudinal como transversal, además de alojar el drenaje del tablero.
- **Almas:** es la estructura principal del tablero pueden ser verticales o inclinados, exteriores o interiores, su función es llevar la fuerza de cizallamiento en el tablero, también albergan los cables de pretensado longitudinal.
- **Losa inferior:** es la parte inferior del tablero unidas por las almas y que brindan riostre entre estas, aumentan la eficiencia de la sección transversal reduciendo los esfuerzos de flexión y la fuerza de preesfuerzo.

Figura 10

Componentes de la sección transversal viga cajón unicelular



Nota. De los componentes mostrados en la figura el peralte es la altura del tablero.



2.2.3.4. Ventajas de la sección cajón. De acuerdo al (PTI, 2006) se identifican las siguientes ventajas.

- **Comportamiento estructural.** Los cajones unicelulares son fuertes y rígidos a flexión, cortante y torsión debido a sus losas superior e inferior anchas que proporcionan una capacidad significativa para momentos positivos y negativos. Dado que los cajones permiten establecer un flujo de cortante cerrado, proporcionan un comportamiento en torsión mucho mejor que las secciones en T, que deben resistir la torsión principalmente mediante alabeo.
- **Facilidad de construcción.** este tipo de secciones son generalmente más fáciles de construir que las secciones de celdas múltiples o multicelular, ya que sólo hay dos almas que reforzar, encofrar y postensar.
- **Facilidad de análisis.** La respuesta estructural longitudinal de las vigas cajón unicelulares puede calcularse normalmente a partir de un modelo consistente en una sola viga, con momento de inercia, área y constante de torsión iguales a las propiedades respectivas de la viga cajón. Las fuerzas seccionales (M, V y T) obtenidas a partir del modelo de viga pueden utilizarse para calcular las fuerzas en los componentes individuales de la sección transversal.
- **Durabilidad.** Los cajones unicelulares tienen una superficie expuesta menor que las secciones en T múltiples y vigas en I prefabricadas. Dado que los cajones unicelulares sólo tienen dos almas, los vanos transversales de la losa del tablero son relativamente largos y suelen estar postensados transversalmente.
- **Componentes de subestructura compactos.** Debido a que las dos almas están situadas en el centro en lugar cerca a los bordes de la losa del tablero, las vigas cajón unicelulares pueden apoyarse sobre pilares de un solo cuerpo

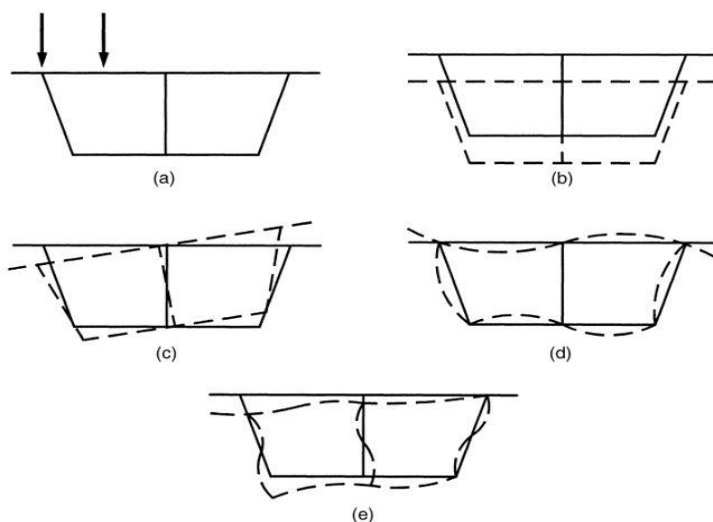
relativamente estrechos, eliminando la necesidad de pilares tipo "martillo" lo que permite una cimentación más compacta. (p. 208)

2.2.3.5. Vigas cajón como viga principal del puente. El comportamiento de los sistemas de cajón de una célula o multicelular son similares al de una viga y se “diseñan para combinaciones críticas de momento flector, cortante y torsiones, creadas debido a los efectos globales y al efecto local del vehículo aplicado directamente al tablero” (Barker & Puckett, 2007, p. 374).

La razón principal para usar estas secciones como viga principal de la estructura se debe a la respuesta suficientemente rígido ante los distintos modos de desplazamientos de la sección transversal que se descomponen en 4 modos según (Barker & Puckett, 2007) “flexión global, torsión global, flexión local y distorsión local”; donde la flexión global se debe a que la viga se comporta como una sola, que no existe torsión ni distorsión y la forma de la sección permanece inalterada, la torsión global aparece cuando se aplica una carga excéntrica al tablero y rota en su eje pero no altera la sección de forma global, en la flexión local las cargas crean flexión en cada elemento como la losa superior, almas y losa inferior al ser unidos monolíticamente y la intersección entre los elementos no se trasladan pero si existe rotación finalmente en la distorsión local la losa superior e inferior y las almas se flexionan debido a la traslación y rotación de las juntas o nodos entre estos elementos de las sección.

Figura 11

Modos de desplazamientos en una sección cajón



Nota. de la figura a) se ve una carga excéntrica, b) se muestra deformación por flexión global, c) deformación por torsión global. d) deformación por flexión local, e) deformación por distorsión local. adaptada de *Comportamiento Estructural de Vigas Cajón* (p.375), Barker & Puckett, (2007).

2.2.3.6. Respuesta estructural de la sección viga cajón. Dado que cada componente de la sección viga cajón contribuyen a la resistencia y rigidez de la sección transversal global, que es el elemento principal de soporte de carga en la dirección principal, para el análisis de fuerzas internas en sentido longitudinal se realiza modelando una sola viga. Solo las cargas vivas vehiculares producirán torsión de acuerdo a la ubicación. Sin embargo, en la dirección transversal una carga dada se resuelve en una componente simétrica o antisimétrica, como se muestra en la Figura 11 (a), si la carga se ubica sobre el volado producirá momentos y cortantes máximas sobre el volado en la dirección transversal y torsión en dirección longitudinal y si la carga se ubica en el centro, producirá momentos y cortantes máximos en la losa superior y distorsión como la mostrada en la figura 11 (c) y (d).



2.2.4. Concreto preesforzado

2.2.4.1. Definición del preesforzado. Como propósito fundamental del preesforzado es inducir en las estructuras de concreto, esfuerzos de pre compresión para contrarrestar las deformaciones y los esfuerzos producidos sobre el concreto por las cargas externas. "Este proceso se lleva a cabo aplicando una fuerza externa de compresión sobre el concreto antes de que esta sea sometido a las cargas de servicio que determinaran el uso de la estructura", (Bahena, 2009, p. 13).

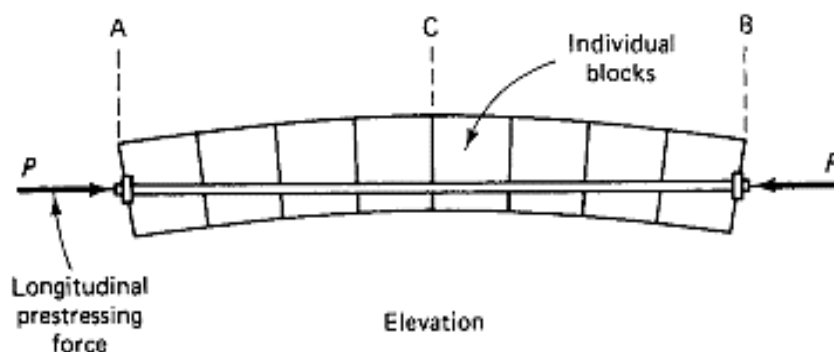
2.2.4.2. Principios de preesforzado. La principal estructura del puente es el tablero que soporta directamente las cargas de servicio y construido con diferentes materiales, siendo el concreto como material inherente del preesforzado. El concreto es fuerte a la compresión, pero débil a la tensión, su resistencia a la tracción varía entre el 8 y el 14 por ciento de su resistencia a la compresión. Debido a esta baja capacidad de tracción, las fisuras de flexión se desarrollan en las primeras etapas de la carga. Para reducir o evitar que se desarrollen estas fisuras, se impone una fuerza concéntrica o excéntrica en la dirección longitudinal del elemento estructural (Nawy, 2009). De ahí el principio del preesforzado que se haya desarrollado para eliminar o reducir considerablemente los esfuerzos de tracción en las estructuras de concreto reforzándolo para que experimenten una pre compresión antes de la carga de servicio. también (Nawy, 2009), indica "que la fuerza longitudinal impuesta sobre el elemento estructural de concreto se denomina fuerza de preesfuerzo, una fuerza de compresión que esfuerza las secciones a lo largo del tramo del elemento estructural antes de la aplicación de las cargas transversales muertas y vivas".

Por otro lado (Y. Lin, 1984), afirma:

El preesforzado transforma al concreto en un material elástico, como el concreto es un material frágil, débil a la tensión y resistente a la compresión, al aplicarse la pre compresión mediante (acero de alta resistencia) al concreto de manera que soporte esfuerzos de tensión. Al no haber esfuerzos de tensión se anulan las fisuras y por lo tanto el concreto se convierte de un material frágil a un material elástico. (p. 22)

Figura 12

Preesforzado lineal de una serie de bloques de una viga



Nota. Donde P es la fuerza de preesfuerzo aplicado a través de un cable a los bloques individuales unidos, Adaptada de *Principio de Preesfuerzo* (p. 2), E. Nawy, (2009).

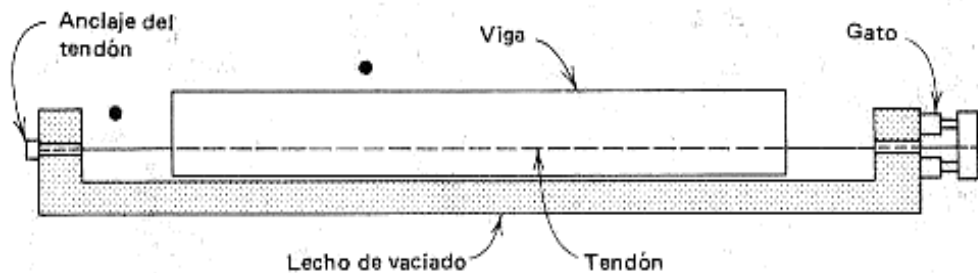
2.2.4.3. Clasificación y tipos de preesforzado. Se identifican las siguientes clasificaciones y tipos para miembros de concreto preesforzado desde el punto de vista constructivo.

2.2.4.3.1. Pretensado. El acero de preesfuerzo se pretensa contra anclajes independientes antes de colocar el concreto a su alrededor. Dichos anclajes se apoyan en mamparos o encofrados grandes y estables para soportar las fuerzas concentradas extremadamente altas aplicadas a los tendones individuales. El

término "pretensado" significa el antes del tesado del acero de preesfuerzo. En consecuencia, una viga pretensada es una viga preesforzada en la que el tendón de preesfuerzo se tensa antes de vaciar la sección.

Figura 13

Banco de encofrado para pretensado de una viga de concreto preesforzado



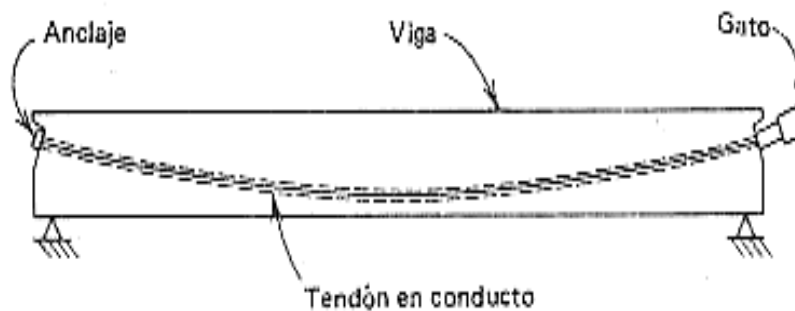
Nota. Tomada de *Métodos de Pretensado* (p. 31), Arthur, (2001).

2.2.4.3.2. Postensado. En el postensado, es esencial evitar que el concreto entre en contacto con los tendones. Los tendones se ubican dentro de ductos o vainas para evitar que se adhieran al concreto mientras esta fragua. Una vez el concreto ha alcanzado una suficiente resistencia, los tendones se tensan directamente contra él y se aseguran mecánicamente mediante anclajes en ambos extremos (anclajes activos o fijos). Después de este proceso, la compresión generada en el elemento de concreto se mantiene gracias a estos anclajes.

Esta desvinculación del tensado de los tendones después del vaciado, además de las ventajas intrínsecas del preesforzado son el principal responsable de las ventajas del postensado permitiendo diseñar y construir estructuras in situ de manera eficaz y con el menor tiempo posible (PTI, 2006, p. 196).

Figura 14

Viga con conducto hueco embebido en el concreto para postensado



Nota. Tomado de *Métodos de Pretensado* (p. 31), Arthur, (2001).

2.2.4.3.3. Preesfuerzo parcial y preesforzado total. La diferencia entre en preesforzado parcial y total, implica la eliminación total de esfuerzos o no se permite tensión en el concreto, haciendo que el elemento estructural trabaje solo el acero de preesfuerzo y esté completamente a compresión. Lo que implica que la sección teóricamente no desarrolla fisuras durante la aplicación de cargas muertas y cargas de servicio. Pero de acuerdo a varios autores indican que en la práctica un aumento de carga excepcional o inesperada ya sea carga muerta o por servicio, desarrollan cierta tensión aun después de estar completamente comprimida. Por lo tanto, para el diseño moderno de estructuras preesforzados en combinación de aceros no preesforzados o aceros ordinarios, se admite tensiones, que en base a cada código o norma establece límites de esfuerzos admisibles para controlarlas.

2.2.4.3.4. Preesforzado adherido y no adherido. La naturaleza del preesforzado adherido viene en base a sistemas de pretensado donde la transferencia de esfuerzos de compresión se da por adherencia entre dos materiales. En cambio, en sistemas de postensados por su misma naturaleza no se transfiere esfuerzos por adherencia si no mediante mecanismos de anclaje,



por lo tanto, en ausencia de la adherencia entre el acero y el concreto existe fricción dentro de los conductos haciendo que las deformaciones del concreto sean mayores. Para evitar estas deformaciones generalmente se realiza el grouteado compuesto por una lechada de cemento o un mortero de arena-cemento, después del tensado para una unión entre el tendón y el concreto circundante, "Cuando existe dicha unión, un cambio en la deformación del concreto adyacente al tendón produce el mismo cambio de deformación en el acero de preesforzado. Esta condición se conoce como (compatibilidad de deformaciones). Esta compatibilidad de deformaciones entre materiales significa que un tendón adherido desarrollará más fuerza con cargas de diseño". (PTI, 2006,p. 64)

2.2.4.3.5. Preesforzado interno y externo. Los cálculos de estructuras de concreto preesforzado generalmente se realiza con la disposición de tendones internos que estos transfieren las fuerzas por adherencia o por anclajes en sus extremos, en cambio el preesforzado externo se refiere al preesforzado en el que la fuerza se aplica externamente y la disposición de sus tendones se realiza mediante anclajes externos. Esto puede lograrse de dos maneras: mediante el uso de gatos, principalmente en aplicaciones de construcción temporal, o para la construcción permanente. Este preesforzado externo se aplica a construcciones nuevas como puentes, para refuerzo, reparación y rehabilitación de estructuras existentes que sufrieron algún daño durante su vida útil de servicio.

Figura 15

Disposición de los tendones de preesforzado externos

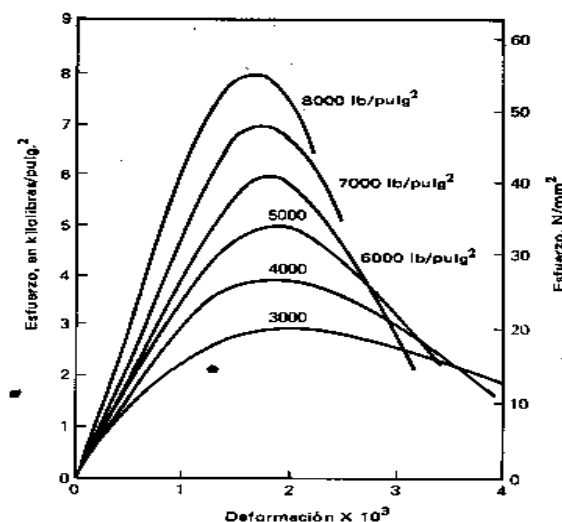


Nota. Se muestra en la figura tendones de preesforzado externo dentro de un tablero de puente, tomada de *Tendones Externos de Preesfuerzo* (p. 23), E. Naaman, (2004).

2.2.4.4. Comparación entre el concreto preesforzado y el concreto reforzado. La diferencia clave entre el concreto reforzado y el preesforzado radica en los materiales de alta resistencia utilizados en el concreto preesforzado. En contraste, en el concreto reforzado, emplear materiales de alta resistencia sería más costoso debido a la necesidad de utilizar más acero. En el concreto preesforzado, al pre comprimir el acero y anclarlo al concreto, se logra eliminar deformaciones y esfuerzos significativos, lo que resulta en una sección completa de concreto que trabaja principalmente a compresión. En cambio, en el concreto reforzado, solo se aprovecha la zona a compresión por encima del eje neutro de la sección (Y. Lin, 1984). Por otro lado (E. Naaman, 2004) afirma "una viga de concreto armado se fisura bajo una carga muerta, mientras que una viga de concreto totalmente preesforzada permanece sin fisura incluso bajo una carga de servicio completa (carga muerta más carga viva), y una viga parcialmente preesforzada muestra un comportamiento intermedio". (p. 118)

Figura 16

Curva de esfuerzo deformación típicas para diferentes resistencias de concreto



Nota. Se muestra en la figura el comportamiento de diferentes resistencias a la compresión del concreto desde la calidad media hasta la más alta resistencia, tomada de *Curvas de Esfuerzo Deformación Típicas de Concretos sujetos a Compresión Uniaxial* (p. 65), Arthur, (2001).

2.2.4.5. Etapas de carga. Las estructuras de concreto preesforzado están sometidas a diferentes etapas o estados de carga, las cuales se identifican dos etapas: la etapa inicial o de transferencia y la etapa final o de servicio, sin embargo, también existen otras etapas intermedias que resultan ser críticas en el diseño como la manipulación, transporte y montajes de estructuras prefabricadas típicas de elementos pretensados.

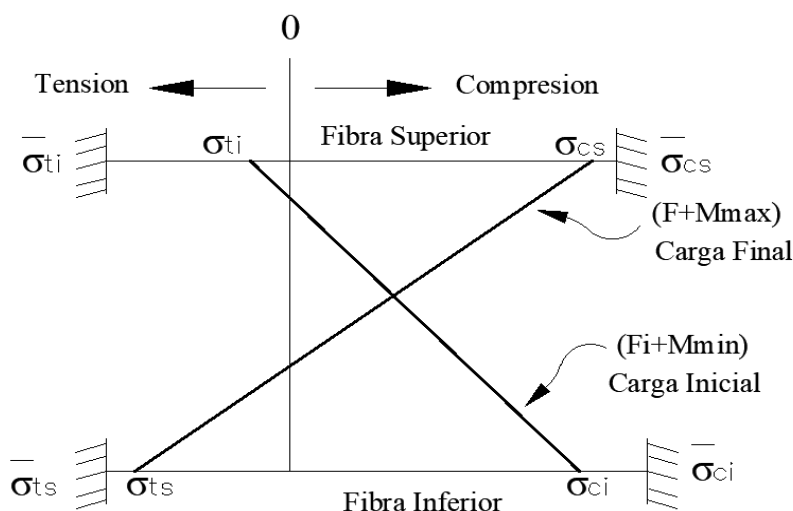
2.2.4.5.1. Etapa de transferencia (inicial). En esta etapa inicial se refiere a la fase en la que se transfiere fuerza de preesforzado al concreto donde solo actúan el peso propio de la estructura. En esta etapa el concreto está en su mínima resistencia generalmente de 80 % de su resistencia a la compresión, y las tensiones pueden ser críticas, sin embargo, la fuerza preesfuerzo es máxima

porque no se han producido las pérdidas de preesfuerzo. Para estructuras de postensado generalmente no se tensan todos los tendones al mismo tiempo, sino que se realiza gradualmente de un 20% los primeros 3 días después de vaciado en concreto, 40 % y 50% los siguientes 7 días y posteriormente al 100% a los 28 días y hasta que el concreto adquiriera su resistencia total. En esta etapa también actúan las pérdidas de preesfuerzo inmediatas.

2.2.4.5.2. Etapa de servicio (final). En esta etapa de carga final se refiere donde actúan todas las cargas en la estructura como las cargas por peso propio, cargas superpuestas, cargas vivas vehiculares y otros como cargas de viento, etc. En esta etapa la fuerza de preesfuerzo está en su mínimo valor debido a las pérdidas de preesfuerzo.

Figura 17

Diagrama de esfuerzos bajo cargas extremas



Nota. Se muestra un diagrama de esfuerzos típicos con estados de carga inicial y final, tomada de *Estados de Carga* (p. 151), E. Naaman, (2004).

2.2.5. Materiales

En el diseño de estructuras de concreto preesforzado es necesario conocer las características de las propiedades de los materiales, que son de gran

importancia para el diseño, debido a su influencia durante su concepción y posterior construcción, se utilizan materiales de alta resistencia porque estos soportarán grandes esfuerzos.

2.2.5.1. Concreto. El concreto, especialmente el de alta resistencia, es uno de los principales componentes de todos los elementos de concreto preesforzado, la característica principal de concreto es la resistencia a la compresión, la razón de usar concretos de alta resistencia se debe a los altos esfuerzos de transferencia del cable o tendón de acero a la sección de concreto. "Para el concreto preesforzado se suele utilizar una resistencia a la compresión (f'_c) a los 28 días, no inferior a 280 kg/cm^2 (Chen & Duan, 2014, p. 53). Dentro de las propiedades mecánicas del concreto pueden clasificarse en dos categorías (Nawy, 2009):

"propiedades a corto plazo o instantáneas y propiedades a largo plazo. Las propiedades a corto plazo son la resistencia a la compresión, a la tracción y al corte, y la rigidez, medida por el módulo de elasticidad. Las propiedades a largo plazo pueden clasificarse en términos de fluencia o flujo plástico (Creep) y contracción (Shrinkage)". (p 64)

El módulo de elasticidad del concreto, E_c , con densidades entre $1\,440 \text{ kg/m}^3$ a $2\,500 \text{ kg/m}^3$ se calculará con la ecuación que se presenta en él (AASHTO LRFD, 2020), que será la siguiente:

$$E_c = 120000 K_1 w_c^2 f'_c{}^{0.33}$$

Donde:

K_1 : El factor de corrección para la fuente del agregado se tomará como 1.0.

w_c : Peso específico del concreto (kcf , kg/m^3).

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto (ksi, kg/cm²).

Para el módulo de Poisson, μ , que de acuerdo al (AASHTO LRFD, 2020) se tomara de 0.2 para resistencias a la compresión de concretos ligeros de hasta 10 ksi y para concretos de densidades normales con resistencias a la compresión de hasta 15 ksi. El módulo de ruptura, f_r , para concreto de pesos normales se tomará la siguiente ecuación según (AASHTO LRFD, 2020).

$$f_r = 0.24\sqrt{f'_c}$$

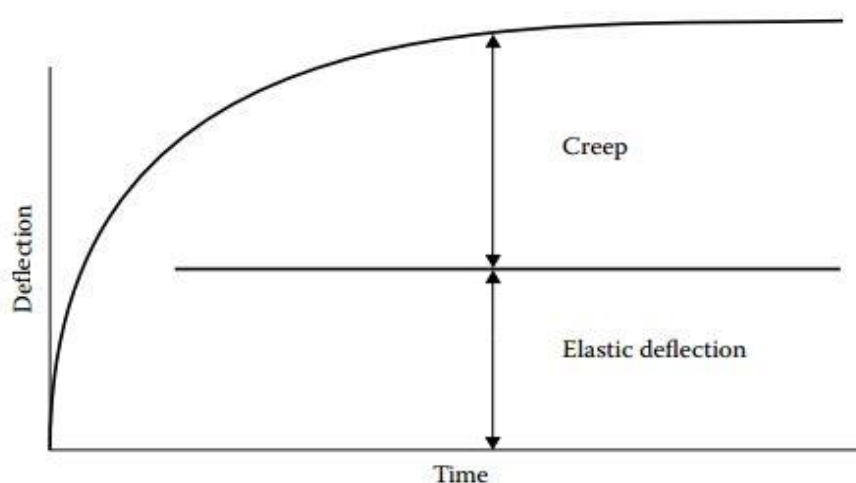
Donde:

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto (ksi, kg/cm²).

2.2.5.1.1. Flujo plástico (creep). La fluencia (Creep) del concreto es el aumento de la deformación a través del tiempo debido a una carga sostenida. La deformación inicial debida a la carga es la deformación elástica, mientras que la deformación adicional debida a la misma carga sostenida es la deformación por fluencia. Según (Chen & Duan, 2014), "la deformación total de fluencia suele oscilar entre 0,5 y 4 veces la deformación (instantánea)".

Figura 18

Curva típica de deformación del concreto



Nota. Adaptada de *Deformación del Concreto por Flujo Plástico* (p.274), Chen & Duan, (2014).

2.2.5.1.2. Contracción (*shrinkage*). El concreto contiene más agua de la estrictamente necesaria para la reacción química de hidratación del cemento. El exceso de agua se denomina agua libre. Su pérdida por evaporación provoca un acortamiento gradual con el tiempo, lo que se conoce como contracción. A medida que el elemento se acorta, el acero de preesforzado pierde parte de su preesfuerzo. Esto se denomina pérdida por contracción. Según (Nawy, 2009), hay dos tipos de contracción:

“La contracción plástica y la contracción por secado. La contracción plástica se produce durante las primeras horas después de colocar el concreto fresco en los encofrados, donde la humedad se evapora rápidamente debido a las superficies expuestas, en cambio en la contracción por secado se produce cuando el hormigón ya ha alcanzado su fraguado final y se ha completado buena parte del proceso de hidratación química del cemento”. (p.48)

2.2.5.2. Acero de refuerzo. El acero de refuerzo ordinario o refuerzo no preesforzado se utiliza habitualmente en estructuras de concreto preesforzado como “complemento de refuerzo a cortante y en regiones de tensiones y deformaciones locales elevadas” (E. Naaman, 2004). El módulo de elasticidad, E_s , se tomará como 29 000 ksi (2 040 000 kg/cm²) tal como indica el (AASHTO LRFD, 2020), y con una fluencia del acero, f_y , de 4200 kg/cm².

Tabla 1*Designación de barras y diámetros de acero de refuerzo*

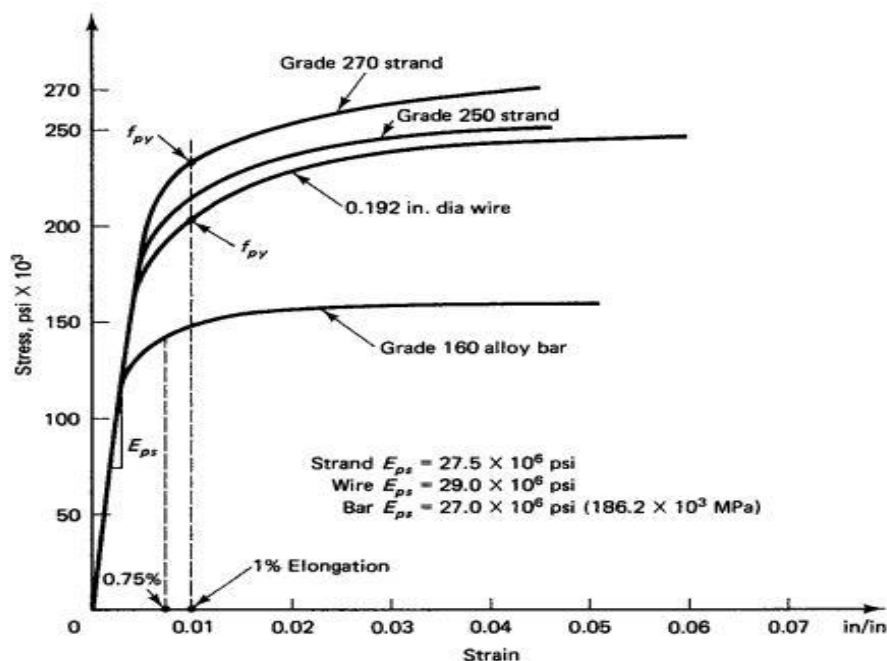
Designación de Barra	Diámetro, mm (plg)	Sección, (mm ²)	Perímetro, (mm ²)	Peso nominal, (kg/m)
3	9.5 [3/8]	71	29.9	0.560
4	12.7 [1/2]	129	39.9	0.994
5	15.9 [5/8]	199	49.9	1.552
6	19.1 [3/4]	284	59.8	2.235
7	22.2 [7/8]	387	69.8	3.042
8	25.4 [1]	510	79.8	3.973
9	28.7 [1 1/8]	645	90.0	5.060
10	32.3 [1 1/4]	819	101.3	6.404
11	35.8 [1 3/8]	1 006	112.5	7.907
14	43.0 [1 3/4]	1452	135.1	11.38
18	57.3 [2 1/4]	2581	180.1	20.24

Nota. Adaptada de (ASTM, 2014), Tabla 1, Números de designación de barras deformadas, pesos nominales, designación ASTM A 615/A 615 M.

2.2.5.3. Acero de preesfuerzo. Para poder preesforzar un elemento de concreto se utilizará acero de alta resistencia, según (Nawy, 2009, p. 54), señala, "Debido a las pérdidas por fluencia y contracción en el concreto, estos aceros de alta resistencia son capaces de contrarrestar estas pérdidas en el concreto circundante y tienen niveles adecuados de tensión para sostener la fuerza de preesfuerzo". Así mismo según (E. Naaman, 2004), indica que las pérdidas de preesfuerzo en el acero, excluyendo la fricción, suelen ser alrededor de 60 ksi (414 Mpa). Esta cifra es aproximadamente igual al límite elástico de las barras de refuerzo ordinario. Es evidente que se requieren resistencias mínimas a la tracción superiores a este valor para lograr un preesfuerzo eficiente. Utilizando aceros de muy alta resistencia se puede conseguir un preesforzado con una fluencia del acero de preesfuerzo del orden mayores o iguales 1 862 MPa.

Figura 19

Diagrama de esfuerzo-deformación para aceros de preesfuerzo



Nota. Tomada de *Diagrama Típica de Esfuerzo-Deformación para Aceros de Preesfuerzo* (p.56), E. Nawy, (2009).

Para el módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, E_p , se considera de acuerdo al (AASHTO LRFD, 2020), como 28 000 ksi para torones y 30 000 ksi para barras de preesfuerzo de alta resistencia.

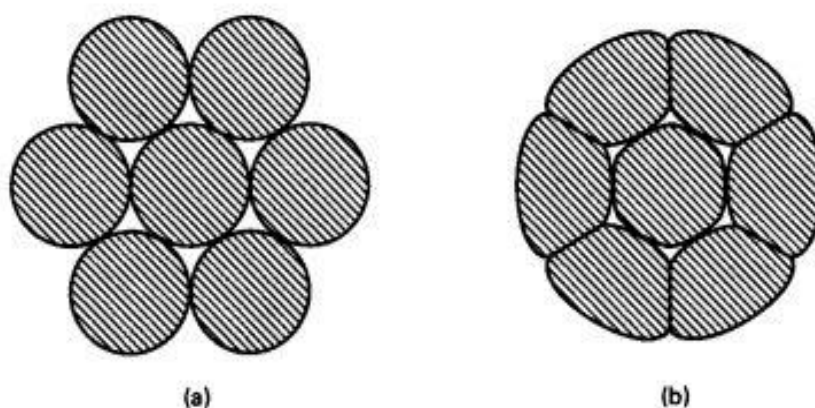
2.2.5.3.1. Tipos de acero de preesfuerzo. El acero de preesfuerzo puede adoptar la forma de alambres individuales, cables compuestos por varios alambres trenzados para formar un solo elemento o llamado torones y barras de alta resistencia. Los tipos más utilizados son:

- **Torones de 7 alambres redondos y cables liberados de tensiones y de baja relajación.** Los alambres redondos son alambres simples estirados en frío que se adaptan a la norma ASTM A 421 y los cables liberados de tensiones se adaptan a la norma ASTM A 416. Los cables se fabrican a partir de siete alambres llamado torones, colocados retorciendo helicoidalmente seis de ellos

en un paso de 12 a 16 alambres de diámetro alrededor de un alambre de control recto ligeramente más grande. Las propiedades geométricas de los alambres y de los cables, según la norma ASTM A 416, se indican en la tabla 3 y según (AASHTO LRFD, 2020) las propiedades para aceros y barras de preesfuerzo se muestran en la tabla 3.

Figura 20

Acero de preesfuerzo



Nota. En la figura se observa a) Torón de 7 alambres, b) Torón de 7 alambres Compacto, adaptada de Configuración de Torón de 7 alambres (p. 55), E. Nawy, (2009).

Tabla 2

Propiedades de los torones de siete alambres sin revestimiento (ASTM A416)

Designación de Torón N°	Diámetro de Torón, mm (in)	Resistencia Mínima del Torón, kN (lbf)	Área de Acero del Torón, mm ² (in ²)	Peso del Torón kg/1000 m [lb/1000 ft]
Grado 1725 (250)				
6	6.4 [0.250]	40.0 [9 000]	23.2 [0.036]	182 [122]
8	7.9 [0.313]	64.5 [14 500]	37.4 [0.058]	294 [197]

9	9.5 [0.375]	89.0 [20 000]	51.6 [0.080]	405 [272]
11	11.1 [0.438]	120.1 [27 000]	69.7 [0.108]	548 [367]
13	12.7 [0.500]	160.1 [36 000]	92.9 [0.144]	730 [490]
15	15.2 [0.600]	240.2 [54 000]	139.4 [0.216]	1094 [737]
Grado 1860 (270)				
9	9.53 [0.375]	102.3 [23 000]	54.8 [0.085]	432 [290]
11	11.11 [0.438]	137.9 [31 000]	74.2 [0.115]	582 [390]
13	12.70 [0.500]	183.7 [41 300]	98.7 [0.153]	775 [520]
13 ^a	13.20 [0.520]	200.2 [45 000]	107.7 [0.167]	844 [568]
14	14.29 [0.563]	230.0 [51 700]	123.9 [0.192]	970 [651]
15	15.24 [0.600]	260.7 [58 600]	140.0 [0.217]	1102 [740]
16	17.78 [0.700]	353.2 [79 400]	189.7 [0.294]	1487 [1000]

Nota. Adaptada de (ASTM, 2014), Tabla 1, requisitos de la resistencia a la rotura, para aceros de preesfuerzo, designación ASTM A 416/A 416 M.

▪ **Barras de preesforzado de alta resistencia.** Las barras de acero de aleación de alta resistencia a la tracción para el preesforzado son lisas o corrugadas, y están disponibles en diámetros nominales de $\frac{3}{4}$ pulg. (19 mm) a 1 $\frac{3}{8}$ pulg. (35 mm) que serán de acuerdo a la norma ASTM A 722. La resistencia a la tracción de las barras de preesforzado tiene que ser de un mínimo de 150.000 psi (1.034 MPa), con un límite elástico mínimo del 85% de la resistencia última para las barras lisas y del 80% para las barras corrugadas.

Tabla 3*Propiedades de aceros para cables y barras de preesfuerzo*

Material	Grado o Tipo	Diámetro, (in)	Resistencia a la tensión f_{pu} (MPa)	Tensión Fluencia (MPa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	¼ a 0.6	1725	80% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para torones de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	3/8 a 0.6	1860	
Barras	Tipo 1, liso y	¾ a 1 3/8	1035	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Corrugado	5/8 a 1 3/8	1035	80% de f_{pu}

Nota. Adaptada de *Tabla 5.4.4.1-1, Properties of Prestressing Strand and Bar* (p. 5-23), AASHTO LRFD, (2020).

2.2.6. Pérdidas de preesfuerzo

La pérdida de preesfuerzo se refiere a la reducción gradual de la tensión de tracción en el concreto a lo largo del tiempo desde la aplicación inicial de la fuerza de preesfuerzo. Es crucial determinar esta fuerza en cada etapa, desde la etapa de transferencia inicial al concreto hasta las diversas etapas de carga de servicio y hasta la última etapa de transferencia de la fuerza de preesfuerzo. Estas pérdidas de preesfuerzo se agrupan en dos categorías:

- Pérdidas inmediatas o instantáneas durante el proceso de fabricación o construcción, incluyendo acortamiento elástico del concreto, pérdidas de anclaje y pérdidas por fricción.
- Pérdidas diferidas o dependientes del tiempo, como la fluencia, la contracción, los efectos de la temperatura y la relajación del acero.

La pérdida total del preesfuerzo según (AASHTO LRFD, 2020), para miembros de pretensado y postensado será:

Miembros Pretensados:

$$\Delta f_p T = \Delta f_p E_s + \Delta f_p L T$$

Miembros Postensados:

$$\Delta f_p T = \Delta f_p F + \Delta f_p A + \Delta f_p E_s + \Delta f_p L T$$

Donde:

$\Delta f_p T$: Pérdida total de preesfuerzo.

$\Delta f_p E_s$: Acortamiento elástico del concreto.

$\Delta f_p L T$: Pérdida a largo plazo incluidas, contracción, fluencia y relajación del acero.

$\Delta f_p F$: Pérdida por Fricción.

$\Delta f_p A$: Pérdida debido al corrimiento de anclaje.

2.2.6.1. Pérdidas instantáneas

2.2.6.1.1. Acortamiento elástico del concreto ($\Delta f_p E_s$). Cuando se aplica una fuerza de preesforzado al concreto el elemento se acorta. Al acortarse, al mismo tiempo los tendones adheridos adyacentemente, pierden parte de la fuerza de preesforzado que soportan. "En las vigas postensadas, la pérdida de acortamiento elástico varía desde cero si todos los tendones se tensan simultáneamente hasta la mitad del valor calculado" (Nawy, 2009, p. 78), entonces se tiene de acuerdo a la (AASHTO LRFD, 2020):

$$\Delta f_p E_s = \frac{N - 1}{2 * N} \left(\frac{A_{ps} * f_{pbt} * (I_g + e_m^2 * A_g) - e_m * M_g * A_g}{A_{ps} * (I_g + e_m^2 * A_g) + \frac{E_{ci}}{E_p} * A_g * I_g} \right)$$

Dónde:

N: Número de tendones de preesforzado idénticos.

E_p : Modulo de elasticidad del acero de preesfuerzo (ksi).

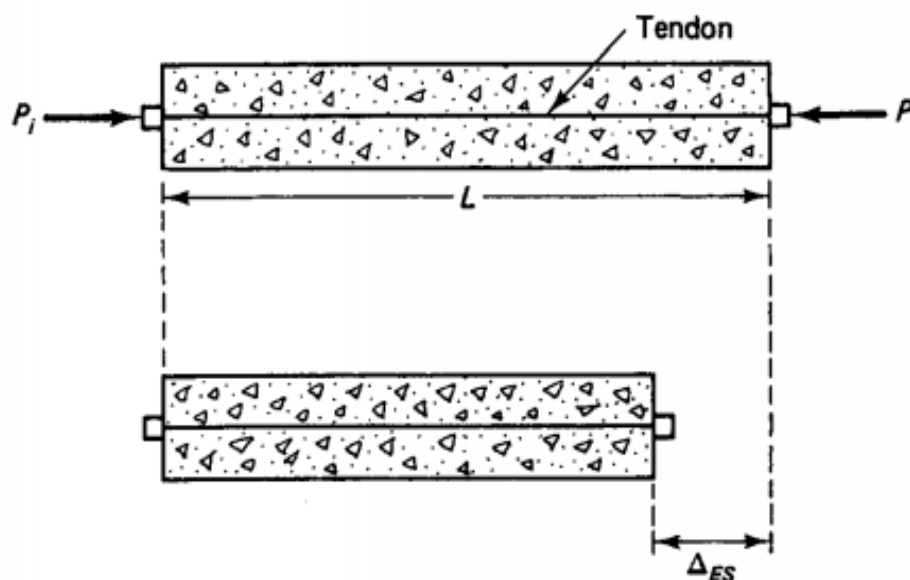
E_{ci} : Modulo de elasticidad del concreto en la transferencia (ksi).

f_{cgp} : Suma de los esfuerzos del concreto en el centro de gravedad de los tendones de preesforzado debido a la fuerza de preesfuerzo después de la

transferencia y al peso propio del elemento en la sección de momento máximo (ksi).

Figura 21

Acortamiento elástico del concreto al aplicar una fuerza de preesforzado



Nota. se observa una viga antes de tensar y después de aplicar la fuerza de preesforzado, tomada de Acortamiento Elástico del Concreto (p. 76), E. Nawy, (2009),

2.2.6.1.2. Pérdidas por corrimiento de anclaje (Δf_{pA}). Las pérdidas por corrimiento de los anclajes se producen en los elementos postensados debido al asentamiento de las cuñas en los extremos anclados, cuando la fuerza del preesfuerzo se transfiere al anclaje. “Los accesorios de anclaje como las cuñas, que están sujetos a esfuerzos en esa transferencia tenderán a deformarse, permitiendo que el tendón se afloje ligeramente” (Y. Lin, 1984) .

Generalmente de acuerdo a (Nawy, 2009), indica que la magnitud de la pérdida de asiento del anclaje oscila entre 1/4 pulg. y 3/8 pulg. (6,35 mm y 9,53 mm) para las cuñas de dos piezas, entonces la magnitud de la pérdida de preesforzado debida al corrimiento de anclaje será en base a la ecuación según (Nawy, 2009):

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta A}{L} E_{ps}$$

Donde:

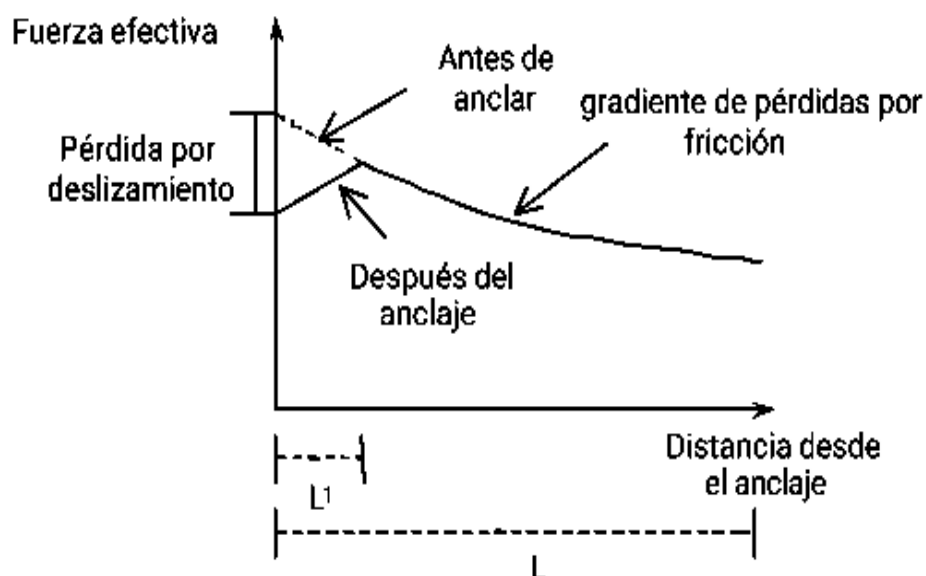
ΔA : Es la magnitud del deslizamiento (especificada por el fabricante) mm.

L : Es la longitud del tendón (ft, m).

E_{ps} : Es el módulo de elasticidad de los cables de preesfuerzo (ksi, Kg/cm²).

Figura 22

Esquema de pérdidas por corrimiento de anclaje y fricción



Nota. se observa las pérdidas por corrimiento de anclaje antes de tensar y después del tensado, tomada de Pérdidas Instantáneas de Preesfuerzo (p. 43), ANIPPAC,(2018).

2.2.6.1.3. Pérdidas por fricción. La pérdida por fricción, en miembros de postensado se deben a la fricción entre los tendones y los conductos de concreto. Estas pérdidas dependen de la alineación de los tendones (efecto de curvatura) y de las desviaciones locales (efecto de bamboleo). Los coeficientes de pérdida se ajustan los planos, variando los tipos de tendones y la alineación de los conductos, y el efecto de curvatura está predefinido. Mientras que el efecto de

bamboleo resulta de desalineaciones inevitables en los conductos. La máxima pérdida de tensión por fricción se produce en el extremo de la viga si el tensionamiento se realiza desde un extremo. Por lo tanto, la pérdida por fricción varía linealmente a lo largo de la luz de la viga y puede interpolarse para un lugar concreto. (AASHTO LRFD, 2020), define dos ecuaciones de pérdidas por fricción:

Para postensado con tendones internos

$$\Delta f_p F = f_{pj}(1 - e^{-(Kx - \mu\alpha)})$$

Para postensado con tendones externos

$$\Delta f_p F = f_{pj}(1 - e^{-\mu(\alpha + 0.04)})$$

Donde:

f_{pj} : Esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el momento del tesado (ksi, MPa).

x : Longitud del tendón de preesfuerzo desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (ft, m).

μ : Coeficiente de fricción primario por curvatura intencional en rad^{-1}

α : Suma total de los valores absolutos del cambio angular de la trayectoria del preesfuerzo desde el anclaje hasta el punto en consideración, en radianes.

K : Coeficiente de fricción por desviación (bamboleo) de la vaina de preesfuerzo (ft, m por tendón).

Tabla 4*Coeficientes de fricción para tendones de postensado*

Tipo de acero	Tipo de vaina	k	μ
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado.	0.0002	0.15-0.25
	Polietileno	0.0002	0.23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos.	0.0002	0.25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	0.25	0.30

Nota. Adaptada de *coeficientes de fricción para tendones de postensado*, por la (AASHTO LRFD, 2020,p 5-131), Tabla 5.9.3.2.2b-1, Friction Coefficients for Post-Tensioning Tendons.

2.2.6.2. Pérdidas dependientes al tiempo. Para estimar las pérdidas a largo plazo o dependientes del tiempo, de acuerdo a la contracción (shrinkage), por fluencia o flujo plástico del concreto (creep) y la relajación del acero. Este ultimo los cables de preesfuerzo permanecen tensados con longitud constante a lo largo de la vida del elemento, a pesar de una ligera reducción debido al flujo plástico y a la contracción del concreto. Sin embargo, hay una disminución gradual de la tensión en el acero, que depende de la intensidad del esfuerzo en el acero. Por lo tanto, según (AASHTO LRFD, 2020), la ecuación para estimar las perdidas dependientes del tiempo será:

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_p R$$

En la cual:

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f'_{ci})}$$

Donde:

f_{pi} : Esfuerzo en el acero de preesfuerzo inmediatamente antes de la transferencia (ksi).

f'_{ci} : Resistencia a la compresión del concreto en la etapa de transferencia (ksi, Kg/cm²).

H : Relativo al ambiente, promedio anual de humedad (%).

γ_h : factor de corrección para la humedad relativa en el aire del medio ambiente.

γ_{st} : factor de corrección para la resistencia del concreto en el momento de la transferencia de preesfuerzo al concreto del elemento.

Δf_{pR} : un estimado de pérdida por relajación tomado como 2.4 ksi para torones de baja relajación, 10 ksi para torones de esfuerzos rebajados. Para otro tipo de torones se tomará las recomendaciones de los fabricantes.

2.2.7. Filosofía de diseño AASHTO LRFD

El diseño de estructuras modernas se basa en el método LRFD, que prioriza la resistencia del material sobre la tensión admisible. Este método considera la variabilidad tanto en la resistencia como en las cargas, y proporciona una medida de seguridad relacionada con la probabilidad de fallo. Fue introducido por primera vez en las especificaciones de la AASHTO en 1994 (Barker & Puckett, 2007).

La metodología LRFD, que se basa en el diseño considerando factores de carga y resistencia, establece que los puentes deben ser diseñados para cumplir con objetivos de constructibilidad, seguridad y funcionalidad específicos. Esto implica tener en cuenta aspectos como la facilidad de inspección, eficiencia económica y aspectos estéticos en el proceso de diseño. La expresión básica de diseño en las especificaciones de puentes LRFD de la AASHTO que debe satisfacerse para todos los estados límites, tanto globales como locales (AASHTO LRFD, 2020), es la siguiente:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa

Q_i = Solicitaciones

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada: ϕR_n

2.2.7.1. Estados límite

2.2.7.1.1. Estado límite de servicio. El estado límite de servicio debe ser considerado como limitaciones aplicadas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones normales de servicio (AASHTO LRFD, 2020).

2.2.7.1.2. Estado límite de fatiga y fractura. El estado límite de fatiga impone límites a las variaciones de tensiones que ocurren debido a un solo camión de diseño durante un número específico de ciclos de carga. Por otro lado, el estado de fractura establece requisitos para la resistencia de los materiales según las especificaciones AASHTO (AASHTO LRFD, 2020).

2.2.7.1.3. Estado límite de resistencia. Se debe considerar y tener en cuenta el estado límite de resistencia para asegurar que la estructura sea lo suficientemente fuerte y estable, tanto en términos locales como globales, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se esperan que el puente enfrente durante su periodo de diseño (AASHTO LRFD, 2020).

2.2.7.1.4. Estados límites correspondientes a eventos extremos. Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas (AASHTO LRFD, 2020).

2.2.7.2. Cargas y designación de las cargas. Según (AASHTO LRFD, 2020), las cargas y designación de cargas se refiere al proceso de clasificar e identificar en función de origen y magnitud las fuerzas, pesos o presiones que actúan sobre una estructura (como las cargas muertas provenientes del peso propio de la estructura, cargas vivas (como el tráfico o el viento), se deben considerar las siguientes cargas permanentes y transitorias:

- Cargas Permanentes

DD: Por fricción negativa (Downdrag).



DC: Peso propio de los elementos estructurales.

DW: Peso propio de las superficies de desgaste e instalaciones para servicios públicos.

EH: Empuje horizontal del suelo.

EL: Tensiones residuales generados del proceso constructivo.

ES: Sobrecarga de suelo.

EV: Presión vertical del peso propio del suelo del relleno.

CR: Fuerzas por fluencia del concreto (Creep).

SH: Fuerzas por efecto de contracción del concreto (Shrinkage).

PS: Fuerzas secundarias o hiperestáticas del Postensado.

- Cargas transitorias

LL: Sobrecarga viva vehicular.

IM: Incremento por carga dinámica de vehículo.

BR: Fuerza de frenado generado por los vehículos.

CE: Fuerza centrífuga generados por los vehículos.

CT: Fuerza de impacto o colisión de un vehículo.

CV: Fuerzo de impacto o colisión de una embarcación.

EQ: Cargas de fuerzas sísmicas.

FR: Carga por Fricción.

IC: Carga de hielo.

LS: Carga viva por sobrecarga de suelo.

PL: Carga viva peatonal.

SE: Carga por asentamiento.

TG: Gradiente térmico.

TU: Temperatura uniforme.

WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua.

WL = Viento sobre la carga viva (sobrecarga).

WS = Viento sobre la estructura.

BL= carga debido a explosión.

2.2.7.3. Factores de carga y combinaciones de carga. Los factores de carga son coeficientes aplicados a las cargas estructurales para considerar incertidumbres, aumentando las magnitudes de las cargas y brindando seguridad en el diseño. Estos coeficientes varían según el tipo de carga. Y las combinaciones de carga son grupos de coeficientes de carga aplicados a diversas categorías de cargas simultaneas es una estructura. De acuerdo a la (AASHTO LRFD, 2020), la solicitud mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Donde:

η_i : Modificador de las cargas

Q_i : Solicitaciones de las cargas especificadas

γ_i : Factores de carga especificados en las Tablas 1 y 2

Los modificadores de carga " η_i " de acuerdo a la (AASHTO LRFD, 2020):

- Ductilidad (η_D), es la capacidad de la estructura para deformarse plásticamente antes de fallar; con valores típicos, 1.05 (ductilidad baja), 1.00 (ductilidad adecuada) y 0.95 (ductilidad alta).
- Redundancia (η_R), evalúa la capacidad de una estructura pueda redistribuir cargas si un elemento falla; con valores típicos, 1.05 (redundancia baja), 1.00 (redundancia adecuada) y 0.95 (redundancia alta).

- Importancia operacional (η_I), considera la importancia operativa de la estructura; con valores típicos, 1.05 (alta importancia), 1.00 (importancia normal) y 0.95 (importancia baja).

Tabla 5

Combinaciones de carga y factores de carga

Combinación de cargas	DC	LL	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
Estado Limite	DD	IM												
	DW	CE												
	EH	BR												
	EV	PL												
	ES	LS												
	EL													
	PS													
	CR													
	SH													
Resistencia I (Excepto notas)	γ_P	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_P	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_P	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_P	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.2	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_P	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_P	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_P	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.2	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.2	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I - LL, IM & CE solamente	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II - LL, IM & CE solamente	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nota. Adaptada de *Tabla 3.4.1-1 combinaciones de carga y factores de carga*

(p. 3-17), AASHTO LRFD, (2020).

Los factores de carga utilizados en las diferentes cargas incluidas en una combinación de diseño serán aplicados según (AASHTO LRFD, 2020), indicado en la tabla 7, que se presenta a continuación.

Tabla 6

Factores de carga para cargas permanentes

Tipo de carga, tipo de base y método utilizado para calcular Fricción negativa	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DC: Solo Resistencia IV	1.50	0.90
DD: Fricción negativa		
Pilas, α Método Tomlinson	1.40	0.25
Pilas, γ Método	1.05	0.30
Ejes perforados, Método O'Neil y Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo	1.50	0.90
• Activo	1.35	0.90
• Reposo	1.35	N/A
• AEP para paredes ancladas		
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
	1.00	N/A
EV: Empuje vertical del suelo	1.35	1.00
• Estabilidad Global	1.30	0.90
• Muros de sostenimiento		
• Estructura rígida enterrada	1.35	0.90
• Marcos rígidos		
• Estructuras flexibles enterradas		
○ Alcantarillas de caja de metal, alcantarillas de placa estructural corrugada profunda y alcantarillas de fibra de vidrio	1.50	0.90
○ Alcantarillas termoplásticas	1.30	0.90
○ Todos los otros	1.95	0.90
ES: sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Nota. Adaptada de *Tabla 3.4.1-1 factores de carga para cargas permanentes*

(p. 3-18), AASHTO LRFD, (2020).

2.2.7.4. Cargas para el diseño de puentes.

2.2.7.4.1. Cargas permanentes. Se considerará a las cargas permanentes como las cargas por peso propio (DC) que se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas (DW) incluirán el peso de todos los elementos no

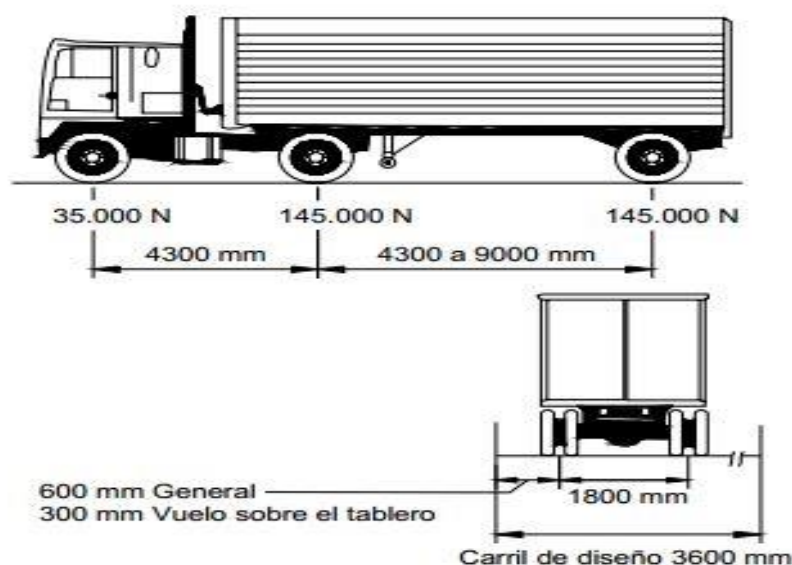
estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables (Puentes, MTC, 2018).

2.2.7.4.2. Sobrecarga viva vehicular. Consiste en una sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes que representan el peso y fuerza ejercida por los vehículos, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de Camión de diseño o tándem de diseño más una carga de carril de diseño (AASHTO LRFD, 2020).

- Camión de Diseño, consta de tres ejes con pesos de 3.65 ton con eje delantero y 14.52 ton con ejes posteriores y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 23 que se deberá variar entre 4.3 m. y 9.0 m. para producir las solicitaciones extremas. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2. de la (AASHTO LRFD, 2020).

Figura 23

Características del camión de diseño

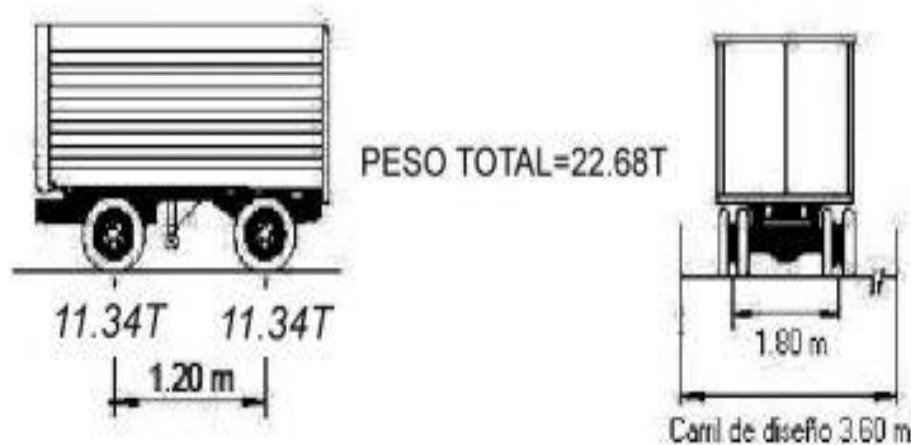


Nota. Tomada de la *Figura 3.6.1.2.2-1 - Características del Camión de Diseño* (p. 3-25), por AASHTO LRFD, (2020).

- Tándem de Diseño, consistirá en un par de ejes de 11.34 ton con una separación de 1.2 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.8 m. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2. de la (AASHTO LRFD, 2020).

Figura 24

Características del tándem de diseño



Nota. Tomada de la *Figura 3.6.1.2.2-1 - Características del Tándem de Diseño* (p 3-25), por AASHTO LRFD, (2020).

- Carga de Carril de Diseño, consistirá en una carga de 0.952 ton, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.0 m. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica (AASHTO LRFD, 2020).

2.2.7.5. Número de carriles de diseño. En general, el número de carriles de diseño se determina para garantizar que las estructuras se diseñen para soportar cargas de tráfico realistas y representativas de las condiciones de uso y consiste en la cantidad de carriles tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre veredas y/o barreras, en mm.

2.2.7.6. Incremento por carga dinámica. Son efectos de una respuesta dinámica de una estructura debido a las vibraciones y las oscilaciones generadas por vehículos en movimiento, maquinaria vibrante o cualquier carga que varíe con el tiempo, y se determinan de acuerdo a la (AASHTO LRFD, 2020) en la siguiente tabla.

Tabla 7

Incrementos por efectos dinámicos

Componente	IM
Juntas del tablero - todos los estados límites	75 %
Todos los demás componentes	
▪ Estado límite de fatiga y fractura	15 %
▪ Todos los demás estados límites	33 %

Nota. Adaptada de *Tabla 3.6.2.1-1, Dynamic Load Allowance* (p. 3-34), por AASHTO LRFD, 2020.

2.2.7.7. Factor de múltiple presencia. La solicitud extrema correspondiente a sobrecarga se determinará en consideración de cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicado por un factor de presencia múltiple adecuado, para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén simultáneamente ocupados por totalidad de la sobrecarga de diseño HL-93 (AASHTO LRFD, 2020).

Tabla 8*Factor de presencia múltiple (m)*

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

Nota. Adaptada de *Tabla 3.6.2.1.1.2-1 Factor de Múltiple Presencia* (p. 3-23), por AASHTO LRFD, (2020).

2.2.8. Consideraciones de diseño para puentes postensados.

2.2.8.1. Hipótesis teórica de flexo-compresión para preesfuerzo. La teoría básica para diseño y dimensionamiento de preesfuerzo se realiza mediante la teoría elástica, asumiendo que la sección de concreto es homogéneo e isotrópico donde los esfuerzos internos en la sección de concreto son directamente proporcionales a las fuerzas externas aplicadas a esta sección, la teoría elástica también concluye que mediante la ley de Hooke, estos esfuerzos vienen de la deformación unitaria es directamente proporcional una fuerza aplicada a su área, la ecuación básica de esfuerzos para preesfuerzo que se presenta representa la superposición de esfuerzos axiales y momentos en una sección de concreto, donde las fuerzas de compresión del preesfuerzo se contrarrestan con las fuerzas de momentos flectores presentes por las cargas externas y el peso propio.

$$f_{top} = -\frac{P}{A} + \frac{PeY_t}{I} - \frac{MY_t}{I}$$
$$f_{bot} = -\frac{P}{A} - \frac{PeY_b}{I} + \frac{MY_b}{I}$$

Donde:

f_{top} : Son los esfuerzos en la fibra superior.

f_{bot} : Son los esfuerzos en la fibra inferior.

P: Es la fuerza de preesfuerzo aplicada.

M: Momentos flectores producidas por las cargas externas

A: Área de la sección Bruta.

e: Excentricidad con respecto al centroide de la sección bruta.

I: Momento de inercia de la sección bruta.

Y_t : Distancia del centroide de la sección hacia la fibra superior.

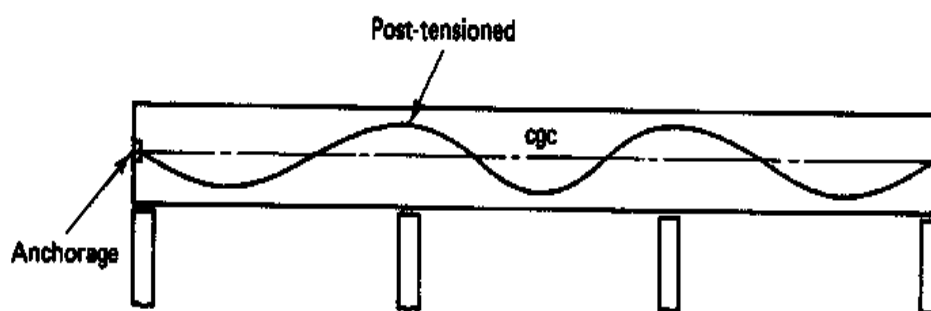
Y_b : Distancia del centroide de la sección hacia la fibra inferior.

2.2.8.2. Estructuras indeterminadas de concreto preesforzado. Al igual que en el concreto reforzado como en el preesforzado la continuidad se logra mediante apoyos intermedios. El diseño continuo para estructuras como vigas, reduce los momentos y tensiones en los apoyos internos y en el vano, lo que resulta en elementos menos profundos que son más rígidos que los elementos simplemente apoyados de la misma longitud y carga, y también presenta menor deflexión. A diferencia de vigas estáticamente determinadas e indeterminadas preesforzados de acuerdo a (Bahena, 2009) manifiesta en la aplicación de una carga preesforzada "no produce reacciones en estructuras estáticamente determinadas. Por lo contrario, en estructuras estáticamente indeterminadas, el preesforzado puede causar reacciones en los apoyos intermedios, originadas por restricciones al desplazamiento" (p. 269). Esta existencia de reacciones en los apoyos es llamada momento secundarios o hiperestáticos, tal como afirma (Nawy, 2009) "este efecto de momento secundario es desplazar la ubicación de la línea de compresiones, en los apoyos intermedios de la estructura continua y

devolver la sección a su posición original" (p 344), producida por la deflexión de la viga que tiende a levantar y alejándola del apoyo por la aplicación de esfuerzo de preesfuerzo, que a su vez es influenciada del tipo de trazado del tendón. Que como trazado se entiende a la disposición o trayectoria del tendón a lo largo del eje longitudinal de la viga que es el centro de gravedad del acero de preesfuerzo a una cierta excentricidad, y de acuerdo a varios autores la trayectoria más óptima para estructuras continuas se logra teniendo lo más alto posible el centroide del acero en los apoyos y los más bajo posible en los vanos haciendo que el perfil parabólico es común en elementos postensados (Nawy, 2009).

Figura 25

Perfil de tendón parabólico típico para postensados



Nota. Se observa el perfil parabólico en estructuras continuas postensadas con anclajes en los extremos, adaptada de *Perfil Parabólico para Puentes Postensados* (p. 342), E. Nawy, (2009).

Según (Bahena, 2009) simplifica el cálculo de momentos por preesfuerzo será la suma algebraica de momentos primarios más los momentos secundarios, momentos primarios o estáticos que son la fuerza de preesfuerzo multiplicada por su excentricidad y momento secundario que son las reacciones generadas por las deformaciones impedidas en los apoyos intermedios. Por consiguiente:

$$M_p = M_E + M_S$$

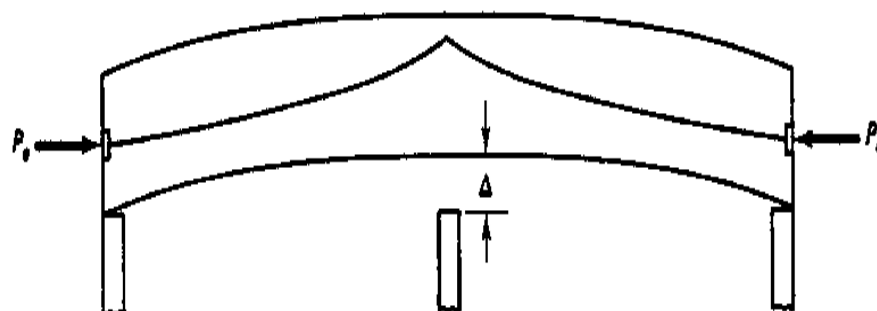
Donde:

M_e : Momento primario o estático

M_s : Momento secundario, parasitario o hiperestático.

Figura 26

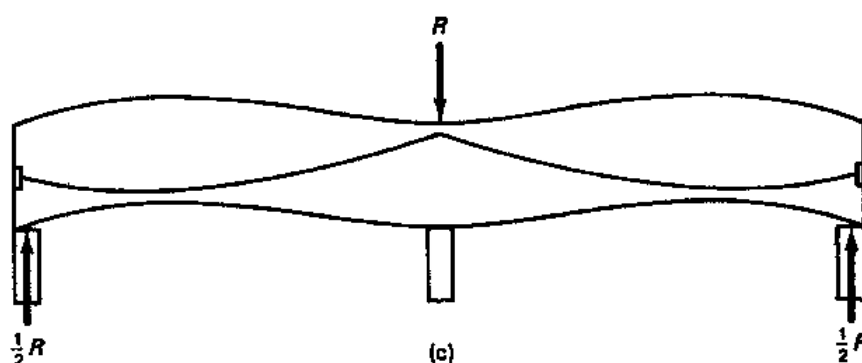
Perfil después del preesfuerzo



Nota. Se muestra en la figura el perfil después del preesforzado si la viga no está restringida por el apoyo central, que acciona el desplazamiento, adaptada de *Desplazamiento en el Apoyo Central* (p. 345), E. Nawy, (2009).

Figura 27

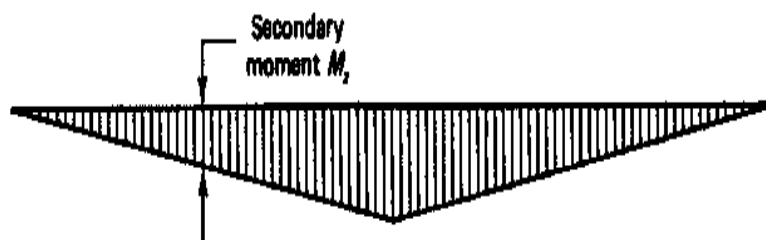
Reacción secundaria para eliminar el levantamiento



Nota. Se muestra la Reacción secundaria después del tensado, eliminando el desplazamiento y reponiendo la viga a su posición original, adaptada de *Reacción en el Apoyo Central* (p. 345), E. Nawy, (2009).

Figura 28

Diagrama de momentos secundarios debido a R

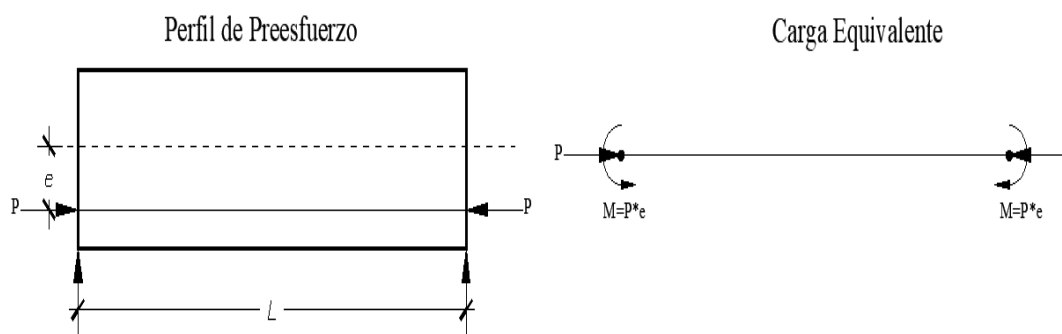


Nota. Se muestra el diagrama de momentos secundarios en el apoyo interior, adaptada de *Momento Secundario o Hiperestático* (p. 345), E. Nawy, (2009).

2.2.8.3. Cargas equivalentes. Carga equivalente se basa en sustituir teóricamente los efectos del preesfuerzo sobre la viga por una carga equivalente. Esta carga varía de acuerdo al tipo de perfil del tendón, en un elemento pretensado con una excentricidad constante, la carga equivalente será la fuerza de preesfuerzo, pero en sentido opuesto y una fuerza de preesfuerzo multiplicada por su excentricidad en ambos extremos, haciendo que sea muy crítico en los extremos tal como se observa en la figura 29.

Figura 29

Carga equivalente para perfil constante

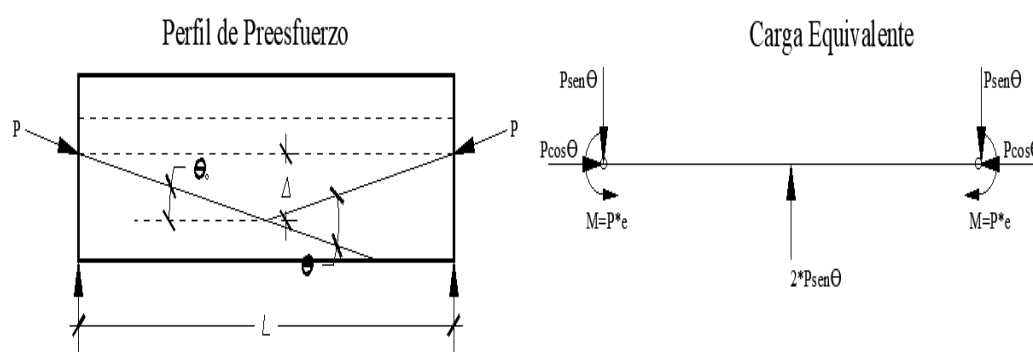


Nota. Fórmulas de carga equivalentes para perfiles de tendón típicos en vigas, Adaptada de *Cargas Equivalentes para Perfiles Constantes* (p. 588), E. Naaman, (2004).

Para el caso de un perfil en "v", como se muestra en la figura 30, donde la excentricidad es variable su carga equivalente será de la descomposición vertical y horizontal de la fuerza de preesfuerzo en los extremos y el doble de carga puntual multiplicada por su descomposición vertical de la fuerza de preesfuerzo, pero en sentido opuesto a las cargas de gravedad, este perfil es ideal para resistir cargas externas puntuales. Ambas aplicaciones son ideales para elementos pretensados.

Figura 30

Carga equivalente para perfil en V

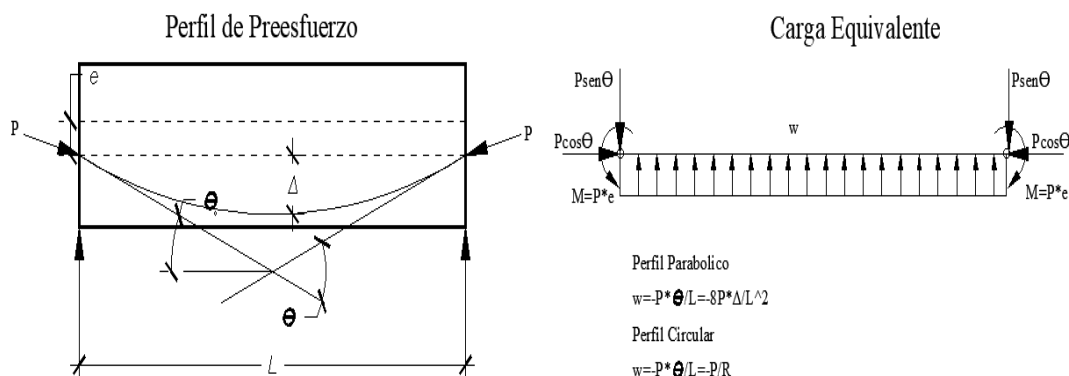


Nota. Fórmulas de carga equivalentes para perfiles de tendón típicos en vigas, adaptada de *Carga Equivalente para Perfiles en V* (p. 588), E. Naaman, (2004).

En caso para postensados se utilizan perfiles curvos o parabólicos, donde la carga equivalente para este caso la fuerza de preesfuerzo aplicada se sustituye por una carga uniformemente distribuida y la descomposición de fuerzas en sus extremos. Los casos de perfiles constantes y en "v" de acuerdo a (Orozco Zepeda, 2006) manifiesta "que en términos de construcción al parecer son económicos, pero tienen desventajas al inducir un momento constante en la viga. Esto conduce a esfuerzos de tracción críticas en las fibras superiores, especialmente cercanos al apoyo, donde los momentos son mínimo."

Figura 31

Carga equivalente para perfil parabólico



Nota. Fórmulas de carga equivalentes para perfiles de tendón típicos en vigas, adaptada de *Carga Equivalente para Perfiles Parabólicos* (p. 588), E. Naaman, (2004).

2.2.8.4. Límites de tensión. Los límites de tensión son los requisitos básicos para el diseño de un elemento de concreto preesforzado se basan en garantizar la seguridad y la integridad de las estructuras, también (Orozco Zepeda, 2006) afirma “la principal razón de estos límites es evitar que la viga sufra daños durante la construcción (aplastamientos y agrietamientos en el concreto o ruptura de acero de preesfuerzo) y para asegurar su serviciabilidad” (p 34). Estos límites varían para cada normativa y especificaciones de construcción de cada país. A su vez los límites de tensión son restricciones que bajo ninguna condición deben ser mayores a los especificados por las normas.

2.2.8.4.1. Límites de tensión para los tendones de preesfuerzo. En los tendones de preesforzado tienen la finalidad de prevenir la rotura repentina del tendón, evitar que el tendón se deforme de manera irreversible y permitir las pérdidas de preesfuerzo. La magnitud de los límites están especificados de acuerdo a la norma (AASHTO LRFD, 2020), en la siguiente tabla 10 que se muestra.

Tabla 9

Límites de tensión para aceros de preesfuerzo

Condición	Tipo de Tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia Pretensados	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia deformadas
Inmediatamente antes de la transferencia: (fpbt)	0.70 fpu	0.75 fpu	-
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (fpe)	0.80 fpy	0.80 fpy	0.80 fpy
Postensados			
Antes del acuíñamiento se puede permitir (fpbt) a corto plazo	0.90 fpy	0.90 fpy	0.90 fpy
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuíñamiento del anclaje	0.70 fpu	0.70 fpu	0.70 fpu
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuíñamiento del anclaje	0.70 fpu	0.74 fpu	0.70 fpu
En estado límite de servicio después de las pérdidas (fpe)	0.80 fpy	0.80 fpy	0.80 fpy

Nota. Adaptada de *Tabla 5.9.2.2-1 Límites de tensión para aceros de preesfuerzo* (p. 5-123), AASHTO LRFD, (2020).

2.2.8.4.2. Límites de tensión en el concreto. En el concreto es asegurar que no haya un sobreesfuerzo en el momento de tensado después de las etapas de transferencia, y para evitar y controlar el agrietamiento en la etapa de servicio. en este contexto los límites se controlarán en el concreto durante dos etapas

antes de ocurridas las pérdidas de debido al flujo plástico y contracción y después de ocurridas las perdidas dependientes del tiempo (estado límite de servicio). que también son especificados de acuerdo al (AASHTO LRFD, 2020).

Tabla 10

Límites temporales para tensiones de tracción en el concreto antes de las pérdidas

Tipo de puente	Ubicación	Esfuerzo limite (ksi)
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por segmentos.	En la zona de tracción pre-comprimida sin armadura adherente	N/A
	En áreas fuera de la zona de tracción pre-comprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0.0948\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.2$ (ksi)
	En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir las fuerzas de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando esfuerzo de $0.5f_y, < 30$ ksi.	$0.24\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	Para esfuerzos de manipuleo en pilares pretensados	$0.158\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
Puentes contruidos por segmentos	Esfuerzos longitudinales a través de uniones en la zona de tracción pre-comprimida	
	Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a un esfuerzo de $0.5f_y$; con tendones internos o tendones externos.	$0.0948\sqrt{f'_{ci}}$ tracción maxima (ksi)
	Unión sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones.	Tracción nula

Esfuerzos trasnversales a través de las uniones	$0.0948\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
• Para cualquier tipo de unión	
Esfuerzos en otras areas	
• Para áreas sin armadura adherente no pretensada	Tracción nula
• En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.50f_y, < 30$ ksi.	$0.19\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
Tracción principal en eje neutro del alma	
• Todos los tipos de puentes construidos por segmentos con tendones interno y/o externo, a no ser que el propietario indique otro criterio para estructuras criticas	$0.110\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)

Nota. Adaptada de Tabla 5.9.2.3.1b-1 Limites temporales de tension a traccion en el concreto preesforzado antes de las pérdidas (p 5-125), AASHTO LRFD, (2020).

▪ **Esfuerzos en compresión antes de ocurridas las pérdidas.** El límite para el esfuerzo de compresión en los elementos de concreto pretensado y postensado, incluyendo los puentes construidos por segmentos, será de $0.60 f'_{ci}$ (ksi, MPa) (AASHTO LRFD, 2020).

▪ **Esfuerzos en tracción antes de ocurridas las pérdidas.** Para los esfuerzos de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la (AASHTO LRFD, 2020), mostrados en la tabla 11.

▪ **Esfuerzos en compresión después de ocurridas las pérdidas.** La compresión se deberá investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I, y se aplicará los límites especificados en la (AASHTO LRFD, 2020).

Tabla 11*Límites de tensión a compresión después de ocurridas las pérdidas*

Ubicación	Esfuerzo limite (ksi)
• Esfuerzo provocado por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes.	$0.45 f'_c$ (ksi)
• Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y maniobras.	$0.60\phi w f'_c$ (ksi)

Nota. Adaptada de *tabla 5.9.2.3.2a-1 Límites temporales de tensión a compresión en el concreto preesforzado después de las pérdidas estado limite de servicio* (p. 5-126), AASHTO LRFD, (2020).

▪ **Esfuerzos en tracción después de ocurridas las pérdidas.** Para los esfuerzos de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la (AASHTO LRFD, 2020), y deberá ser tomados como se muestra en la tabla 13.

Tabla 12*Límites de tensión a tracción para concreto después de ocurridas las pérdidas*

Tipo de puente	Ubicación	Esfuerzo limite (ksi)
Todos los puentes, excepto los puentes contruados por segmentos.	Tracción en la zona precomprimada, suponiendo secciones no fisuradas	
	• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.19\sqrt{f'_c}$ (ksi)
	• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas	$0.0948\sqrt{f'_c}$ (ksi)
Estos límites pueden ser usados para concretos de peso normal con	• Para elementos con tendones de pretensado no adherentes.	Tracción nula

resistencia

específica a la

compresión

hasta 15.0 ksi

Puentes

construidos por

segmentos

Esfuerzos longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida

$0.0948\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)

- Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a un esfuerzo de $0.5f_y$; con tendones internos o tendones externos.

- Unión sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones.

Tracción nula

Esfuerzos transversales a través de uniones

$0.0948\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)

- Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimida.

Esfuerzos en otras áreas

Tracción nula

- Para áreas sin armadura de refuerzo adherente

- En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.50 f_y$ no mayor de 30 ksi.

$0.19\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)

Tracción principal en eje neutro del alma

$0.110\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)

- Todos los tipos de puentes construidos por segmentos con tendones interno y/o externo, a no ser que el propietario indique otro criterio para estructuras críticas

Nota. Adaptada de Tabla 5.9.2.3.2b-1 Limites de tension a traccion en el concreto preesforzado después de las pérdidas estado limite de servicio (p. 5-127), AASHTO LRFD, (2020).

2.2.9. Diseño de la superestructura

2.2.9.1. Diseño por flexión. Para diseñar un elemento a flexión se debe cumplir ciertos criterios de cálculo para satisfacer los requisitos de resistencia a la flexión, estos criterios y condiciones mencionadas por (E. Naaman, 2004), criterio de resistencia mínima a la flexión, criterio de refuerzo mínimo, criterio de refuerzo máximo y criterio de redistribución de momentos. Que de acuerdo al criterio de resistencia mínima a la flexión se debe satisfacer que el momento ultimo debe ser menor al momento resistente nominal a la flexión factorizada, la resistencia nominal a la flexión se puede tomar como:

$$Mn = A_{ps}f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_sf_s\left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_sf'_s\left(d' - \frac{a}{2}\right) + \alpha_1f'_c(b - b_w)h_f\left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right)$$

Donde:

A_{ps} : Área de Acero de Preesfuerzo (mm^2).

f_{ps} : Tensión media en el acero de preesfuerzo a la resistencia nominal a la flexión (ksi, MPa).

d_p : Distancia de la fibra extrema a compresión al centroide de los tendones (mm).

A_s : Área de Acero de tracción no Preesforzada (mm^2).

f_s : Esfuerzo en el acero a tracción en la resistencia a la flexión nominal (ksi, MPa).

d_s : Distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del refuerzo no preesforzado (mm).

A'_s : Área de Acero a compresión no Preesforzada (mm^2).

f'_s : Esfuerzo en el acero a compresión en la resistencia a la flexión nominal (ksi, MPa).

f'_c : Resistencia a la compresión especificada a los 28 días (ksi, MPa).

b: Ancho de la cara de compresión del miembro, para una sección de ala en compresión (mm).

b_w : Ancho del alma o diámetro de una sección circular (mm).

h_f : Profundidad del ala en compresión (mm).

β_1 : Factor de esfuerzo del bloque de compresiones.

a: Profundidad del bloque de compresiones.

α_1 : Factor de esfuerzo del bloque de compresiones.

Para:

$$a = c * \beta_1$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

Para secciones en T:

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_s + A'_s f'_s - \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Criterio de refuerzo mínimo, verifica si la cantidad de refuerzo es mayor o igual a un valor mínimo para asegurar que el fallo no se produce justo después del agrietamiento del concreto y debe satisfacer para desarrollar una resistencia a la flexión factorizada, como mínimo igual al menor valor entre 1.33 del momento ultimo mayorado o el momento de agrietamiento que se puede tomar como (AASHTO LRFD, 2020):

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

f_r : Módulo de rotura del concreto.

f_{cpe} : esfuerzo de compresión en el concreto debida exclusivamente a las fuerzas de preesforzado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (ksi, MPa).

M_{dnc} : Momento total no factorizado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (kip-in, N-mm).

S_c : Módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (in^3 , mm^3).

S_{nc} : Módulo de sección para la fibra extrema de la sección no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (in^3 , mm^3).

χ_3 : Factor de variabilidad de la fisuración por flexión.

χ_2 : Factor de variabilidad para preesfuerzo.

χ_1 : Factor de relación de la resistencia a la fluencia mínima especificada a la resistencia de tracción última del refuerzo.

2.2.9.2. Diseño por corte. De acuerdo al AASHTO existe dos procedimientos de cálculo de esfuerzos de corte, el modelo de tirantes y bielas que consiste de una estructura en celosía hipotética idealizada que se ajusta a la envolvente de una estructura y transmite fuerzas desde los puntos de carga hasta los apoyos para simular la respuesta a cortante del concreto, y el modelo de diseño por secciones que se basa en la contribución de cierta resistencia a tracción a través de arriostramientos de concreto entre las fisuras diagonales de cortante. Y se debe satisfacer la siguiente ecuación (AASHTO LRFD, 2020):

$$V_r = \phi V_n \geq V_u$$

Donde:

V_r : Resistencia de diseño a cortante.

V_n : resistencia Nominal de corte.

V_u : Fuerza Cortante Factorizado.

ϕ : Factor de reducción al cortante se realiza mediante la contribución de.

La resistencia nominal a corte se realiza mediante la suma de las contribuciones del concreto, el refuerzo transversal de los estribos y la componente transversal de la fuerza de preesfuerzo y se deberá tomar el menor valor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

Donde:

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

V_s : resistencia Nominal de corte.

V_p : Fuerza Cortante Factorizado.

En la cual:

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

Parámetros de resistencia:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)}$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s$$

Para el cálculo del esfuerzo longitudinal de tracción en el centroide del refuerzo a tracción se puede tomar como:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}\right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Mínima armadura transversal:

$$A_v \geq 0.0316 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

2.2.9.3. Diseño por torsión. En puentes rectos tipo viga cajón al ser resistentes a torsión en muchos casos se obvia su cálculo, pero debido a la variabilidad de cargas presentes como las cargas vivas vehiculares que se ubican en diferentes posiciones podrían significar críticas en el diseño y se tendrá en cuenta según lo especificado en la AASHTO LRFD, donde indica que la torsión se deberá investigar cuando:

$$T_u > 0.25 \phi T_{cr}$$

Donde para secciones huecas:

$$T_{cr} = 0.126 K \lambda \sqrt{f'_c} 2A_0 b_e$$

En la cual:

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.126 \lambda \sqrt{f'_c}}} \leq 2$$

Siendo:

T_u : Momento de torsión factorizado (ton-m).

T_{cr} : Momento torsor de fisuración (ton-m).

K = Factor de esfuerzo, no mayor a 1.00 para cualquier sección en la que los esfuerzos en la fibra extrema debido a cargas factoradas y fuerzas de postensado efectivo (después de pérdidas) exceda $0.19 \sqrt{f'_c}$ (ksi) en tensión.

A_0 = Área de la sección cajón encerrada por el flujo de corte (mm²).

b_e = Espesor efectivo de la sección a lo largo del flujo de corte, pero no mayor que el espesor mínimo de las almas o alas que conforman la sección cerrada de la sección cajón (mm)

f_{pc} = Esfuerzo de compresión no factorado en el concreto luego de ocurridas las pérdidas a largo plazo en el centroide de la sección (ksi).

λ : Factor de modificación de la densidad del concreto, se toma 1 para concretos de pesos normales.

ϕ : Factor de resistencia a torsión.

Límite de refuerzo por torsión:

$$T_u < \phi T_{cr}$$

Resistencia nominal a torsión:

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_y \cot \theta}{s}$$

Refuerzo longitudinal para torsión:

$$A_l \geq \frac{T_u p_h}{2A_0 \phi f_y}$$

Donde:

A_t : Área de una rama de refuerzo transversal de torsión cerrada (mm²).

θ : Ángulo de fisuración.

p_h : Longitud del perímetro exterior de la sección de concreto (mm).

f_y : Esfuerzo de fluencia de la armadura de refuerzo (ksi).



CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de investigación

El presente estudio de investigación utiliza un diseño de investigación descriptiva y aplicada, donde se centra en especificar las propiedades, características fundamentales del objeto de estudio y su descripción detallada de las partes, categorías o clases de dicho objeto sin manipular variables de manera experimental. Según (Hernández et al, 2014) la investigación descriptiva “busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis” (p. 88). Por otro lado, busca conocer, actuar, construir y modificar una realidad u problemática.

3.2. Nivel de investigación

En el Nivel, se refiere a los grados de profundidad de la investigación científica; para nuestro estudio el nivel de investigación es cuantitativo ya que se basa en la recopilación de datos numéricos y se considera parámetros de medición tal como afirma (Hernández et al, 2014,) “para probar una hipótesis usando la recolección de datos con base en la medición numérica y el análisis estadístico establece patrones de comportamiento para probar teorías” (p.7).

3.3. Diseño de la investigación

El diseño de la investigación es no experimental, debido a que no se manipulan directamente las variables. En cambio, se analizan datos existentes y resultados de modelos matemáticos de un análisis estructural. Según (Hernández et al, 2014,), en la investigación no experimental “no se manipulan deliberadamente las variables independientes, sino que se observan los fenómenos tal y como se dan en su contexto natural” (p. 149).

3.4. Población y muestra

La población de la investigación está constituida por los todos los posibles diseños de puentes vehiculares que podrían ser considerados para solucionar la congestión vehicular en intersecciones.

La muestra seleccionada para el presente estudio es el diseño de una estructura específico de un Paso a Desnivel con sección viga cajón postensado en la ciudad de Juliaca que se ubicara entre las Avenidas Circunvalación Este y Avenida Huancané, este diseño integra el análisis de la superestructura y la subestructura, abarcando los pilares y los estribos.

3.5. Instrumentos de recolección de datos

Los instrumentos de recolección de datos son herramientas o métodos utilizados para recopilar información relevante y necesaria para el estudio específico, según (Hernandez et al, 2014) recolectar los datos implica “elaborar un plan detallado de procedimientos que nos conduzcan a reunir datos con un propósito específico” (p. 274). En este contexto el procedimiento de recolección de datos se realizó para propósitos complementarios a esta tesis, en base a los estudios básicos de ingeniería que son estudio topográfico, estudio de trazo y diseño vial, estudio de tránsito, estudio geotécnico y estudio hidrológico.

Son estudios básicos que se realizan para complementar el desarrollo del proyecto que “deben de realizarse en el sitio, para que el diseño estructural sea

económico y que facilite su construcción" (Torres C., 2013,p 42) y sus dimensiones sea en base al área destinada.

3.5.1. Estudio topográfico

La ubicación del estudio geográfico del lugar se encuentra ubicado en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román, departamento de Puno, ubicada en coordenadas geográficas, latitud sur $15^{\circ}29'04.73''$, longitud oeste $70^{\circ}07'28.73''$. De acuerdo al estudio topográfico se usa el sistema de coordenadas planas y geodésicas UTM, DATUM WGS-84, Zona 19S, con pendientes menores al 2% características singulares de la planicie altiplánica de la ciudad de Juliaca, ubicada altimétricamente a los 3 815,00 msnm. El área del proyecto, está planeado como parte de una estructura nueva que atraviesa a través del separador central de 14.70 m de ancho de la avenida Circunvalación Este, que cuenta con dos vías existentes de 3 carriles por sentido que van de Sur a Norte y esta intersectada con la avenida Huancané.

Figura 32

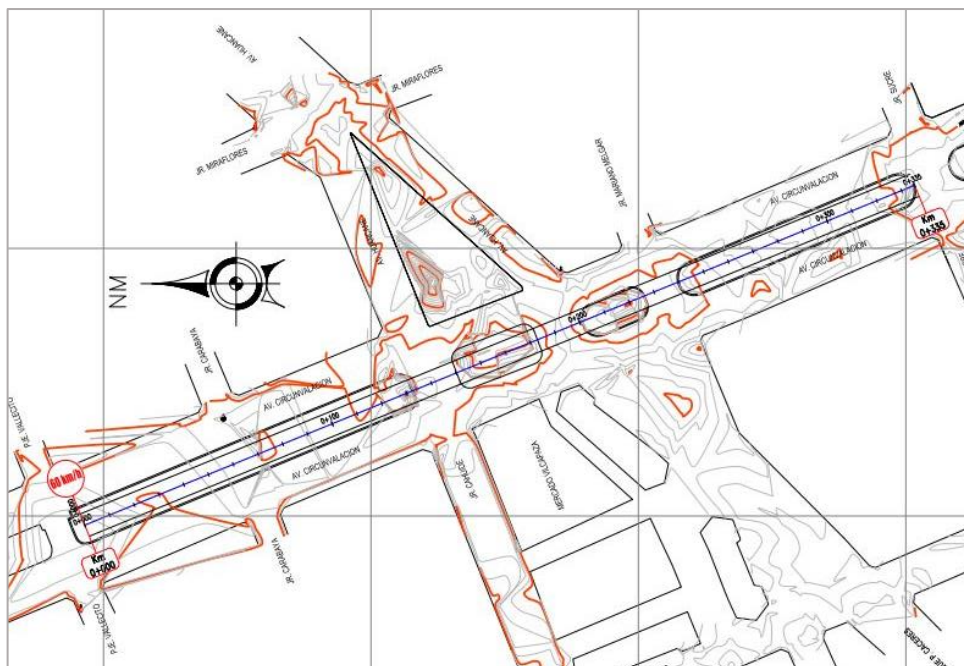
Ubicación del área de proyecto



Nota. Adaptada de *Captura satelital*, por Google Earth, (Google Maps, 2022).

Figura 33

Plano topográfico vista en planta



Fuente. Elaboración propia del autor (2024).

3.5.2. Estudio de trazo y diseño vial

Para definir la geometría del trazado de la vía se considera la vía principal es la que tiene mayor aforo vehicular y es mayor a los 6000 veh/día (según aforo vehicular), estará clasificada por demanda como una autopista de primera clase según él (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018), la cual será la avenida Circunvalación Este que se mantendrá como vía principal y su clasificación por orografía terreno plano (tipo 1) debido a las pendientes menores a 2% de acuerdo al estudio topográfico. El paso a desnivel estará clasificado por demanda como una carretera de primera clase (vía colectora) debido a que el mismo será una estructura alterna a la principal existente que es la avenida Circunvalación Este, y de acuerdo a la tabla 8 para intersecciones a desnivel el paso a desnivel estará clasificado como vía principal.

Tabla 13*Capacidad de las vías en Intersecciones a desnivel*

Tipo de vía	Ancho de carril en m	Capacidad por carril (vehículo/hora)
Vía principal	3.60	1500
Vía secundaria	3.30	1350
Vía de enlace		1200
Carril de desaceleración		1200, colocar señal informativa antes de llegar a la intersección (200 m.)

Nota. Adaptada de *tabla 503.01, Capacidad de las vías en Intersecciones a desnivel*, (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018, 256).

Por lo tanto, de acuerdo a la tabla 204.01 del manual de diseño geométrico de carreteras y a lo mencionado anteriormente para el paso desnivel se tiene:

Tabla 14*Características geométricas del paso a desnivel*

Tipo de vía	Características	Calzada	Velocidad de diseño
Vía principal	Carretera de primera clase (vía Colectora)	2 carriles por calzada de 3.6 m.	60 km/h

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

3.5.2.1. Geometría en planta y perfil longitudinal

3.5.2.1.1. Alineamiento horizontal

- Longitud de tramos en tangente

Según (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) en la tabla 302.01, para longitudes de tramo en tangente se deduce:

Tabla 15*Longitud máxima de tramos en tangente*

V (km/h)	L mín. s (m)	L mín. o (m)	L máx. (m)
			adoptado
60 km/h	83	167	122.3

Nota. Donde L min.s para trazados de curvas en "S", Lmin.o para alineamientos

recto entre alineamiento con radios de curva del mismo sentido, L max.

Longitud máxima deseables.

- **Distancia de visibilidad de paso y parada**

Según (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) en la tabla 205.01 y la tabla 205.02, se deduce:

Tabla 16*Distancia de visibilidad de parada y paso*

Velocidad de diseño	Distancia mínima de visibilidad de parada (Dp)	Distancia mínima de visibilidad de paso (Da)
60 km/h	Pendiente 0%: 85 m. Pendiente -6%: 92 m. Pendiente 6%: 77 m.	317

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

3.5.2.1.2. Perfil longitudinal

- **Longitud de curvas convexas**

Según (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) de la figura 303.06, para curvas convexas se deduce:

Tabla 17*Longitud de curvas convexas*

Velocidad de diseño	Diferencia de pendientes	Longitud mínima de curva (LCV)
60 km/h	10.47	180 m.

Nota: elaboración propia del autor (2024).

- **Longitud de curvas cóncavas**

Según (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) de la figura 303.08, para curvas cóncavas se deduce:

Tabla 18*Longitud de curvas cóncavas*

Velocidad de diseño	Diferencia de pendientes	Longitud mínima de curva (LCV)
60 km/h	4.8	60 m.

Nota: elaboración propia del autor (2024).

- **Pendiente máxima**

Según (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) de la tabla 303.01, se deduce:

Tabla 19*Pendientes máximas para perfil longitudinal*

Tipo de vía	Velocidad de diseño	Pendiente máxima
Carretera de primera clase	60 km/h	8 %

Nota. De acuerdo al manual de carreteras DG 2018 de la tabla 303.01 la pendiente máxima es de 6 %, para segura el galibo mínimo recomendada de 5.5 m. se adoptará a 8% como pendiente máximo.

3.5.2.1.3. Geometría de la sección transversal

- **Número de carriles**

De acuerdo a las características de la vía, el número y la distribución de carriles se toma en cuenta las características del tránsito y la geometría de la vía como se proyectará en la berma central de la avenida Circunvalación Este lo cual el área es limitada por la existencia de canales de evacuación de aguas pluviales y redes de alumbrado público, por lo tanto, se proyecta una calzada de con un carril por sentido.

- **Ancho de carriles de tramos en tangente**

Según (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) de la tabla 304.01, se deduce:

Tabla 20

Ancho de carril de calzada

Tipo de vía	Velocidad de diseño	Ancho de carril
Carretera de primera clase	60 km/h	7.2

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

- **Bombeo de la calzada**

Según (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) de la tabla 304.03, se deduce:

Tabla 21*Bombeo de la calzada*

Tipo de superficie	Precipitación	bombeo
Pavimento de concreto	< 500 mm/año	2 %

Nota: elaboración propia del autor (2024).

- **Altura de galibo**

Según Puentes, MTC, 2018, manifiesta

“galibo mínimo en pasos a desnivel sobre un camino, será de 5.50 m. que es la distancia vertical entre el punto más bajo de las vigas de la superestructura y la cota más alta, correspondiente, del pavimento del camino sobre el cual cruza”. (p. 69)

3.5.3. Estudio de tránsito

Los estudios de tránsito según (Reyes Espindola & Cardenas Grisales, 1994) “son realizados con el propósito de obtener información relacionada con el movimiento de vehículos y/o persona sobre puntos críticos o secciones específicas dentro de un sistema vial de carreteras o calles” (p. 195),

3.5.3.1. Volumen de tránsito. Es el número de vehículos que pasan por un punto o sección transversal dados, de un carril o de una calzada, durante un periodo determinado, según (Reyes Espindola & Cardenas Grisales, 1994) expresa como:

$$Q = \frac{N}{T}$$

Donde:

Q: vehículo que pasan por unidad de tiempo (vehículos/periodos)

N: Número total de vehículos que pasan (vehículos)

T: Período determinado (unidades de tiempo)

3.5.3.2. Volúmenes de tránsito absoluto o totales. Es el número total de vehículos que pasan durante el lapso de tiempo determinado. Dependiendo de la duración del lapso de tiempo determinado, se tienen los siguientes volúmenes de tránsito absolutos o totales:

Tránsito anual (TA): Es el número total de vehículos que pasan durante un año. En este caso, $T = 1$ año.

Tránsito mensual (TM): Es el número total de vehículos que pasan durante un mes. En este caso, $T = 1$ mes.

Tránsito semanal (TS): Es el número total de vehículos que pasan durante una semana. En este caso, $T = 1$ semana.

Tránsito diario (TD): Es el número total de vehículos que pasan durante un día. En este caso, $T = 1$ día.

Tránsito horario (TH): Es el número total de vehículos que pasan durante una hora. En este caso, $T = 1$ hora.

Tasa de flujo o flujo (q): Es el número total de vehículos que pasan durante un período inferior a una hora. En este caso, $T < 1$ hora.

3.5.3.3. Volúmenes de tránsito promedio. El volumen de tránsito promedio diario (TPD), como el número total de vehículos que pasan durante un período dado (en días completos) igual o menor a un año y mayor que un día, dividido entre el número de días del período. De acuerdo al número de días de este período, se presentan los siguientes volúmenes de tránsitos promedio diarios, dados en vehículos por día: Tránsito promedio diario anual (TPDA). Este parámetro es también conocido como Índice Medio Diario Anual o IMDA, Tránsito promedio diario mensual (TPDM) y Tránsito promedio diario semanal (TPDS).

3.5.3.4. Variación del volumen de tránsito en la hora de máxima demanda.

Un volumen horario de máxima demanda, es el flujo no constante durante toda una hora. Para la hora máxima demanda, se denomina factor de hora de máxima demanda, FHMD, a la relación entre el volumen horario de máxima demanda, VHMD, y el flujo máximo, q_{max} , que se presenta durante un determinado tiempo de dicha hora. Matemáticamente según (Reyes Espindola & Cardenas Grisales, 1994) se expresa como:

$$FHMD = \frac{VHMDS}{N(q_{max})}$$

Donde:

N: Numero de periodos durante la hora de máxima demanda.

VHMDS: Volumen horario de máxima demanda.

Los períodos dentro de hora de máxima demanda pueden ser de 5, 10 ó 15 minutos, utilizándose este último con mayor frecuencia, en cuyo caso el factor de la hora de máxima demanda es:

$$FHMD = \frac{VHMDS}{N(q_{max}15)}$$

Para períodos de 5 minutos, el factor de la hora de máxima demanda es:

$$FHMD = \frac{VHMDS}{12(q_{max}5)}$$

3.5.3.5. Factor de Corrección Estacional. El factor de corrección se desarrolla para eliminar las diversas fluctuaciones del volumen de tráfico. Estas fluctuaciones tienen su origen en las variaciones estacionales suscitadas durante todos los años debidos factores como recreacionales, climatológicos, épocas de cosecha, festividades y variaciones escolares. Esta información esta proporcionada por las diferentes estaciones de peajes a nivel nacional,

suministradas por la SUTRAN y el MTC para vehículos ligeros y vehículos pesados.

3.5.3.6. Diseño por Capacidad y Niveles de Servicio. “Una corriente de tránsito, funciona aceptablemente bien cuando el sistema tiene la suficiente capacidad (oferta) para alojar el flujo vehicular presente (demanda), sin demoras excesivas para los usuarios” (Reyes Espindola & Cardenas Grisales, 1994, p 326). Así mismo, indica que cuando el tránsito o flujo vehicular están cercanos a la capacidad, el tránsito se vuelve inestable produciéndose congestión, por eso se estableció una infraestructura vial tan eficiente como puede llegar a ser mediante la metodología por niveles de servicio, que de acuerdo al Highway Capacity Manual (HCM 85, por sus siglas en inglés), manual de capacidad de carreteras versión 85 mencionado por (Reyes Espindola & Cardenas Grisales, 1994, p 328), lo cual definen 6 niveles de servicio:

Nivel de servicio A. Las demoras de las maniobras de los vehículos son muy bajas, menos de 5 segundos. La mayoría de los vehículos llegan a la fase de semáforo verde sin detenerse. Además, las demoras mínimas se atribuyen a longitudes de ciclo corto.

Nivel de servicio B. Las demoras de las maniobras de los vehículos van entre 5.1 a 15.0 segundos. Algunos vehículos empiezan a detenerse.

Nivel de servicio C. Las demoras de las maniobras de los vehículos van entre 15.1 a 25.0 segundos. La circulación del tránsito es regular y algunos ciclos empiezan a presentar deficiencias.

Nivel de servicio D. Las demoras de las maniobras de los vehículos van entre 25.1 a 40.0 segundos. Se presentan demoras debido a la existencia de semáforo

rojo y a la mala circulación del tránsito, largas longitudes de ciclo por el aumento de vehículos por carril.

Nivel de servicio F. Las demoras de las maniobras de los vehículos van entre 40.5 y 60.0 segundos. Se considera como el límite aceptable de demoras. Debido a la presencia muy alta de vehículos por carril, donde produce demoras y la circulación es muy pobre con ciclos muy largos.

Nivel de servicio E. Las demoras de las maniobras de los vehículos son superiores a los 60.0 segundos. La capacidad de la intersección se satura por los flujos de llegada, lo cual produce congestionamiento y saturada operación de vehículos.

3.5.3.7. Metodología y Desarrollo del Estudio de Trafico. Las avenidas involucradas en el estudio por la importancia que han adquirido; merecen un tratamiento especial toda vez que canalizan gran parte del tránsito desde y hacia la zona Sur hasta la Zona Norte de la ciudad de Juliaca, incluyendo las zonas comerciales. El estudio constará de tres etapas Planificación, toma de información y trabajos de gabinete):

3.5.3.7.1. Planificación. Se planificó realizar conteo clasificado de vehículos en el mes de abril, desde el lunes 1 hasta el domingo 7 de abril, durante una semana, cerrando la información cada cuarto de hora, para determinar la hora punta y el cuarto de hora punta los conteos se realizaron de acuerdo a la intersección, considerando de Sur a Norte, como Entrada y Salida Respectivamente desde el punto de estación que se tomó como eje principal la Av. circunvalación.

3.5.3.7.2. Toma de Información. Para el conteo del flujo vehicular se hizo de forma manual y se utilizó los formatos empleados son los que se han usado en otros estudios realizados por PROVIAS Y MTC; dentro de los formatos

suministrados se detalla la clasificación de los vehículos que fueron Autos y camionetas, Camionetas Rurales, Micros, Ómnibus, Camiones de 2 y 3 ejes, Camiones de 4 y 5 ejes y Camiones de 6 ejes; en la siguiente tabla se muestra el resumen del aforo vehicular.

Tabla 22

Resumen de aforo vehicular

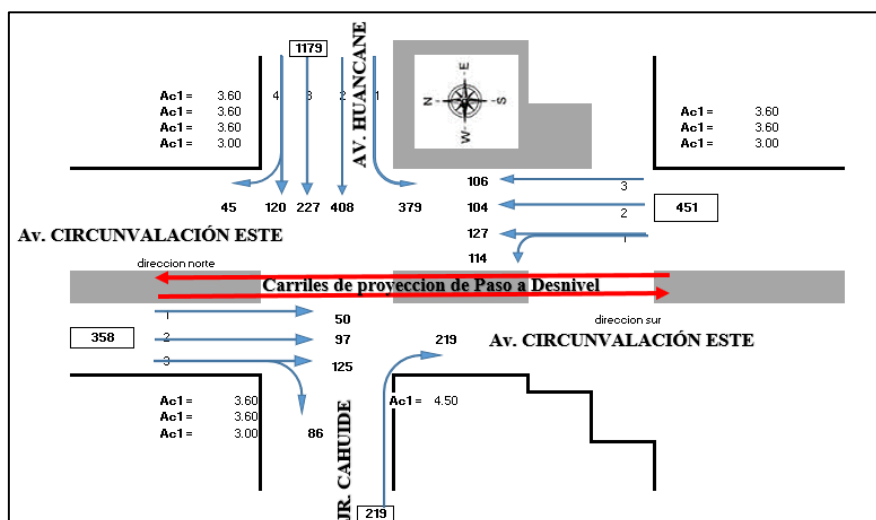
Origen	Destino	Vehículos Menores	Vehículos Ligeros	Buses	Camiones de 2 Y3 Ejes	Semi- traileres
Sur	Norte	14413	15140	652	2187	144
Norte	Sur	15310	9968	551	2068	67

Nota. En la tabla se detallan el resumen del conteo vehicular efectuadas.

3.5.3.7.3. Trabajo de Gabinete. El trabajo se realiza en el lugar en base a conteos y clasificación vehicular mediante flujogramas y su posterior procedimiento por la metodología por capacidad vial y niveles de servicio. En el escenario “con proyecto” se ha realizado un análisis de capacidad vial y nivel de servicio para las vías principales de los accesos viales de las Av. Circunvalación Este y Av. Huancané, que van a conformar el paso a desnivel. Esto debido a que cambiara las características de movilidad de esta infraestructura. Para el análisis, se realizó previamente la proyección de la hora punta mañana y tarde a 20 años, con un factor de proyección de 1.0409 (tasa de proyección de 4.09% anual tomada de la proyección del parque automotor para la ciudad de Juliaca desde 2024 al 2044 del MTC).

Figura 34

Configuración de distribución por capacidad vial



Nota. Se observa la distribución del flujo vehicular existente y futuro, para verificar la capacidad vial con proyecto.

3.5.4. Estudio geotécnico

3.5.4.1. Geología y geomorfología de la zona de estudio. En la zona de estudio de la ciudad de Juliaca como geología local se encuentran materiales aluviales recientes como también se encuentra aflorando rocas tanto de origen sedimentario, como de origen volcánico. Así tenemos capas muy potentes de rocas que se depositaron durante el Paleozoico inferior y están caracterizadas por una sedimentación monótona de lutitas y areniscas, denominados como Formación Calapuja y Grupo Cabanillas, pertenecientes al Ordovícico y Silúrico-Devónico, respectivamente (INGEMMET, 2003).

Los estudios efectuados según el Plan director 2004 – 2015 de la (MPSR, 2015), han permitido establecer una estratigrafía del subsuelo a nivel de cimentaciones superficiales en los diferentes puntos de la ciudad considerando la geodinámica que consta en la geomorfología, hidrogeología y geología, encontrándose 5 tipos de suelo: tipo I desde una profundidad de 0 m con estratos

de relleno y suelo orgánico, continuando por suelos granulares como arenas de mala y buena graduación (SP, SW y arenas limosas (SM) hasta una profundidad de 3, tipo II que a 0 m predomina suelos finos hasta los 3 m donde se encuentran estratos que corresponde a arcillas de plasticidad media y alta (C,CH) y limos de compresibilidad media (ML), tipo III se encuentran con dos estratos en la parte superior conformada de suelos finos de tipo II y en la parte profunda con suelos granulares; en casi toda la ciudad predomina este tipo de suelo, tipo IV: en estratos superficiales presenta suelos orgánicos y hasta una profundidad promedio de 1.0 m con estratos de suelos finos o granulares en la parte más profunda; tipo V, Las "zonas altas" denominadas fisiográficamente así, que se encuentran al oeste de la ciudad, pertenece al grupo geológico Iscay, que presenta suelos granulares compactos en algunas zonas como también suelos del tipo arenisca.

3.5.4.2. Trabajos realizados. Para los estudios geotécnicos se hizo en base a programas de estudios de exploración de campo especificados en él (Puentes, MTC, 2018), manifiesta que debe ser lo suficiente para identificar y delinear las condiciones problemáticas del subsuelo, y donde se determinó e identificó las características de la estratigrafía del lugar, las propiedades físicas mecánicas de los suelos, donde se realizaron los siguientes trabajos:

3.5.4.2.1. Trabajo de campo. Se hizo el reconocimiento del campo para la ubicación de las calicatas y sondajes a lo largo de la ruta del Proyecto, se han efectuado excavaciones en 1 calicatas a profundidades de 2.5m para la determinación de las características del subsuelo y 2 sondajes a 3.30m de profundidad con fines de cimentación.

Tabla 23*Ubicación de calicatas*

Calicata	Ubicación	Coordenadas UTM		Prof. (m.)
		Este	Norte	
C-1	Zona separador central de la	379387.9	8287681.0	3.00
	Av. Circunvalación Este	4	9	
S-1	Zona separador central de la	379359.2	8287758.4	10.00
	Av. Circunvalación Este	8	6	
S-2	Zona separador central de la	379377.2	8287709.1	10.00
	Av. Circunvalación Este	5	2	

Nota. En la tabla se detallan la ubicación de las excavaciones efectuadas.

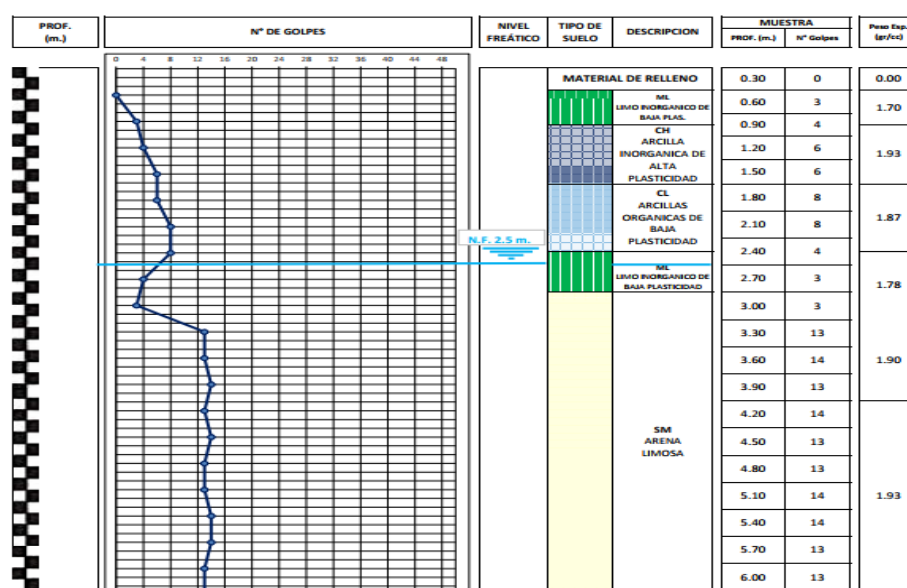
3.5.4.2.2. Trabajo de Gabinete. Dentro de los trabajos de excavación de calicata y sondajes se extrajo muestras para el desarrollo de los ensayos en laboratorio, y posterior análisis de resultados para el cálculo de la capacidad portante del suelo, donde se realizó los siguientes ensayos de laboratorio:

- Contenido de Humedad (Norma NTP 339.127 - ASTM D-2216).
- Análisis Granulométrico (Norma NTP 339.128 - ASTM D-422).
- Límite Líquido (Norma NTP 339.129 - ASTM D-4218).
- Límite Plástico (Norma NTP 339.129 - ASTM D-4218).
- Clasificación SUCS y AASTHO (Norma NTP 339.134 - ASTM D-2487).
- Próctor Modificado (Norma NTP 339.141 - ASTM D-1557).
- California Bearing Ratio (CBR) (Norma ASTM D-1883).
- Ensayo de Penetración Estándar SPT (Norma NTP 339.133 - ASTM D-1586).

3.5.4.3. Ensayo de penetración estándar SPT. En cada sondaje efectuada se han registrado los perfiles estratigráficos del ensayo Penetración Estándar SPT (Norma NTP 339.133 - ASTM D-1586) que radica en hincar un muestreador de caña partida de un diámetro constante interior de 1 3/8, mediante un martillo de 63.5 kg a una determinada altura se deja caer a los barrenos circulares conectados al muestreador con un numero de golpes, de esta manera se hince al terreno inalterado donde la gran ventaja es la rápida obtención de datos como la identificación del tipo de suelo y su clasificación y por medio de una correlación se puede obtener la resistencias del suelo. Las muestras respectivas fueron remitidas al Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto del laboratorio de la Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez con el fin de someterlas al programa de ensayos previsto, donde se determinó las características y estimar las propiedades del suelo.

Figura 35

Perfil estratigráfico y registro de perforación del ensayo de SPT-01 ASTM D-1586

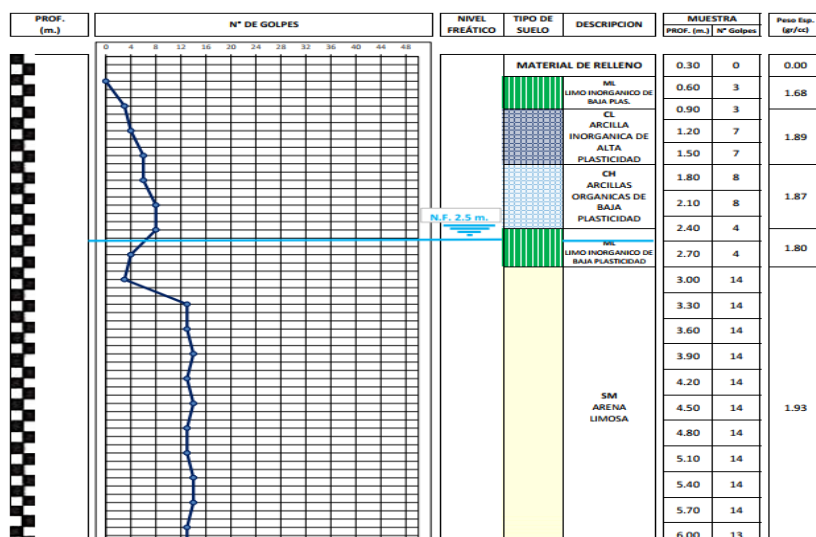


Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

El cálculo de la estimación de la capacidad admisible del suelo de fundación se determinó a través de los parámetros obtenidos a partir del N (número de golpes) del ensayo SPT, y de la clasificación de suelos, mediante la metodología AASTHO LRFD y correlacionando con tablas y ecuaciones para cimentaciones superficiales.

Figura 36

Perfil estratigráfico y registro de perforación del ensayo de SPT-02 ASTM D-1586



Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

3.5.4.4. Capacidad de Carga del suelo. Según Terzaghi (1943), fue el pionero en presentar una teoría completa para las cimentaciones superficiales y evaluar su capacidad de carga última. De acuerdo con su teoría, una cimentación considera superficial si la profundidad de desplante, es menor o igual a su ancho. Sin embargo, (M. Das, 2001) sugiere que investigadores posteriores asumieron que se considera cimentaciones superficiales cuando las cimentaciones con profundidad de desplante son igual a tres o cuatro veces su ancho (p. 136). Un requisito básico para cimentaciones es que pueda soportar con seguridad una carga y transmitirla al suelo, y este a su vez no debe estar bajo cargas que

superen su capacidad de soporte. A este principio básico se le denomina capacidad de carga, y su cálculo fue dotado por Terzaghi en un principio, posterior a ello surgieron mejoras como Meyerhof, 1963, sugirió la modificación de la ecuación de Terzaghi a la forma que actualmente se aplica en la ecuación general de la capacidad de carga modificada (M. Das, 2001, p 136).

Para el diseño de cimentaciones superficiales y cálculo de la capacidad de carga, se realizará en base a lo especificado en la (AASHTO LRFD, 2020), la cual la ecuación general de capacidad de carga factorizada en el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

$$q_R = \phi_b q_n$$

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia especificado en la tabla 9.

q_n : Capacidad de carga nominal (ksf).

Tabla 24

Factor de resistencia

Método/Suelo/Condición			Factor de Resistencia
Capacidad de carga	ϕ_b	Método Teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla.	0.50
		Método Teórico (Munfakh et al., 2001), en arena usando, CTP.	0.50
		Método Teórico (Munfakh et al., 2001), en arena usando, STP.	0.45
		Método Semiempíricos (Munfakh et al., 2001), todos los suelos.	0.45
		Zapata en Roca	0.45

		Prueba de Placa	0.55
Deslizamiento	ϕ_t	Concreto Prefabricado Colocado sobre arena	0.90
		Concreto llenado en sitio sobre arena	0.80
		Concreto Prefabricado o llenado en sitio sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre Suelo	0.90
	ϕ_{cp}	Componente de la presión pasiva de la tierra de resistencia al deslizamiento	0.55

Nota. Adaptada de tabla 10.5.5.2.2-1 factores de resistencia geotécnica para fundaciones superficiales en el estado límite de resistencia (p. 10-42), por AASHTO LRFD.

La capacidad de carga nominal en un estrato de suelo, en ksf, se tomará como:

$$q_n = cN_{cm} + \gamma D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma B N_{\gamma m} C_{w\gamma}$$

En el cual:

$$N_{cm} = N_c S_c i_c$$

$$N_{qm} = N_q S_q d_q i_q$$

$$N_{\gamma m} = N_\gamma S_\gamma i_\gamma$$

Donde:

c: Cohesión, resistencia al cortante de suelo no drenado (ksf).

N_c : Expresión de cohesión (carga no drenada), factor de capacidad de carga especificada en la tabla 25.

N_q : Expresión de sobrecarga (carga no drenada, drenada), factor de capacidad de carga especificada en la tabla 25.

N_γ : Peso unitario (ancho de zapata), (carga drenada), factor de capacidad de carga especificada en la tabla 25.

γ : Peso unitario del suelo (húmedo) tomado desde la cota de fondo de la zapata o por encima (ksf).

D_f : Profundidad de desplante de la zapata (ft).

B : Ancho del cimiento (ft).

C_{wq} , $c_{w\gamma}$: Factores de corrección a considerar cuando se encuentra agua subterránea o denominado nivel de napa freática, como se especifica en la Tabla 26.

s_c , s_q , s_γ : Factores de corrección de forma del cimiento como se especifica en la Tabla 27.

d_q : Factores de corrección a considerar para la resistencia al cortante a lo largo de la superficie de falla del material no cohesivos por encima del nivel de apoyo.

i_c , i_q , i_γ : Factores de inclinación de carga determinados por sus ecuaciones.

Tabla 25

Factores de capacidad de carga N_c (Prandtl, 1921), N_q (Reissner, 1924), N_γ (Vesic, 1975)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.7	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	25.1
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.2



10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.0	39	67.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.0	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99.0	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Nota. En la tabla se detallan los valores de factores de capacidad de carga, adaptada de (AASHTO LRFD, 2020), tabla 10.6.3.1.2a-1.

Tabla 26

Valores de coeficiente Cwq y $Cw\%$, para varias profundidades del nivel freático.

Dw	Cwq	$Cw\%$
0.0	0.5	0.5
Df	1.0	0.5
>1.5B+Df	1.0	1.0

Nota. En la tabla se detallan los valores de coeficientes Cwq y $Cw\%$, adaptada de (AASHTO LRFD, 2020), tabla 10.6.3.1.2a-2.

Tabla 27

Factores de corrección de forma S_c , S_γ , S_q .

Factor	Ángulo de Fricción	Termino de Cohesión (S_c)	Termino de peso unitario (S_γ)	Termino de Sobrecarga (S_q)
Factores de Forma S_c , S_γ , S_q	$\phi = 0$	$1 + \left(\frac{B}{5L}\right)$	1.0	1.0
	$\phi > 0$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)$	$1 - \left(\frac{B}{L} + \tan \phi_f\right)$

Nota. En la tabla se detallan los valores de coeficientes de forma S_q , S_γ , S_q , adaptada de (AASHTO LRFD, 2020), tabla 10.6.3.1.2a-3.

En la tabla 23 se muestra el resumen de los valores de la capacidad admisible de los suelos de fundación, determinados a partir de la corrección de numero de golpes mostrados en los anexos.

Tabla 28

Capacidad portante y dimensiones de la cimentación superficial

Apoyo	Profundidad de Cimentación (m.)	B (m.)	L (m.)	Capacidad Admisible (kg/cm ²)
Estribo Izquierdo y derecho	3.30	8.4	8.60	1.714
Pilar 1 y 2	3.0	6.0	8.00	1.857

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

3.5.5. Estudio hidrológico

De acuerdo al tipo de proyecto realizado, los parámetros hidrológicos no condicionarán al proyecto, por lo tanto, solo se definirán el estudio hidrológico

con fines de dimensionamiento del drenaje de aguas pluviales en la rasante del puente.

Según los estudios del Proyecto Especial Lago Titicaca, el clima de la ciudad de Juliaca está clasificado como semilluvioso y frío, con otoño, invierno y primavera secos, y está descrito como frío y seco. La temperatura fluctúa entre los 19°C y -7°C, siendo la temperatura promedio anual de 9.28°C. Los meses más cálidos son de setiembre a diciembre y los más fríos de junio a agosto. El promedio anual de precipitaciones pluviales es de 47.76 mm/hora, donde los meses de mayor precipitación son de enero a marzo.

3.5.5.1. Caudal de diseño. Para el caudal de diseño se realizará en base al (método racional americano), este método de diseño se realiza para áreas menores a 13 km², y se deberá tomar la siguiente expresión:

$$Q_p = 2.778 * c * I * A_c$$

Donde:

c: coeficiente de escurrimiento (adimensional).

I: intensidad de precipitación para una duración igual al tiempo de concentración (mm/h).

A_c: área de captación (ha).

Estimación del caudal de diseño:

Datos de diseño

A_c = 72 m²

c = 0.75

I = 47.76 mm/h

Reemplazando los datos en la formula general de caudal de diseño tenemos:

$$Q_p = 2.778 * 0.75 * 46.76 * 72$$

$$Q_p = 2.778 * 0.75 * 46.76 * 72 / 10000$$

$$Q_p = 0.701 \text{ l/s}$$

Estimación del diámetro de tubería para drenaje pluvial en puente por la ecuación de Manning:

$$Q = A * \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

A: Sección transversal de canalización

R: radio medio hidráulico

S: pendiente de la canalización

n: coeficiente de rugosidad de Manning

Ecuación de Manning en términos de diámetro:

$$Q = \frac{1}{n} * 0.6734D * (0.3041D)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Datos:

Q: 0.701 l/s

n: 0.010

s: 2 %

Reemplazando valores tenemos:

$$0.000701 = \frac{1}{0.010} * 0.6734D * (0.3041D)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{2}{100}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$D = 0.00533 \text{ (m)} \cong \text{adoptamos } 3"$$

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Descripción del proyecto

Del presente proyecto de investigación “análisis y diseño estructural de paso a desnivel con sección viga cajón unicelular postensado en la venida circunvalación este y avenida Huancané de la ciudad de Juliaca”, del cual los datos obtenidos del diseño del puente e interpretar los resultados en el contexto de los objetivos y el uso de las normativas, y comprender como contribuyen al desarrollo de un diseño estructural optimo que garantice la seguridad, funcionalidad y la estabilidad de la estructura.

4.2. Diseño de la superestructura

4.2.1. Dimensionamiento

4.2.1.1. Disposición longitudinal. La disposición de las luces en varios tramos de vigas continuas en cuanto a altura de la viga, Según (Chen & Duan, 2014, p 112) recomienda para luces de hasta (75 m), una sección de altura constante será optima. Sin embargo, cuando la longitud del vano supera los (75 m), resulta eficiente y económico utilizar una sección de altura variable, y de acuerdo al (AASHTO LRFD, 2020) se tomará para la altura de la viga $0.04 L$ para

vigas continuas. La distribución de luces resulta más económica de la relación entre las luces laterales y la luz central debido a la distribución de los momentos de flexión en la estructura resultando lo más óptimo entre 0.75 y 0.80 de la luz central (Mathivat, 1980, p 57).

4.2.1.2. Disposición transversal

4.2.1.2.1. Losa superior. El artículo 9.7.1.1 de la (AASHTO LRFD, 2020) establece que el espesor mínimo de la losa superior para puentes vehiculares, debe ser mayor a 178 mm. Y la longitud de la losa superior entre apoyos (almas) deberá ser menor a 4.572 m. de acuerdo al artículo 5.12.5.3.11.

4.2.1.2.2. Almas. El artículo 5.14.1.3.1c de la (AASHTO LRFD, 2020) indica la disposición del espesor de las almas se tomará criterios para la colocación del concreto, acero de preesfuerzo y acero pasivo, donde el espesor mínimo será de 300 mm para tendones longitudinales o verticales y 380 mm para ambos casos.

4.2.1.2.3. Alas. Según (AASHTO LRFD, 2020) en el artículo 4.6.2.6. establece la longitud de las alas de los voladizos de concreto armado oscilan entre 0.60 m y 2.45 m. Se pueden lograr longitudes más largas siempre que se tenga cuidado del control del agrietamiento bajo cargas de servicio, y se utilizara un postensado transversal si se supera los 2.45 m.

4.2.1.2.4. Losa inferior. Para el espesor de la losa inferior se tomará el mayor valor de las siguientes relaciones, espesor de losa ≥ 140 mm, espesor de losa $\geq 1/16$ de la distancia entre chaflanes o almas en el caso de vigas no preesforzadas y espesor de losa $\geq 1/30$ de la longitud libre entre chaflanes o almas en el caso

de vigas preesforzadas, tal como indica el artículo 5.14.1.3.1b de la (AASHTO LRFD, 2020).

4.2.1.2.5. Filletes o acartelamientos. La disposición de las cartelas tiene como función permitir la facilidad de vaciado de concreto en el tablero, permitiendo absorber ciertos esfuerzos de las cargas y brindando mayor resistencia y estabilidad a las partes embebidas, que de acuerdo a las recomendaciones la (AASHTO LRFD, 2020), se tomara del 20 al 30 % de la longitud entre almas.

4.2.1.3. Secciones y dimensiones adoptadas. Que de acuerdo a las recomendaciones mencionadas el dimensionamiento de la estructura se realizará en base a criterios de estructuración mínimas recomendadas por las normas vigentes de AASHTO LRFD y el Manual de diseño de puentes 2018, así como las condiciones topográficas y de entorno de las infraestructuras existentes, por lo tanto, para el dimensionamiento longitudinal, se adopta:

Vano central principal:

$$L_c = 30.00 \text{ m}$$

Vanos exteriores o laterales:

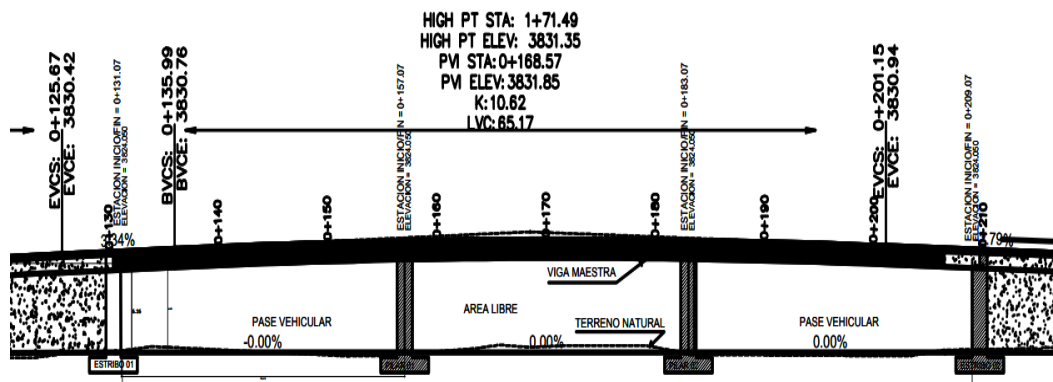
$$L_e = 0.8 * 30.00 = 24.00 \cong 25 \text{ m}$$

Para el peralte de la viga:

$h = 0.04 * L = 1.20 \cong 1.50 \text{ m}$, se adopta 1.50 m. para inspección y mantenimiento.

Figura 37

Perfil longitudinal del puente



Nota. Se observa el perfil longitudinal del puente y la distribución de luces de 25,30,25 m.

Para el dimensionamiento de la sección transversal se adopta:

Longitud de Volado izquierda:

$$L_1 \leq 2.43 \text{ m}, \text{ adop. } L_1 = 2.100 \text{ m}$$

Longitud de Losa Superior:

$$L_2 \leq 4.50 \text{ m}, \text{ adop. } L_2 = 3.400 \text{ m}$$

Longitud de Volado derecha:

$$L_3 \leq 2.43 \text{ m}, \text{ adop. } L_3 = 2.100 \text{ m}$$

Espesor de losa Superior:

$$t_1 \geq 178 \text{ mm}, \text{ adop. } t_1 = 0.200 \text{ m}$$

Espesor de losa Inferior:

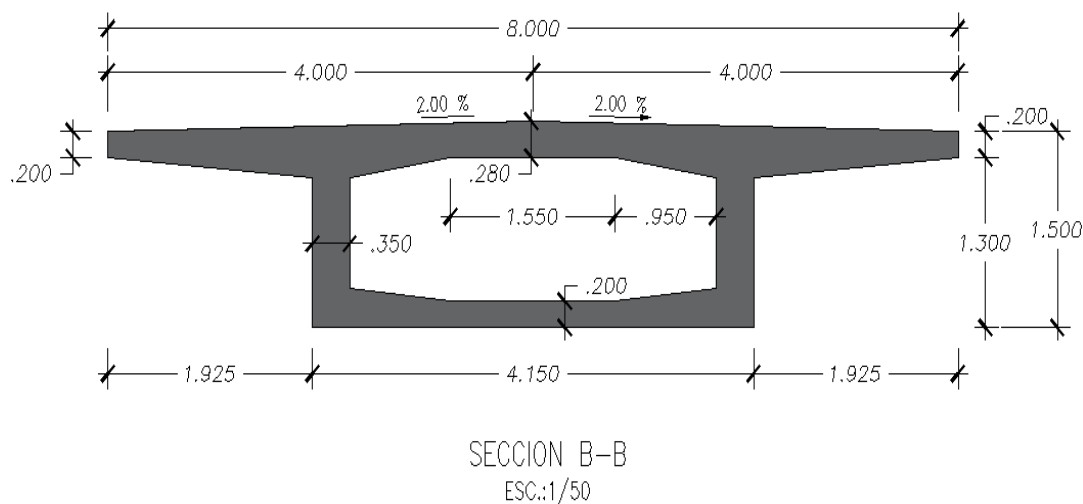
$$t_2 \geq 140 \text{ mm}, \text{ adop. } t_2 = 0.200 \text{ m}$$

Espesor de Alma:

$$t_3 \geq 300 \text{ mm}, \text{ adop. } t_3 = 0.350 \text{ m}$$

Figura 38

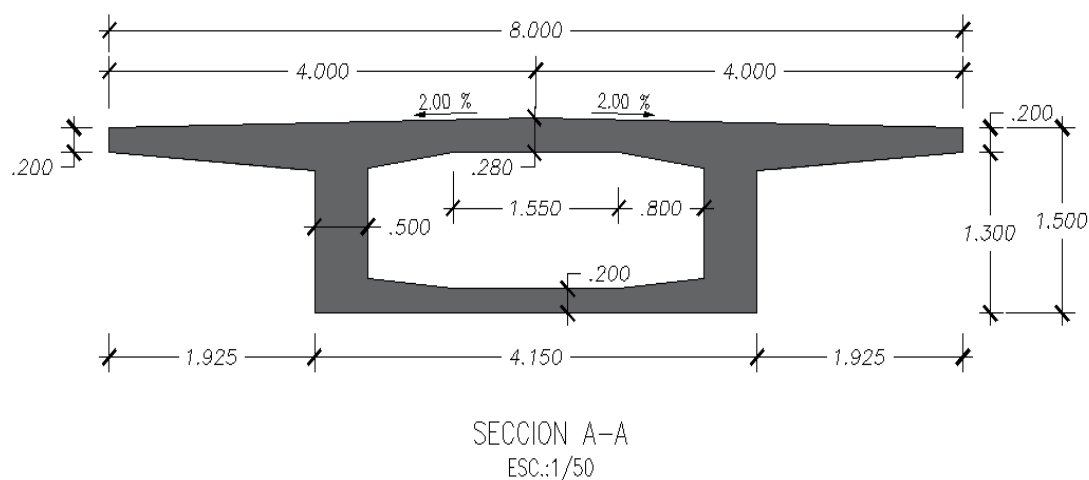
Sección transversal del puente en el centro del vano



Nota. Se observa las dimensiones de la sección transversal del puente en el centro del vano.

Figura 39

Sección transversal del puente en los apoyos (Pilares)

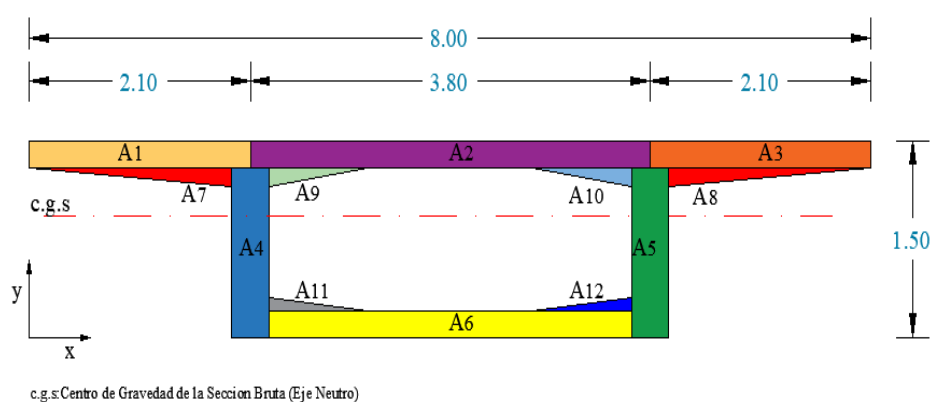


Nota. Se observa las dimensiones adoptadas de la sección transversal del puente sobre los pilares.

4.2.1.4. Propiedades de la sección. Son factores que dependen de la dimensión y su sección transversal y definen el comportamiento estructural longitudinal a flexión y transversal a cortante y torsión, para el cálculo de las propiedades de la sección se tomó la descomposición por áreas de toda la sección como se muestra en la figura.

Figura 40

Propiedades de la sección por áreas



Nota. se observa las dimensiones de la sección transversal, donde c.g.s centro de gravedad de la sección o eje neutro.

Tabla 29

Momentos de inercia de la sección en el centro del vano

Sección	Área (cm ² .)	X(cm.)	Y(cm.)	A*X (cm ² .)	A*Y (cm ² .)	Ix (cm ⁴ .)
1.00	0.420	1.05	1.40	0.44	0.59	0.0946
2.00	0.760	4.00	1.40	3.04	1.06	0.1711
3.00	0.420	6.95	1.40	2.92	0.59	0.0946
4.00	0.455	2.10	0.65	0.96	0.30	0.0995
5.00	0.455	5.90	0.65	2.68	0.30	0.0995
6.00	0.690	4.00	0.10	2.76	0.07	0.4765
7.00	0.144	1.70	1.25	0.25	0.18	0.0149
8.00	0.144	6.30	1.25	0.91	0.18	0.0149



9.00	0.071	2.59	1.25	0.18	0.09	0.0074
10.00	0.071	5.41	1.25	0.39	0.09	0.0074
11.00	0.048	2.59	0.23	0.12	0.01	0.0230
12.00	0.048	5.41	0.23	0.26	0.01	0.0230
Área	3.726		Σ	14.905	3.462	1.127
Total						

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024)

Propiedades de la sección en el centro de vano:

Área de la sección Total: $A_g = 3.726 \text{ m}^2$

Centro de Gravedad en X: $X_{cg} = 4.000 \text{ m}^2$

Centro de Gravedad en Y: $Y_{cg} = 0.929 \text{ m}^2$

Momento de Inercia: $I_g = 1.127 \text{ m}^4$

Distancia superior del eje neutro: $Y_{top} = 0.571 \text{ m}^2$

Distancia inferior del eje neutro: $Y_{bot} = 0.929 \text{ m}^2$

Módulo de sección superior: $S_{top} = 1.973 \text{ m}^2$

Módulo de sección inferior: $S_{bot} = 1.213 \text{ m}^2$

Propiedades de la sección en el apoyo:

Área de la sección Total: $A_g = 4.075 \text{ m}^2$

Centro de Gravedad en X: $X_{cg} = 4.000 \text{ m}^2$

Centro de Gravedad en Y: $Y_{cg} = 0.908 \text{ m}^2$

Momento de Inercia: $I_x = 1.188 \text{ m}^4$

Distancia superior del eje neutro: $Y_{top} = 0.592 \text{ m}^2$

Distancia inferior del eje neutro: $Y_{bot} = 0.908 \text{ m}^2$

4.2.2. Materiales

4.2.2.1. Propiedades del concreto.

Resistencia a la compresión inicial $f'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad del Concreto $E_{ci} = 15000\sqrt{f'_c} = 250998.008 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia a la compresión en el momento de transferencia $f'_c =$

350 kg/cm^2

Módulo de Elasticidad del Concreto $E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 280624.304 \text{ kg/cm}^2$

Peso Específico del Concreto $\gamma'_c = 2500 \text{ kg/cm}^2$

4.2.2.2. Propiedades del acero de preesfuerzo.

Acero de Preesfuerzo de Baja Relajación $f_{pu} = 270 \text{ ksi} = 18900 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad del Acero de Preesfuerzo $E_p =$

$28500 \text{ ksi} = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo Máximo antes de la transferencia $f_{pbt} = 0.75 f_{pu} =$

$202.5 \text{ ksi} = 1400 \text{ kg/cm}^2$

4.2.2.3. Propiedades del acero de refuerzo.

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

Módulo de Elasticidad del Acero de Refuerzo $E_s = 29000 \text{ ksi} = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

4.2.3. Cargas y metrado de cargas

4.2.3.1. Cargas permanentes DC. Que consta del Peso Propio de la viga Cajón y se tomó un peso específico del concreto de 2.5 ton/m^3 , por lo tanto, la carga DC = 9.316 ton/m .

4.2.3.2. Cargas permanentes DW. Dentro de estas cargas se considera cargas muertas sobreimpuestas como el peso de la barrera con un peso específico del concreto de 2.5 ton/m^3 , el peso de la baranda con un peso específico por metro lineal de 0.20 ton y peso de la superficie de desgaste que será de concreto simple con un peso específico de 2.5 ton/m^3 , por lo tanto, la carga DW = 2.508 ton/m .

4.2.3.3. Cargas vivas. La carga viva de diseño LL es la carga viva vehicular AASHTO HL-93. Para tener en cuenta el impacto de la carga de las ruedas de

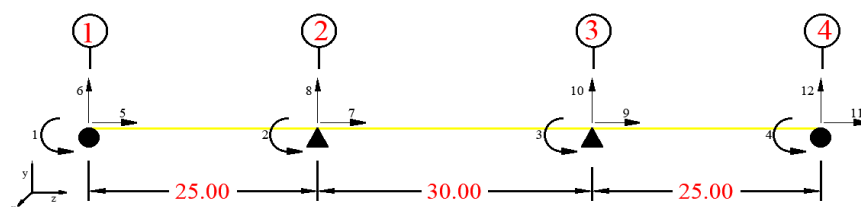
los vehículos en movimiento, se utiliza la carga dinámica permitida $IM = 33\%$ de acuerdo a la tabla 8. Las hipótesis y ubicación de las cargas se investigará de manera que produzcan las máximas solicitaciones impuestas, distribuidos en el número de carriles que será igual a $\text{Número de carriles} = \text{Ancho de calzada}/3600 = 7200/3600 = 2$ carriles de diseño.

4.2.4. Análisis estructural

4.2.4.1. Análisis para cargas muertas. Para el cálculo del puente de tres vanos que se está desarrollando se muestra el modelo matemático de la estructura en la figura 41, se analizó mediante el método matricial porque su programación es más sencilla para estructuras de cierta complejidad como para vigas continuas, se hizo la evaluación de las reacciones para el cálculo de momentos y cortantes para cargas permanentes.

Figura 41

Modelo matemático de la estructura del puente



Nota. 1,2,3,4 son el número de apoyos de la estructura, 1-12 son el número de fuerzas actuantes en cada nodo.

Ecuación matricial de equilibrio:

$$F = F^F + K^{(vano)} * u^{(vano)}$$

Donde:

F^F : Vector de fuerzas en los nudos

$K^{(vano)}$: Matriz de coeficientes de rigidez (matriz de rigidez)

$u^{(vano)}$: Vector de desplazamientos en los nudos

En la cual:

$$\begin{bmatrix} f_{x,i} \\ f_{y,i} \\ M_{z,i} \\ f_{x,f} \\ f_{y,f} \\ M_{z,f} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{x,i}^F \\ f_{y,i}^F \\ M_{z,i}^F \\ f_{x,f}^F \\ f_{y,f}^F \\ M_{z,f}^F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} u_{x,i} \\ u_{y,i} \\ \theta_{z,i} \\ u_{x,f} \\ u_{y,f} \\ \theta \end{bmatrix}$$

Matriz de rigidez K del elemento viga:

$$K^{(vano)} = \begin{bmatrix} EA/L & & & & & \\ & 0 & 12EI/L^3 & & & \\ & 0 & 6EI/L^2 & 4EI/L & & \\ -EA/L & & 0 & 0 & : & EA/L \\ & 0 & -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 0 & 12EI/L^3 \\ & 0 & 6EI/L^2 & 2EI/L^3 & 0 & -6EI/L^2 & 4EI/L \end{bmatrix}$$

El proceso siguiente es el ensamblaje a de la matriz general, de los vectores de desplazamientos, acciones fijas y fuerzas externas generales del puente, al no haber elementos horizontales no habrá matriz de transformación y en los vectores. Para este proceso primero se encuentran los desplazamientos desconocidos (U_α), luego los desplazamientos conocidos (U_β):

$$\begin{bmatrix} F_\alpha \\ F_\beta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_\alpha^F \\ F_\beta^F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{\alpha\alpha} & k_{\alpha\beta} \\ k_{\beta\alpha} & k_{\beta\beta} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} U_\alpha \\ U_\beta \end{bmatrix}$$

$$F_\alpha = F_\alpha^F + k_{\alpha\alpha} * U_\alpha + k_{\alpha\beta} * U_\beta$$

$$F_\beta = F_\beta^F + k_{\beta\alpha} * U_\alpha + k_{\beta\beta} * U_\beta$$

Asumiendo $U_\beta = 0$, las ecuaciones precedentes quedaran:

$$U_\alpha = [k_{\alpha\alpha}]^{-1} * (F_\alpha - F_\alpha^F)$$

$$F_\beta = F_\beta^F + k_{\beta\alpha} * U_\alpha$$

Una vez que se tengan las ecuaciones desconocidas calculadas por la ecuación U_α , se obtienen las reacciones en los apoyos, mediante la ecuación F_β .

Se tiene del modelo matemático de la estructura, la matriz de rigidez $k_{1,2}$ del elemento 1-2, en ton/m:

5	6	1	7	8	2	
374112.531	0	0	-374112.531	0	0	5
0	2171.588	27144.849	0	-2171.588	27144.849	6
0	27144.849	452414.156	0	-27144.849	226207.078	1
-374112.5309	0	0	374112.531	0	0	7
0	-2171.588	-27144.8494	0	2171.588	-27144.849	8
0	27144.849	226207.078	0	-27144.849	452414.156	2

Se tiene del modelo matemático de la estructura, la matriz de rigidez $k_{2,3}$ del elemento 2-3, en ton/m:

7	8	2	9	10	3	
311760.442	0	0	-311760.442	0	0	7
0	1256.706	18850.590	0	-1256.706	18850.590	8
0	18850.590	377011.797	0	-18850.590	188505.898	2
-311760.4424	0	0	311760.442	0	0	9
0	-1256.706	-18850.5898	0	1256.706	-18850.590	10
0	18850.590	188505.898	0	-18850.590	377011.797	3

Se tiene del modelo matemático de la estructura, la matriz de rigidez $k_{3,4}$ del elemento 3-4, en ton/m:

9	10	3	11	12	4	
374112.531	0	0	-374112.531	0	0	9
0	2171.588	27144.849	0	-2171.588	27144.849	10
0	27144.849	452414.156	0	-27144.849	226207.078	3
-374112.5309	0	0	374112.531	0	0	11
0	-2171.588	-27144.8494	0	2171.588	-27144.849	12
0	27144.849	226207.078	0	-27144.849	452414.156	4

Ensamblaje de la matriz de rigidez de todos los elementos, la matriz de rigidez general será en ton/m:

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
452414.156	226207.078	0	0	0	27144.849	0	-27144.849	0	0	0	0	1
226207.078	829425.952	188505.898	0	0	27144.849	0	-8294.260	0	-18850.590	0	0	2
0	188505.898	829425.952	226207.078	0	0	0	18850.590	0	8294.260	0	-27144.849	3
0	0	226207.078	452414.156	0	0	0	0	0	27144.849	0	-27144.849	4
0	0	0	0	374112.531	0	-374112.531	0	0	0	0	0	5
27144.849	27144.849	0	0	0	2171.588	0	-2171.588	0	0	0	0	6
0	0	0	0	-374112.5309	0	685872.973	0	-311760.442	0	0	0	7
-27144.8494	-8294.260	18850.590	0	0	-2171.588	0	3428.294	0	-1256.706	0	0	8
0	0	0	0	0	0	-311760.4424	0	685872.973	0	-374112.531	0	9
0	-18850.5898	8294.260	27144.849	0	0	0	-1256.706	0	3428.294	0	-2171.588	10
0	0	0	0	0	0	0	0	-374112.5309	0	374112.531	0	11
0	0	-27144.8494	-27144.849	0	0	0	0	0	-2171.588	0	2171.588	12

Desarrollando la matriz $k_{\alpha\alpha}$:

1	2	3	4	
452414.156	226207.078	0	0	1
226207.078	829425.952	188505.898	0	2
0	188505.898	829425.952	226207.078	3
0	0	226207.078	452414.156	4

Desarrollando la matriz $k_{\beta\alpha}$:

1	2	3	4	
0	0	0	0	5
27144.849	27144.849	0	0	6
0	0	0	0	7
-27144.849	-8294.260	18850.590	0	8
0	0	0	0	9
0	-18850.590	8294.260	27144.849	10
0	0	0	0	11
0	0	-27144.849	-27144.849	12

4.2.4.2. Cálculo de reacciones para cargas permanentes (DC). Se tendrá

las reacciones de los vectores de acciones fijas F^F en ton. por lo tanto, se tiene:

elemento 1-2		elemento 2-3		elemento 3-4		vector ensamblado:	
0.000	5	0.000	7	0.000	9	485.189	1
116.445	6	139.734	8	116.445	10	213.483	2
485.189	1	698.672	2	485.189	3	-213.483	3
0.000	7	0.000	9	0.000	11	-485.189	4
116.445	8	139.734	10	116.445	12	0.000	5
-485.189	2	-698.672	3	-485.189	4	116.445	6
						0.000	7
						256.180	8
						0.000	9
						256.180	10
						0.000	11
						116.445	12

De la ecuación de U_α se tiene:

Subvector: F_α^F (ton.)		Subvector: F_β^F (ton.)		Subvector: F_α (ton.)		Subvector: U_α (m.)	
485.189	1	0.000	5	0.000	1	-0.00110002	1
213.483	2	116.445	6	0.000	2	0.00005515	2
-213.483	3	0.000	7	0.000	3	-0.00005515	3
-485.189	4	256.180	8	0.000	4	0.00110002	4
		0.000	9				
		256.180	10				
		0.000	11				
		116.445	12				

De la ecuación para cálculo de reacciones F_β se tiene:

	0.000	5
R1 =	88.083	6
	0.000	7
R2 =	284.542	8
	0.000	9
R3 =	284.542	10
	0.000	11
R4 =	88.083	12

4.2.4.3. Cálculo de reacciones de cargas permanentes (DW).

Se tendrá las reacciones de los vectores de acciones fijas F^F para DC en ton. por

lo tanto, se tiene:

elemento 1-2		elemento 2-3		elemento 3-4		vector ensamblado:	
0.000	5	0.000	7	0.000	9	130.608	1
31.346	6	37.615	8	31.346	10	57.468	2
130.608	1	188.076	2	130.608	3	-57.468	3
0.000	7	0.000	9	0.000	11	-130.608	4
31.346	8	37.615	10	31.346	12	0.000	5
-130.608	2	-188.076	3	-130.608	4	31.346	6
						0.000	7
						68.961	8
						0.000	9
						68.961	10
						0.000	11
						31.346	12

De la ecuación de U_a se tiene:

Subvector: F_a^F (ton.)		Subvector: F_β^F (ton.)		Subvector: F_a (ton.)		Subvector: U_a (m.)	
130.608	1	0.000	5	0.000	1	-0.00029612	1
57.468	2	31.346	6	0.000	2	0.00001485	2
-57.468	3	0.000	7	0.000	3	-0.00001485	3
-130.608	4	68.961	8	0.000	4	0.00029612	4
		0.000	9				
		68.961	10				
		0.000	11				
		31.346	12				

De la ecuación para cálculo de reacciones F_β se tiene:

	0.000	5
R1 =	23.711	6
	0.000	7
R2 =	76.596	8
	0.000	9
R3 =	76.596	10
	0.000	11
R4 =	23.711	12

En la siguiente tabla se muestra el resumen de las reacciones DC y DW:

Tabla 30*Reacciones en los apoyos del puente*

Apoyo	DC (ton.)	DW (ton.)
1	88.083	23.711
2	284.542	76.596
3	284.542	76.596
4	88.083	23.711

Nota. Donde DC es la solicitud por peso propio del tablero y DW de las cargas sobre impuestas.

4.2.4.4. Diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes. Para el cálculo de los diagramas de momentos y fuerzas cortantes se hizo con una discretización a cada 0.5 m. de la luz en cada tramo, para obtener los máximos momentos positivos y negativos en los puntos más críticos mostrados en la siguiente tabla 31:

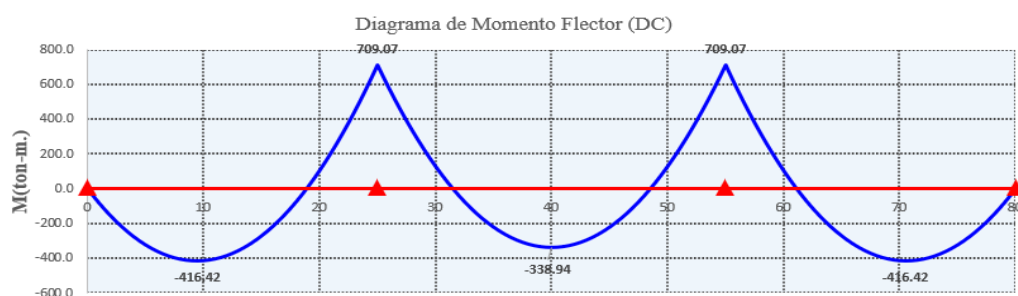
Tabla 31*Solicitaciones máximos y mínimos para momentos flectores y fuerzas cortantes*

Punto	Momento Flector Máximo y Mínimo		Cortante Máximo y Mínimo	
	DC (ton*m.)	DW (ton*m.)	DC (ton.)	DW ton.)
Vano 1	416.417	112.096	88.083	23.711
Apoyo 2	-709.069	-190.875	-144.808	-38.981
Vano 2	338.939	91.293	139.734	37.615
Apoyo 3	-709.069	-190.875	-139.734	-37.615
Vano 3	416.417	112.096	144.808	38.981

Nota: elaboración propia del autor (2024).

Figura 42

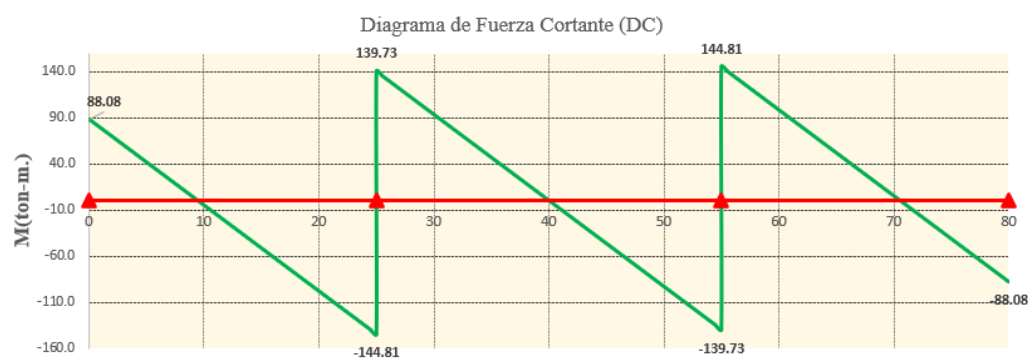
Diagrama de momento flector para la carga DC por peso propio



Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Figura 43

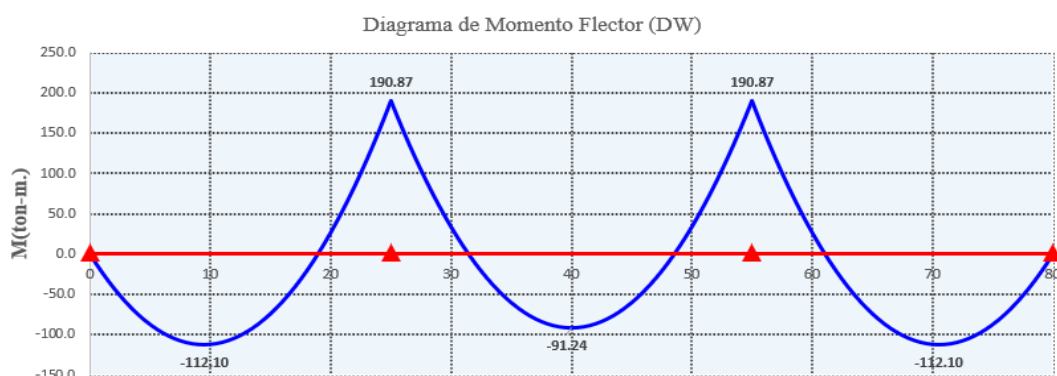
Diagrama de fuerza cortante para la carga DC por peso propio



Nota: Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Figura 44

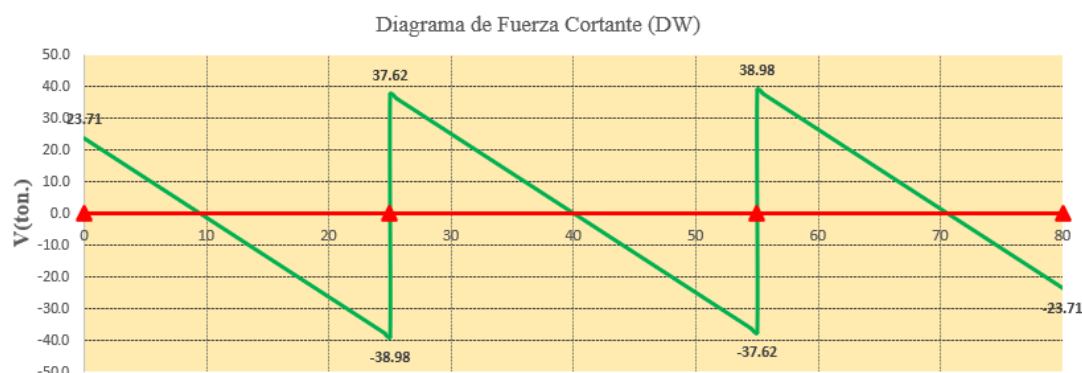
Diagrama de momento flector para la carga DW por carga sobreimpuestas



Nota: Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Figura 45

Diagrama de fuerzas cortantes para carga DW por carga sobreimpuestas



Nota: Fuente: elaboración propia del autor (2024).

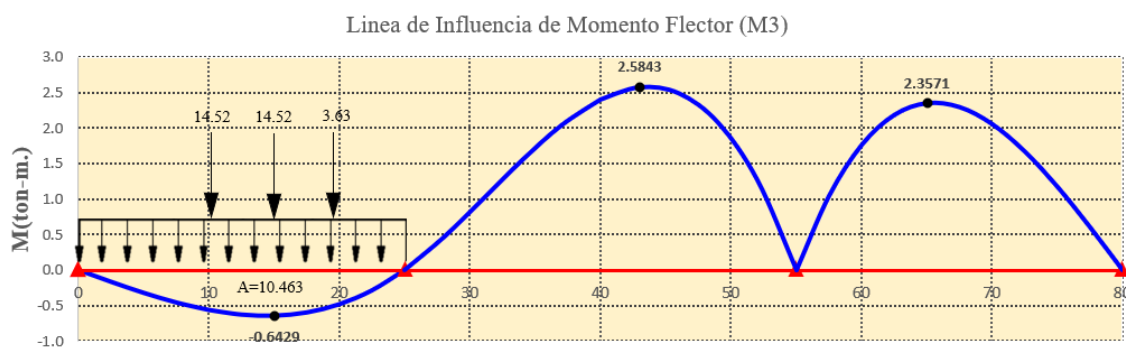
4.2.4.5. Análisis para cargas vivas vehiculares. Para el análisis de cargas vivas vehiculares se realizó mediante el método cinemático, utilizando la regla de Simpson para líneas de influencia, este método tomado de (Vallecilla Bahena, 2008, p 71 al p 81), por ser extenso no se desarrolla, y todos los resultados y cálculos inherentes se encuentran en los anexos de esta tesis, donde se tomó una discretización de 2.5 m. en los tramos exteriores y cada 1 m. en los tramos interiores.

Para obtener los máximos momentos flectores para la carga viva vehicular, se obtuvo posicionando la carga HL-93 en los puntos más desfavorables, y para el cálculo del momento se realiza multiplicando las cargas especificadas en la sección 2.2.9.2 que son camión de diseño, tándem de diseño y carga de carril por su factor de influencia, para todos los casos se hará un incremento por impacto del 33%, excepto para la carga de carril.

4.2.4.6. Cálculo para momento máximo positivo. Por lo tanto, para carga para todos los casos se tiene.

Figura 46

Línea de influencia en la luz 1 para momento máximo positivo



Nota: Fuente: elaboración propia del autor (2024).

De acuerdo a la figura 46 se tiene el posicionamiento del camión de diseño en la posición más desfavorable el cálculo de máximo momento positivo, entonces será:

$$M_{LL_truck} = 14.52 * 0.5720 + 14.52 * 0.6429 + 3.63 * 0.522 =$$

$$19.5367 \text{ ton} * m$$

Para tándem de diseño:

$$M_{LL_tandem} = 11.34 * 0.6429 + 11.34 * 0.6283 = 14.4154 \text{ ton} * m$$

Para carril de diseño:

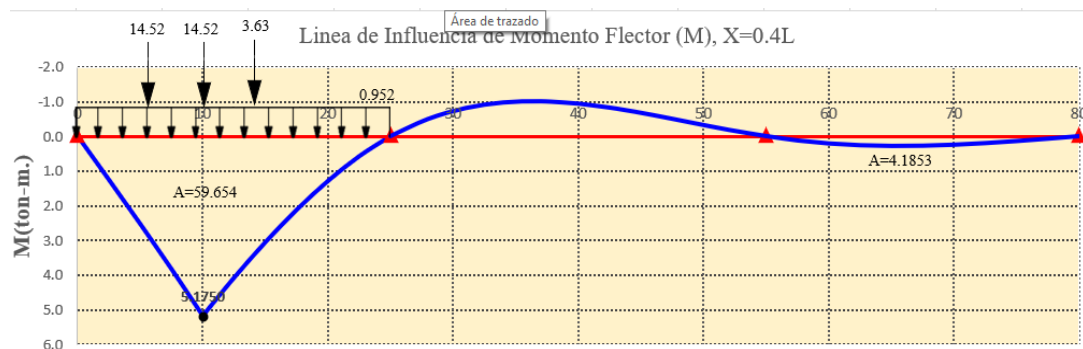
$$M_{LL_carril} = 0.952 * 10.463 = 9.9608 \text{ ton} * m$$

Por lo consiguiente, se toma el más crítico del camión de diseño más carril o tándem de diseño más carril incrementado por impacto:

$$M_{LLIM}(+) = 19.5367 * 1.33 + 9.9608 = 35.94 \text{ ton} * m$$

Figura 47

Línea de influencia a 0.4 de la luz 1 para momento máximo positivo



Nota: Fuente: elaboración propia del autor (2024).

De acuerdo a la figura 47 se tiene el posicionamiento del camión de diseño en la posición más desfavorable el cálculo de máximo momento positivo, entonces será:

$$M_{LL_truck} = 14.52 * 3.2594 + 14.52 * 5.1750 + 3.63 * 2.9048 = 133.012 \text{ ton} * m$$

Para tándem de diseño:

$$M_{LL_tandem} = 11.34 * 5.1750 + 11.34 * 5.0251 = 115.669 \text{ ton} * m$$

Para carril de diseño:

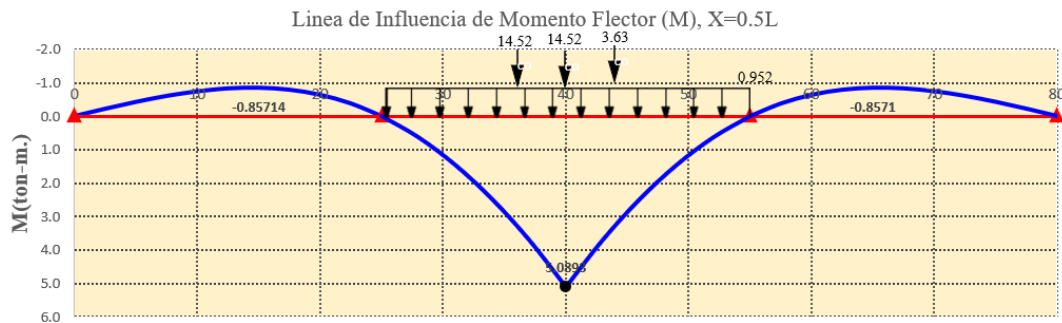
$$M_{LL_carril} = 0.952 * 59.650 + 0.952 * 4.185 = 60.771 \text{ ton} * m$$

Por lo consiguiente momento para 0.4 de la luz 1, se toma el más crítico del camión de diseño más carril o tándem de diseño más carril incrementado por impacto:

$$M_{LLIM}(+) = 133.012 * 1.33 + 60.771 = 237.68 \text{ ton} * m$$

Figura 48

Línea de influencia a 0.5 de la luz 2 para momento máximo positivo



Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

De acuerdo a la figura 48 se tiene el posicionamiento del camión de diseño en la posición más desfavorable el cálculo de máximo momento positivo, entonces será:

$$M_{LL_truck} = 14.52 * 3.0945 + 14.52 * 5.0893 + 3.63 * 3.0954 =$$

$$130.078 \text{ ton} * m$$

Para tándem de diseño:

$$M_{LL_tandem} = 11.34 * 5.0893 + 11.34 * 4.7678 = 111.780 \text{ ton} * m$$

Para carril de diseño:

$$M_{LL_carril} = 0.952 * 65.7857 = 62.628 \text{ ton} * m$$

Por lo consiguiente momento para 0.4 de la luz 1, se toma el más crítico del camión de diseño más carril o tándem de diseño más carril incrementado por impacto:

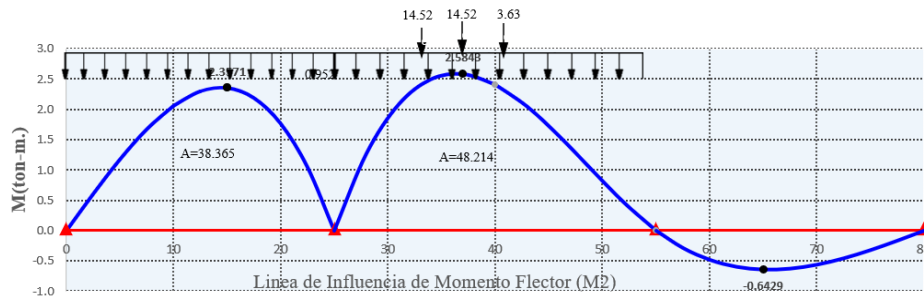
$$M_{LLIM}(+) = 130.078 * 1.33 + 62.628 = 235.63 \text{ ton} * m$$

4.2.4.7. Cálculo para momento máximo negativo.

Para todos los casos se tendrá.

Figura 49

Línea de influencia en el apoyo 2 para momento máximo negativo



Nota: Fuente: elaboración propia del autor (2024).

De acuerdo a la figura 49 se tiene el posicionamiento del camión de diseño en la posición más desfavorable el cálculo de máximo momento negativo:

$$M_{LL_truck} = 14.52 * (-2.584) + 14.52 * (-2.351) + 3.63 * (-1.472) = -77.011 \text{ ton} * m$$

Para tándem de diseño:

$$M_{LL_tandem} = 11.34 * (-2.5882) + 11.34 * (-2.5843) = -58.656 \text{ ton} * m$$

Para carril de diseño:

$$M_{LL_carril} = 0.952 * (-38.365) + 0.952 * (-48.214) = -82.423 \text{ ton} * m$$

Por lo consiguiente momento para 0.4 de la luz 1, se toma el más crítico del camión de diseño más carril o tándem de diseño más carril incrementado por impacto:

$$M_{LLIM}(-) = -77.011 * 1.33 + 82.423 = -184.85 \text{ ton} * m$$

4.2.4.8. Cálculo de factores de carga y combinaciones de carga para estado límites de resistencia y servicio. De la ecuación general de factores de carga y resistencia se tiene:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:



γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitudes

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa

Q_i = Solicitaciones

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada: ϕR_n

Para factor de modificaciones cargas se usa:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_i \geq 0.95$$

Donde:

η_D : factor de modificación por ductilidad, 1.05 para componentes y conexiones no dúctiles, 1 para puentes convencionales y 0.95 para componentes y conexiones dúctiles.

η_R : factor de modificación por redundancia, 1.05 para miembros no redundantes, 1 para niveles convencionales de redundancia y 0.95 para miembros redundantes.

η_i : factor de modificación por importancia operacional, 1.05 para puentes importantes, 1 para puentes típicos y 0.95 para puentes generales o poco importantes.

para este caso de puente se tomará:

$\eta = 1.0$ para los estados Limites de Resistencia I y Estados Limites de Servicio I y III.

Para las combinaciones de carga de acuerdo a la tabla 23 se tomará:

$$\text{RESISTENCIA I} = \eta [1.25 \text{ DC} + 1.5 \text{ DW} + 1.75 (\text{LL} + \text{IM})]$$

$$\text{SERVICIO I} = \eta [\text{DC} + \text{DW} + (\text{LL} + \text{IM})]$$

$$\text{SERVICIO III} = \eta [\text{DC} + \text{DW} + 0.80 (\text{LL} + \text{IM})]$$

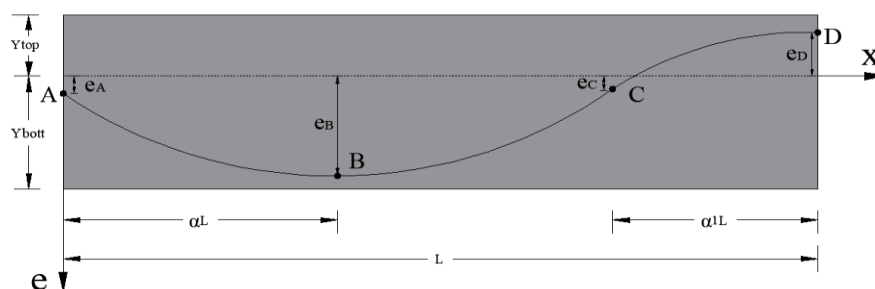
4.2.5. Trazado de la trayectoria del tendón

De acuerdo a (Nawy, 2009, p 131) manifiesta, “una trayectoria parabólica del tendón es más común para vigas postensadas vaciadas in situ, donde son utilizadas para vigas sometidas a cargas externas uniformemente distribuidas”, y tienen otra ventaja que soportan cargas pesadas debido al efecto equilibrador de las componentes verticales del tendón curvo que se asemejan a los momentos flectores y por tanto controlan los esfuerzos de tensión producidas por las solicitaciones.

4.2.5.1. Cálculo de la trayectoria del tendón para vanos exteriores. La trayectoria de la fuerza de preesfuerzo es descrita por una parábola de segundo grado, por lo cual momentos máximos de carga muerta se producen cerca de $0,4 L$ para el vano exterior, $0,6 L$ para el vano central y en los apoyos, y se tomaron estos puntos críticos para excentricidades máximas y mínimas para trazar el perfil del tendón, tomando como positivos las excentricidades debajo del centro de gravedad de la sección y negativas por encima.

Figura 50

Trayectoria parabólica del tendón en los vanos exteriores



Nota. donde e_A , e_B , e_C , e_D son las excentricidades o distancias del eje neutro hacia los puntos máximos de aplicación, αL y $\alpha_1 L$ son las constantes de la parábola tomados

como porción del vano exterior, A, B, C y D son puntos de inflexión, adaptada de *Perfil de Tendón para Vanos Exteriores* (Bahena, 2009).

En el punto de inflexión C se tiene:

$$e_c = e_D - \alpha_1 \left[\frac{e_D - e_B}{1 - \alpha} \right]$$

La ecuación para el tramo entre A y B que va de $(0 \leq x \leq \alpha L)$ se tiene:

$$e_x = -\frac{e_B - e_A}{(\alpha L)^2} x^2 + \frac{2(e_B - e_A)}{\alpha L} x + e_A$$

La ecuación para el tramo entre B y C que va de $(\alpha L \leq x \leq (L - \alpha L))$ se tiene:

$$e_x = \frac{(e_D - e_B)}{(1 - \alpha)(1 - \alpha - \alpha_1)(L)^2} x^2 - \frac{2\alpha(e_D - e_B)}{(1 - \alpha)(1 - \alpha - \alpha_1)L} x + \frac{\alpha^2(e_D - e_B)}{(1 - \alpha)(1 - \alpha - \alpha_1)} + e_B$$

La ecuación para el tramo entre C y D que va de $((L - \alpha L)) \leq x \leq L$ se tiene:

$$e_x = -\frac{e_D - e_B}{\alpha_1(1 - \alpha)L^2} x^2 + \frac{2(e_D - e_B)}{\alpha_1(1 - \alpha)L} x + \frac{(e_D - e_B)}{\alpha_1(1 - \alpha)} + e_D$$

Cálculo de las constantes de las parábolas, cuando: $L = 30.00 \text{ m}$:

$$\alpha L = 0.4L \Rightarrow \alpha = 0.40$$

$$\alpha_1 L = 0.4 \frac{L}{2} \Rightarrow \alpha_1 = 0.20$$

Cálculo de las excentricidades, tomando como $r_{sup} = 0.25 \text{ m}$ y $r_{inf} = 0.25 \text{ m}$:

$$e_B = Y_i - r_{inf} = 0.915 - 0.25 = 0.665$$

$$e_D = -(Y_{sup} - r_{sup}) = -(0.585 - 0.25) = -0.335$$

$$e_c = e_D - \alpha_1 \left[\frac{e_D - e_B}{1 - \alpha} \right] = -0.335 - 0.20 \left[\frac{-0.335 - 0.665}{1 - 0.40} \right] = -0.001809$$

Para el Tramo A-B:

$$e_x = -\frac{0.665 - 0.00}{(0.40 * 30.00)^2}x^2 + \frac{2(0.665 - 0.00)}{0.40 * 30.00}x + 0.00 = -0.00665x^2 + 0.13300x$$

Tabla 32

Excentricidades del tendón en el vano exterior tramo A-B

X(m.)	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10
e(m.)	0.00	0.126	0.239	0.339	0.426	0.499	0.558	0.605	0.638	0.658	0.665

Nota. donde "x" es la distancia de las ordenadas y "e" la distancia de las abscisas.

Para el Tramo B-C:

$$e_x = \frac{(-0.335 - 0.665)}{(1 - 0.40)(1 - 0.40 - 0.20)(25.00)^2}x^2 - \frac{2 * 0.40(-0.335 - 0.665)}{(1 - 0.40)(1 - 0.40 - 0.20)25.00}x + \frac{0.40^2(-0.335 - 0.665)}{(1 - 0.40)(1 - 0.40 - 0.20)} + 0.665$$

$$= -0.00667x^2 + 0.13333x - 0.00167$$

Tabla 33

Excentricidades del tendón en el vano exterior tramo B-C

X(m)	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0	16.0	17.0	18.0	19.0	20
e(m)	0.66	0.65	0.63	0.60	0.55	0.49	0.42	0.33	0.23	0.12	0.00

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Para el Tramo C-D:

$$e_x = -\frac{-0.335 - 0.665}{0.20(1 - 0.40)30.00^2}x^2 + \frac{2(-0.335 - 0.665)}{0.20(1 - 0.40)30.00}x + \frac{(-0.335 - 0.665)}{0.20(1 - 0.40)}$$

$$+ (-0.335) = 0.00926x^2 + 0.55556x - 8.6683$$

Tabla 34

Excentricidades del tendón en el vano exterior tramo C-D

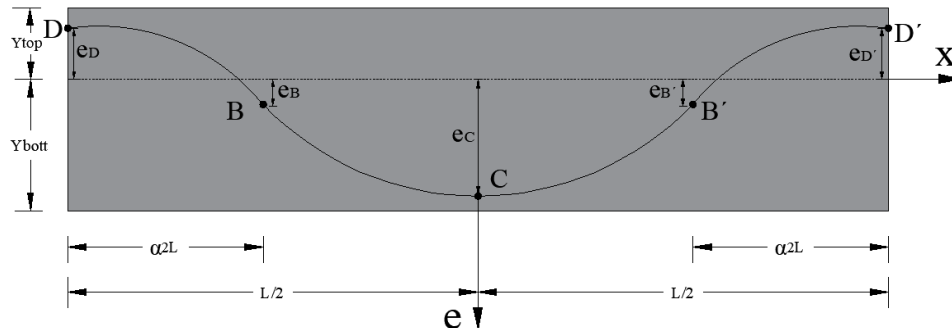
X(m)	20.00	21.00	22.00	23.00	24.00	25.00
e(m)	-0.002	-0.122	-0.215	-0.282	-0.322	-0.325

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

4.2.5.2. Cálculo de la trayectoria del tendón para vano interior.

Figura 51

Trayectoria del tendón en el vano interior o vano central



Nota. donde e_D , e_B , e_C , $e_{D'}$ son las excentricidades o distancias del eje neutro hacia los puntos máximos de aplicación, $\alpha_2 L$ son las constantes de la parábola tomados como porción del vano exterior, D, B, C, B' y D' son puntos de inflexión, adaptada de *Perfil de Tendón para Vanos Interiores* (Bahena, 2009).

En el punto de inflexión B y B' se tiene:

$$e_B = e_D - 2\alpha_2(e_D - e_C)$$

La ecuación para el tramo entre D y B o B' y D' se tiene:

$$e_x = -\frac{2(e_D - e_C)}{\alpha_2 L^2} x^2 - \frac{2(e_D - e_C)}{\alpha_2 L} x - \frac{(e_D - e_C)}{2\alpha_2} + e_D$$

La ecuación para el tramo entre B y C o C y B' se tiene:

$$e_x = \frac{2(e_D - e_C)}{(0.5 - \alpha_2)L^2} x^2 + e_C$$

Cálculo de las constantes de las parábolas para el vano interior, cuando

$L = 30.00 \text{ m}$:

$$\alpha L = 0.3L \Rightarrow \alpha = 0.40$$

$$\alpha_2 L = 0.3 \frac{L}{2} \Rightarrow \alpha_2 = 0.150$$

Cálculo de las excentricidades, tomando como $r_{sup} = 0.25 \text{ m}$ y $r_{inf} =$

0.25 m :

$$e_c = Y_i - r_{inf} = 0.915 - 0.25 = 0.665$$

$$e_D = -(Y_{sup} - r_{sup}) = -(0.585 - 0.25) = -0.335$$

$$e_B = e_D - 2\alpha_2(e_D - e_c) = -0.335 - 2 * 0.15(-0.335 - 0.665) = -0.035$$

Para Tramo D'-B':

$$e_x = -\frac{2(-0.335 - 0.665)}{0.15 * 30.00^2}x^2 - \frac{2(-0.335 - 0.665)}{0.15 * 30.00}x - \frac{(-0.335 - 0.665)}{2 * 0.15} + (-0.335) = 0.01481x^2 + 0.44444x + 2.99833$$

Tabla 35

Excentricidades del Tendón en el Vano Interior Tramo D'-B'

X(m)	25.00	26.00	27.00	28.00	29.00	30.00
e(m)	-0.335	-0.320	-0.275	-0.202	-0.098	-0.035

Nota: elaboración propia del autor (2024).

Para el tramo C-B':

$$e_x = \frac{2(e_D - e_c)}{(0.5 - \alpha_2)L^2}x^2 + e_c = \frac{2(-0.335 - 0.665)}{(0.5 - 0.15)30.00^2}x^2 + 0.665 = 0.00635x^2 + 0.665$$

Tabla 36

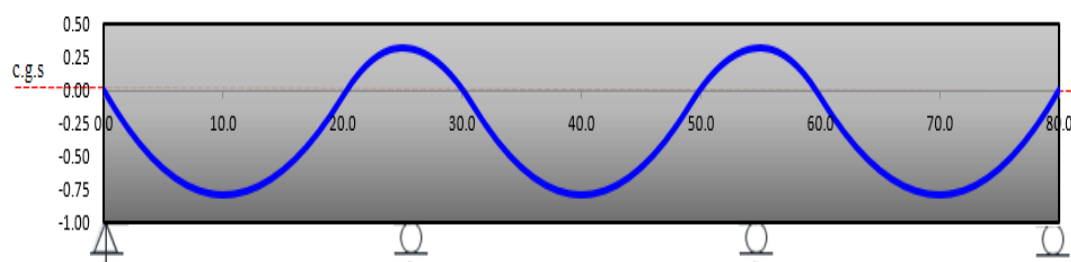
Excentricidades del Tendón en el Vano Interior Tramo C-B'

X(m)	30.00	31.00	32.00	33.00	34.00	35.00	36.00	37.00	38.00	39.00	40.0
e(m)	0.035	0.151	0.259	0.354	0.436	0.506	0.563	0.608	0.639	0.659	0.66

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Figura 52

Trayectoria del tendón en toda la longitud del puente



Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

4.2.6. Cálculo de momento flector por postensado

Para determinar el momento para fuerzas de preesfuerzo se determinó por el principio de trabajo virtual, determinando los desplazamientos y giros mediante una estructura con carga unitaria virtual sobreponiendo en la estructura primaria con cargas reales, siempre que estas cargas causen una respuesta elástica lineal. En consecuencia, la ecuación canónica de trabajo virtual se tiene:

$$1 * \Delta = \int_0^L \frac{mM}{EI} dx$$

Donde:

1: Carga unitaria virtual externa que actúa sobre la viga en la dirección del desplazamiento.

m: Momento virtual interno en la viga expresada como una función de x y que es causado por la carga unitaria virtual externa.

Δ : Desplazamiento externo causado por las cargas reales que actúan sobre la viga.

M: Momento interno en la viga, expresado en función de x y causado por las cargas reales.

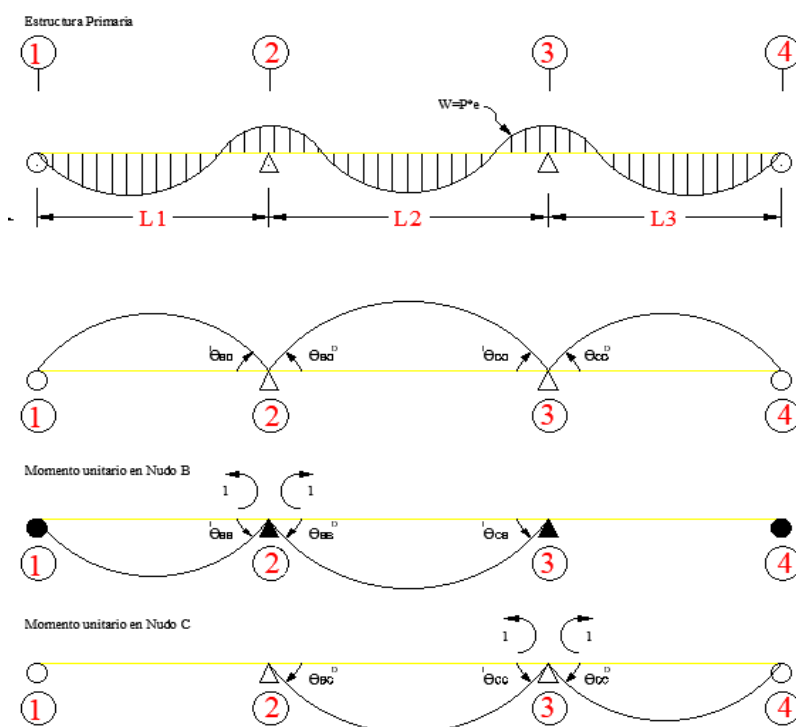
E: Módulo de elasticidad del material.

I: Momento de inercia de la sección transversal, calculado con respecto al eje neutro.

Para una viga continua de 3 vanos, en la cual se somete a una carga P^*e , con un grado de indeterminación de 2, se introducen articulaciones en los nudos internos, luego se aplican momentos unitarios en cada uno de estos nudos, por lo cual los giros serán:

Figura 53

Rotaciones y momentos unitarios en la viga



Nota. En la figura se muestra el modelo matemático idealizado mediante la compatibilidad de deformaciones en cada nudo interior.

$$\theta_{BO}^I EI = \frac{\Delta X_{AB}}{3} \sum_A^B [S * (P * e)(m_B)] \quad , \theta_{BO}^D EI = \frac{\Delta X_{BC}}{3} \sum_B^C [S * (P * e)(m_B)]$$

$$\theta_{CO}^I EI = \frac{\Delta X_{BC}}{3} \sum_B^C [S * (P * e)(m_C)] \quad , \theta_{CO}^D EI = \frac{\Delta X_{CD}}{3} \sum_C^D [S * (P * e)(m_C)]$$

$$\theta_{BB}^I EI = \frac{\Delta X_{AB}}{3} \sum_A^B [S * (m_B)^2] \quad , \theta_{BB}^D EI = \frac{\Delta X_{BC}}{3} \sum_B^C [S * (m_B)^2]$$

$$\theta_{CC}^I EI = \frac{\Delta X_{BC}}{3} \sum_B^C [S * (m_C)^2] \quad , \theta_{CC}^D EI = \frac{\Delta X_{CD}}{3} \sum_C^D [S * (m_C)^2]$$

$$\theta_{CB}^I EI = \frac{\Delta X_{BC}}{3} \sum_B^C [S * (m_B)(m_C)] \quad , \theta_{BC}^D EI = \frac{\Delta X_{BC}}{3} \sum_B^C [S * (m_B)(m_C)]$$

De las ecuaciones anteriores se obtiene las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones la cual son las siguientes:

$$\text{En el nudo 2: } (\theta_{BO}^I + \theta_{BO}^D) + M_{H,B}(\theta_{BB}^I + \theta_{BB}^D) + M_{H,C}(\theta_{BC}^D) = 0$$

$$\text{En el nudo 3: } (\theta_{CO}^I + \theta_{CO}^D) + M_{H,B}(\theta_{CB}^I) + M_{H,C}(\theta_{CC}^I + \theta_{CC}^D) = 0$$

Al resolver estas 2 ecuaciones, se obtienen los momentos hiperestáticos MH,2 y MH,3. El momento por carga de preesfuerzo MP, en estructuras

estáticamente indeterminadas es igual a la suma del momento estático ME mas el momento hiperestático MH.

$$M_p = M_E + M_H$$

$$M_E = P * e$$

Donde:

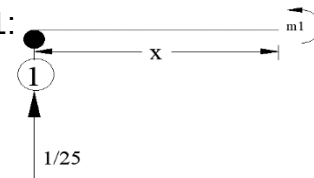
P: Fuerza de preesfuerzo.

E: Excentricidad de la fuerza de preesfuerzo.

De las afirmaciones anteriores, se toma la estructura para momentos

unitarios se tiene, en la luz 1:

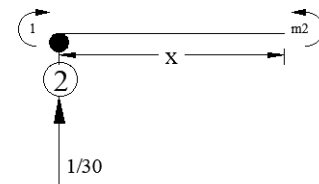
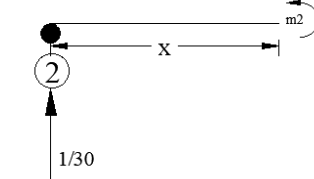
$$m_2 = \frac{x}{L_{12}} = \frac{x}{25}$$



En la luz 2:

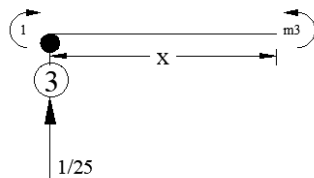
$$m_3 = \frac{x}{L_{23}} = \frac{x}{30}$$

$$m_2 = 1 - \frac{x}{L_{23}} = 1 - \frac{x}{30}$$



En la luz 3:

$$m_3 = 1 - \frac{x}{L_{34}} = 1 - \frac{x}{25}$$



Para encontrar los giros, se emplea la integración numérica de la regla de Simpson, como se muestra en el anexo, y los resultados se muestran en la tabla 37 al 39, tomando E*I igual a 1 y en la columna P se encuentra la fuerza de preesfuerzo preliminar tomada como 1 ton. En los extremos ejerciendo las perdidas respectivas de fricción y penetración de cuñas, para este caso se realiza con una suposición de pérdidas en la etapa de servicio con un 20 % y para la determinación de pérdidas de en la transferencia se toma para coeficiente



de fricción igual a 0.20, penetración de cuña igual a 6 mm y coeficiente de acuíñamiento en los anclajes igual a 0.0002 rad/m.

Tabla 37

Integración numérica en la luz 1

x Luz (m.)	$\mu^*\alpha$	$\Delta(k^*x)$	$(\mu^*\Delta\alpha + k^*\Delta x)$	$\Sigma(\mu^*\Delta\alpha + k^*\Delta x)$	P(t.)	e(m.)	P*e(t-m.)	mC(t-m.)	mB(t-m.)	S	S*P*e* mC/E	SmC* mC/E	S*P*e* mB/E	SmB* mB/E	SmC* mB/E
0.0	0.03	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.03	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.08	-0.08	0.00	0.02	4	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00
1.0	0.03	0.00	0.00	0.01	-0.99	0.15	-0.15	0.00	0.04	2	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00
1.5	0.03	0.00	0.00	0.01	-0.99	0.22	-0.22	0.00	0.06	4	0.00	0.00	-0.05	0.01	0.00
2.0	0.03	0.00	0.00	0.01	-0.99	0.29	-0.28	0.00	0.08	2	0.00	0.00	-0.05	0.01	0.00
2.5	0.02	0.00	0.00	0.01	-0.99	0.35	-0.35	0.00	0.10	4	0.00	0.00	-0.14	0.04	0.00
3.0	0.02	0.00	0.00	0.02	-0.98	0.41	-0.40	0.00	0.12	2	0.00	0.00	-0.10	0.03	0.00
3.5	0.02	0.00	0.00	0.02	-0.98	0.46	-0.45	0.00	0.14	4	0.00	0.00	-0.25	0.08	0.00
4.0	0.02	0.00	0.00	0.02	-0.98	0.51	-0.50	0.00	0.16	2	0.00	0.00	-0.16	0.05	0.00
4.5	0.02	0.00	0.00	0.02	-0.98	0.56	-0.54	0.00	0.18	4	0.00	0.00	-0.39	0.13	0.00
5.0	0.02	0.00	0.00	0.03	-0.97	0.60	-0.58	0.00	0.20	2	0.00	0.00	-0.23	0.08	0.00
5.5	0.01	0.00	0.00	0.03	-0.97	0.64	-0.62	0.00	0.22	4	0.00	0.00	-0.54	0.19	0.00
6.0	0.01	0.00	0.00	0.03	-0.97	0.67	-0.65	0.00	0.24	2	0.00	0.00	-0.31	0.12	0.00
6.5	0.01	0.00	0.00	0.03	-0.97	0.70	-0.68	0.00	0.26	4	0.00	0.00	-0.70	0.27	0.00
7.0	0.01	0.00	0.00	0.04	-0.96	0.73	-0.70	0.00	0.28	2	0.00	0.00	-0.39	0.16	0.00
7.5	0.01	0.00	0.00	0.04	-0.96	0.75	-0.72	0.00	0.30	4	0.00	0.00	-0.86	0.36	0.00
8.0	0.01	0.00	0.00	0.04	-0.96	0.77	-0.74	0.00	0.32	2	0.00	0.00	-0.47	0.20	0.00
8.5	0.00	0.00	0.00	0.04	-0.96	0.78	-0.75	0.00	0.34	4	0.00	0.00	-1.02	0.46	0.00
9.0	0.00	0.00	0.00	0.05	-0.95	0.79	-0.75	0.00	0.36	2	0.00	0.00	-0.54	0.26	0.00
9.5	0.00	0.00	0.00	0.05	-0.95	0.80	-0.76	0.00	0.38	4	0.00	0.00	-1.15	0.58	0.00
10.0	0.00	0.00	0.00	0.05	-0.95	0.80	-0.76	0.00	0.40	2	0.00	0.00	-0.61	0.32	0.00
10.5	0.00	0.00	0.00	0.05	-0.95	0.80	-0.75	0.00	0.42	4	0.00	0.00	-1.27	0.71	0.00
11.0	0.00	0.00	0.00	0.06	-0.94	0.79	-0.75	0.00	0.44	2	0.00	0.00	-0.66	0.39	0.00
11.5	0.00	0.00	0.00	0.06	-0.94	0.78	-0.74	0.00	0.46	4	0.00	0.00	-1.36	0.85	0.00
12.0	-0.01	0.00	0.00	0.06	-0.94	0.77	-0.72	0.00	0.48	2	0.00	0.00	-0.69	0.46	0.00
12.5	-0.01	0.00	0.00	0.06	-0.94	0.75	-0.71	0.00	0.50	4	0.00	0.00	-1.41	1.00	0.00
13.0	-0.01	0.00	0.00	0.07	-0.94	0.73	-0.68	0.00	0.52	2	0.00	0.00	-0.71	0.54	0.00
13.5	-0.01	0.00	0.00	0.07	-0.93	0.71	-0.66	0.00	0.54	4	0.00	0.00	-1.43	1.17	0.00
14.0	-0.01	0.00	0.00	0.07	-0.93	0.68	-0.63	0.00	0.56	2	0.00	0.00	-0.71	0.63	0.00
14.5	-0.01	0.00	0.00	0.07	-0.93	0.65	-0.60	0.00	0.58	4	0.00	0.00	-1.40	1.35	0.00
15.0	-0.01	0.00	0.00	0.08	-0.93	0.61	-0.57	0.00	0.60	2	0.00	0.00	-0.68	0.72	0.00
15.5	-0.02	0.00	0.00	0.08	-0.92	0.57	-0.53	0.00	0.62	4	0.00	0.00	-1.31	1.54	0.00
16.0	-0.02	0.00	0.00	0.08	-0.92	0.53	-0.49	0.00	0.64	2	0.00	0.00	-0.63	0.82	0.00
16.5	-0.02	0.00	0.00	0.08	-0.92	0.48	-0.44	0.00	0.66	4	0.00	0.00	-1.17	1.74	0.00
17.0	-0.02	0.00	0.00	0.09	-0.92	0.43	-0.40	0.00	0.68	2	0.00	0.00	-0.54	0.92	0.00
17.5	-0.02	0.00	0.00	0.09	-0.91	0.38	-0.35	0.00	0.70	4	0.00	0.00	-0.97	1.96	0.00
18.0	-0.02	0.00	0.00	0.09	-0.91	0.32	-0.29	0.00	0.72	2	0.00	0.00	-0.42	1.04	0.00
18.5	-0.03	0.00	0.00	0.09	-0.91	0.26	-0.24	0.00	0.74	4	0.00	0.00	-0.70	2.19	0.00
19.0	-0.03	0.00	0.00	0.10	-0.91	0.19	-0.18	0.00	0.76	2	0.00	0.00	-0.27	1.16	0.00
19.5	-0.03	0.00	0.00	0.10	-0.91	0.13	-0.11	0.00	0.78	4	0.00	0.00	-0.35	2.43	0.00
20.0	-0.03	0.00	0.00	0.10	-0.90	0.05	-0.05	0.00	0.80	2	0.00	0.00	-0.08	1.28	0.00
20.5	-0.03	0.00	0.00	0.10	-0.90	-0.02	0.02	0.00	0.82	4	0.00	0.00	0.06	2.69	0.00
21.0	-0.02	0.00	0.00	0.10	-0.91	-0.08	0.07	0.00	0.84	2	0.00	0.00	0.13	1.41	0.00
21.5	-0.02	0.00	0.00	0.10	-0.91	-0.14	0.13	0.00	0.86	4	0.00	0.00	0.43	2.96	0.00
22.0	-0.02	0.00	0.00	0.09	-0.91	-0.19	0.17	0.00	0.88	2	0.00	0.00	0.30	1.55	0.00
22.5	-0.01	0.00	0.00	0.09	-0.91	-0.23	0.21	0.00	0.90	4	0.00	0.00	0.75	3.24	0.00
23.0	-0.01	0.00	0.00	0.09	-0.91	-0.26	0.24	0.00	0.92	2	0.00	0.00	0.44	1.69	0.00
23.5	-0.01	0.00	0.00	0.09	-0.92	-0.29	0.26	0.00	0.94	4	0.00	0.00	0.99	3.53	0.00
24.0	-0.01	0.00	0.00	0.09	-0.92	-0.31	0.28	0.00	0.96	2	0.00	0.00	0.54	1.84	0.00
24.5	0.00	0.00	0.00	0.08	-0.92	-0.32	0.29	0.00	0.98	4	0.00	0.00	1.14	3.84	0.00
25.0	0.00	0.00	0.00	0.08	-0.92	-0.32	0.30	0.00	1.00	1	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00
Total											0.00	0.00	-19.68	50.00	0.00

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).



Tabla 38

Integración numérica en la luz 2

x Luz (m.)	$\mu^*\alpha$	$\Delta(k^*x)$	$(\mu^*\Delta\alpha + k^*\Delta x)$	$\Sigma(\mu^*\Delta\alpha + k^*\Delta x)$	P(t.)	e(m.)	P*e(t- m.)	mB(t- m.)	mC(t- m.)	S	S*P*e* mB/EI	SmB* mB/EI	S*P*e* mC/EI	SmC* mC/EI	SmB* mC/EI
0.0	0.07	0.00	0.00	0.08	-0.92	-0.32	0.30	1.00	0.00	1	0.30	1.00	0.00	0.00	0.00
1.0	0.08	0.00	0.00	0.08	-0.92	-0.31	0.29	0.97	0.03	4	1.12	3.74	0.04	0.00	0.13
2.0	0.08	0.00	0.00	0.08	-0.93	-0.27	0.25	0.93	0.07	2	0.47	1.74	0.03	0.01	0.12
3.0	0.09	0.00	0.00	0.07	-0.93	-0.21	0.19	0.90	0.10	4	0.70	3.24	0.08	0.04	0.36
4.0	0.09	0.00	0.00	0.07	-0.93	-0.12	0.11	0.87	0.13	2	0.20	1.50	0.03	0.04	0.23
5.0	0.10	0.00	0.00	0.07	-0.94	-0.01	0.01	0.83	0.17	4	0.03	2.78	0.01	0.11	0.56
6.0	0.10	0.00	0.00	0.06	-0.94	0.13	-0.12	0.80	0.20	2	-0.19	1.28	-0.05	0.08	0.32
7.0	-0.02	0.00	0.01	0.07	-0.93	0.27	-0.25	0.77	0.23	4	-0.77	2.35	-0.23	0.22	0.72
8.0	-0.03	0.00	0.01	0.07	-0.93	0.39	-0.36	0.73	0.27	2	-0.53	1.08	-0.19	0.14	0.39
9.0	-0.03	0.00	0.01	0.08	-0.92	0.50	-0.46	0.70	0.30	4	-1.29	1.96	-0.55	0.36	0.84
10.0	-0.03	0.00	0.01	0.09	-0.92	0.59	-0.54	0.67	0.33	2	-0.72	0.89	-0.36	0.22	0.44
11.0	-0.04	0.00	0.01	0.09	-0.91	0.67	-0.61	0.63	0.37	4	-1.54	1.60	-0.89	0.54	0.93
12.0	-0.04	0.00	0.01	0.10	-0.91	0.72	-0.66	0.60	0.40	2	-0.79	0.72	-0.53	0.32	0.48
13.0	-0.04	0.00	0.01	0.10	-0.90	0.77	-0.69	0.57	0.43	4	-1.57	1.28	-1.20	0.75	0.98
14.0	-0.05	0.00	0.01	0.11	-0.90	0.79	-0.71	0.53	0.47	2	-0.76	0.57	-0.66	0.44	0.50
15.0	-0.05	0.00	0.01	0.11	-0.89	0.80	-0.71	0.50	0.50	4	-1.43	1.00	-1.43	1.00	1.00
16.0	-0.05	0.00	0.00	0.11	-0.90	0.79	-0.71	0.47	0.53	2	-0.66	0.44	-0.76	0.57	0.50
17.0	-0.06	0.00	0.00	0.11	-0.90	0.77	-0.69	0.43	0.57	4	-1.19	0.75	-1.56	1.28	0.98
18.0	-0.06	0.00	0.00	0.10	-0.90	0.72	-0.65	0.40	0.60	2	-0.52	0.32	-0.78	0.72	0.48
19.0	-0.06	0.00	0.00	0.10	-0.90	0.67	-0.60	0.37	0.63	4	-0.88	0.54	-1.53	1.60	0.93
20.0	-0.07	0.00	0.00	0.10	-0.91	0.59	-0.54	0.33	0.67	2	-0.36	0.22	-0.72	0.89	0.44
21.0	-0.07	0.00	0.00	0.09	-0.91	0.50	-0.46	0.30	0.70	4	-0.55	0.36	-1.28	1.96	0.84
22.0	-0.07	0.00	0.00	0.09	-0.91	0.39	-0.36	0.27	0.73	2	-0.19	0.14	-0.53	1.08	0.39
23.0	-0.08	0.00	0.00	0.09	-0.92	0.27	-0.25	0.23	0.77	4	-0.23	0.22	-0.75	2.35	0.72
24.0	-0.08	0.00	0.00	0.09	-0.92	0.13	-0.12	0.20	0.80	2	-0.05	0.08	-0.19	1.28	0.32
25.0	0.05	0.00	0.00	0.08	-0.92	-0.01	0.01	0.17	0.83	4	0.01	0.11	0.03	2.78	0.56
26.0	0.13	0.00	0.00	0.08	-0.92	-0.12	0.11	0.13	0.87	2	0.03	0.04	0.20	1.50	0.23
27.0	0.13	0.00	0.00	0.08	-0.93	-0.21	0.19	0.10	0.90	4	0.08	0.04	0.70	3.24	0.36
28.0	0.14	0.00	0.00	0.07	-0.93	-0.27	0.25	0.07	0.93	2	0.03	0.01	0.47	1.74	0.12
29.0	0.14	0.00	0.00	0.07	-0.93	-0.31	0.29	0.03	0.97	4	0.04	0.00	1.11	3.74	0.13
30.0	0.15	0.00	0.00	0.07	-0.93	-0.32	0.30	0.00	1.00	1	0.00	0.00	0.30	1.00	0.00
Total											-11.23	30.00	-11.20	30.00	15.00

Nota. Para la μ , α y k son parámetros de fricción y curvatura, S es la distribución de Simpson, mB y mC son los momentos unitarios.



Tabla 39

Integración numérica en la luz 3

x Luz (m.)	$\mu^*\alpha$	$\Delta(k^*x)$	$(\mu^*\Delta\alpha + k^*\Delta x)$	$\sum(\mu^*\Delta\alpha + k^*\Delta x)$	P(t.)	e(m.)	P*e(t-m.)	mC(t-m.)	mB(t-m.)	S	S*P*e* mC/EI	SmC* mC/EI	S*P*e* mB/EI	SmB* mB/EI	SmC* mB/EI
0.0	0.00	0.00	0.00	0.08	-0.92	-0.32	0.30	1.00	0.00	1	0.30	1.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.00	0.00	0.00	0.08	-0.92	-0.32	0.29	0.98	0.00	4	1.14	3.84	0.00	0.00	0.00
1.0	-0.01	0.00	0.00	0.09	-0.92	-0.31	0.28	0.96	0.00	2	0.54	1.84	0.00	0.00	0.00
1.5	-0.01	0.00	0.00	0.09	-0.92	-0.29	0.26	0.94	0.00	4	0.99	3.53	0.00	0.00	0.00
2.0	-0.01	0.00	0.00	0.09	-0.91	-0.26	0.24	0.92	0.00	2	0.44	1.69	0.00	0.00	0.00
2.5	-0.01	0.00	0.00	0.09	-0.91	-0.23	0.21	0.90	0.00	4	0.75	3.24	0.00	0.00	0.00
3.0	-0.02	0.00	0.00	0.09	-0.91	-0.19	0.17	0.88	0.00	2	0.30	1.55	0.00	0.00	0.00
3.5	-0.02	0.00	0.00	0.10	-0.91	-0.14	0.13	0.86	0.00	4	0.43	2.96	0.00	0.00	0.00
4.0	-0.02	0.00	0.00	0.10	-0.91	-0.08	0.07	0.84	0.00	2	0.13	1.41	0.00	0.00	0.00
4.5	-0.03	0.00	0.00	0.10	-0.90	-0.02	0.02	0.82	0.00	4	0.06	2.69	0.00	0.00	0.00
5.0	-0.03	0.00	0.00	0.10	-0.90	0.05	-0.05	0.80	0.00	2	-0.08	1.28	0.00	0.00	0.00
5.5	-0.03	0.00	0.00	0.10	-0.91	0.13	-0.11	0.78	0.00	4	-0.35	2.43	0.00	0.00	0.00
6.0	-0.03	0.00	0.00	0.10	-0.91	0.19	-0.18	0.76	0.00	2	-0.27	1.16	0.00	0.00	0.00
6.5	-0.03	0.00	0.00	0.09	-0.91	0.26	-0.24	0.74	0.00	4	-0.70	2.19	0.00	0.00	0.00
7.0	-0.02	0.00	0.00	0.09	-0.91	0.32	-0.29	0.72	0.00	2	-0.42	1.04	0.00	0.00	0.00
7.5	-0.02	0.00	0.00	0.09	-0.91	0.38	-0.35	0.70	0.00	4	-0.97	1.96	0.00	0.00	0.00
8.0	-0.02	0.00	0.00	0.09	-0.92	0.43	-0.40	0.68	0.00	2	-0.54	0.92	0.00	0.00	0.00
8.5	-0.02	0.00	0.00	0.08	-0.92	0.48	-0.44	0.66	0.00	4	-1.17	1.74	0.00	0.00	0.00
9.0	-0.02	0.00	0.00	0.08	-0.92	0.53	-0.49	0.64	0.00	2	-0.63	0.82	0.00	0.00	0.00
9.5	-0.02	0.00	0.00	0.08	-0.92	0.57	-0.53	0.62	0.00	4	-1.31	1.54	0.00	0.00	0.00
10.0	-0.01	0.00	0.00	0.08	-0.93	0.61	-0.57	0.60	0.00	2	-0.68	0.72	0.00	0.00	0.00
10.5	-0.01	0.00	0.00	0.07	-0.93	0.65	-0.60	0.58	0.00	4	-1.40	1.35	0.00	0.00	0.00
11.0	-0.01	0.00	0.00	0.07	-0.93	0.68	-0.63	0.56	0.00	2	-0.71	0.63	0.00	0.00	0.00
11.5	-0.01	0.00	0.00	0.07	-0.93	0.71	-0.66	0.54	0.00	4	-1.43	1.17	0.00	0.00	0.00
12.0	-0.01	0.00	0.00	0.07	-0.94	0.73	-0.68	0.52	0.00	2	-0.71	0.54	0.00	0.00	0.00
12.5	-0.01	0.00	0.00	0.06	-0.94	0.75	-0.71	0.50	0.00	4	-1.41	1.00	0.00	0.00	0.00
13.0	-0.01	0.00	0.00	0.06	-0.94	0.77	-0.72	0.48	0.00	2	-0.69	0.46	0.00	0.00	0.00
13.5	0.00	0.00	0.00	0.06	-0.94	0.78	-0.74	0.46	0.00	4	-1.36	0.85	0.00	0.00	0.00
14.0	0.00	0.00	0.00	0.06	-0.94	0.79	-0.75	0.44	0.00	2	-0.66	0.39	0.00	0.00	0.00
14.5	0.00	0.00	0.00	0.05	-0.95	0.80	-0.75	0.42	0.00	4	-1.27	0.71	0.00	0.00	0.00
15.0	0.00	0.00	0.00	0.05	-0.95	0.80	-0.76	0.40	0.00	2	-0.61	0.32	0.00	0.00	0.00
15.5	0.00	0.00	0.00	0.05	-0.95	0.80	-0.76	0.38	0.00	4	-1.15	0.58	0.00	0.00	0.00
16.0	0.00	0.00	0.00	0.05	-0.95	0.79	-0.75	0.36	0.00	2	-0.54	0.26	0.00	0.00	0.00
16.5	0.00	0.00	0.00	0.04	-0.96	0.78	-0.75	0.34	0.00	4	-1.02	0.46	0.00	0.00	0.00
17.0	0.01	0.00	0.00	0.04	-0.96	0.77	-0.74	0.32	0.00	2	-0.47	0.20	0.00	0.00	0.00
17.5	0.01	0.00	0.00	0.04	-0.96	0.75	-0.72	0.30	0.00	4	-0.86	0.36	0.00	0.00	0.00
18.0	0.01	0.00	0.00	0.04	-0.96	0.73	-0.70	0.28	0.00	2	-0.39	0.16	0.00	0.00	0.00
18.5	0.01	0.00	0.00	0.03	-0.97	0.70	-0.68	0.26	0.00	4	-0.70	0.27	0.00	0.00	0.00
19.0	0.01	0.00	0.00	0.03	-0.97	0.67	-0.65	0.24	0.00	2	-0.31	0.12	0.00	0.00	0.00
19.5	0.01	0.00	0.00	0.03	-0.97	0.64	-0.62	0.22	0.00	4	-0.54	0.19	0.00	0.00	0.00
20.0	0.02	0.00	0.00	0.03	-0.97	0.60	-0.58	0.20	0.00	2	-0.23	0.08	0.00	0.00	0.00
20.5	0.02	0.00	0.00	0.02	-0.98	0.56	-0.54	0.18	0.00	4	-0.39	0.13	0.00	0.00	0.00
21.0	0.02	0.00	0.00	0.02	-0.98	0.51	-0.50	0.16	0.00	2	-0.16	0.05	0.00	0.00	0.00
21.5	0.02	0.00	0.00	0.02	-0.98	0.46	-0.45	0.14	0.00	4	-0.25	0.08	0.00	0.00	0.00
22.0	0.02	0.00	0.00	0.02	-0.98	0.41	-0.40	0.12	0.00	2	-0.10	0.03	0.00	0.00	0.00
22.5	0.02	0.00	0.00	0.01	-0.99	0.35	-0.35	0.10	0.00	4	-0.14	0.04	0.00	0.00	0.00
23.0	0.03	0.00	0.00	0.01	-0.99	0.29	-0.28	0.08	0.00	2	-0.05	0.01	0.00	0.00	0.00
23.5	0.03	0.00	0.00	0.01	-0.99	0.22	-0.22	0.06	0.00	4	-0.05	0.01	0.00	0.00	0.00
24.0	0.03	0.00	0.00	0.01	-0.99	0.15	-0.15	0.04	0.00	2	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
24.5	0.03	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.08	-0.08	0.02	0.00	4	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
25.0	0.03	0.00	0.00	0.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Total											-19.69	50.00	0.00	0.00	0.00

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Reemplazando los valores de las sumatorias de las tablas 22 al 24 en las ecuaciones de giro:

$$\theta_{BO}^I EI = \frac{0.833}{3}(-19.68) = -5.4678 \quad , \theta_{BO}^D EI = \frac{1}{3}(-11.23) = -3.7436$$

$$\theta_{CO}^I EI = \frac{1}{3}(-11.23) = -3.7436 \quad , \theta_{CO}^D EI = \frac{0.833}{3}(-19.69) = -5.4696$$

$$\theta_{BB}^I EI = \frac{0.833}{3}(50) = 13.8889 \quad , \theta_{BB}^D EI = \frac{1}{3}(30) = 10.0000$$

$$\theta_{CC}^I EI = \frac{1}{3}(30) = 10.0000 \quad , \theta_{CC}^D EI = \frac{0.833}{3}(50) = 13.8889$$

$$\theta_{CB}^I EI = \frac{1}{3}(15) = 5.0000 \quad , \theta_{BC}^D EI = \frac{1}{3}(15) = 5.0000$$

Calculando las ecuaciones de compatibilidad:

$$\text{En el nudo 2: } (\theta_{BO}^I + \theta_{BO}^D) + M_{H,B}(\theta_{BB}^I + \theta_{BB}^D) + M_{H,C}(\theta_{BC}^D) = 0$$

$$(-5.4678 - 3.7436) + M_{H,B}(13.8889 + 10.000) + M_{H,C}(5.000) = 0$$

$$M_{H,B}(23.8889) + M_{H,C}(5.000) = -9.2114$$

$$\text{En el nudo 3: } (\theta_{CO}^I + \theta_{CO}^D) + M_{H,B}(\theta_{CB}^I) + M_{H,C}(\theta_{CC}^I + \theta_{CC}^D) = 0$$

$$(-3.7436 - 5.4696) + M_{H,B}(5.000) + M_{H,C}(10.000 + 13.8889) = 0$$

$$M_{H,B}(5.000) + M_{H,C}(23.8889) = -9.2132$$

Resolviendo estas ecuaciones de compatibilidad con 2 incógnitas se obtienen los momentos hiperestáticos iniciales:

$$M_{H,B} = 0.319 * P$$

$$M_{H,C} = 0.319 * P$$

En la tabla 40, se deduce los momentos por preesfuerzo MP que son la suma de momento estático más el momento hiperestático calculado de las ecuaciones anteriores, obteniendo las gráficas de la figura 54, 55 y 56, tanto para los momentos estático, hiperestático y de preesfuerzo serán divididos por P en la etapa de servicio.



Tabla 40

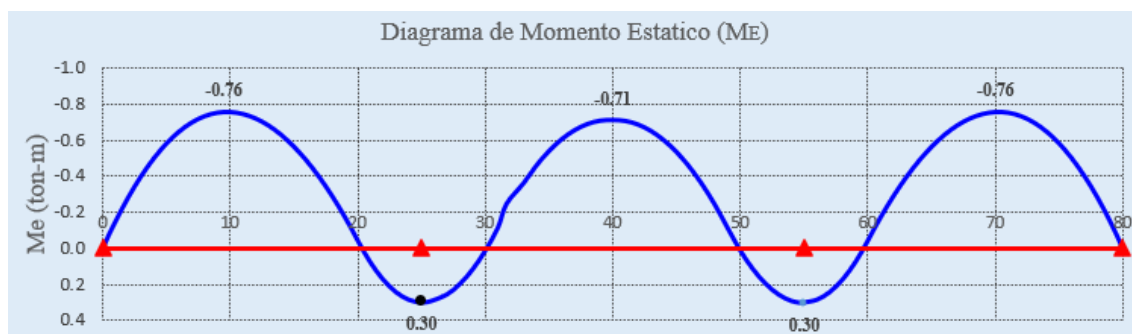
Momento estático, hiperestático y momento de preesfuerzo

Vano 1				Vano 2				Vano 3			
X(m)	ME (ton-m)	MH (ton-m)	Mp (ton-m)	X(m)	ME (ton-m)	MH (ton-m)	Mp (ton-m)	X(m)	ME (ton-m)	MH (ton-m)	Mp (ton-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	25	0.30	0.26	0.55	55.00	0.30	0.26	0.55
0.50	-0.08	0.01	-0.07	26	0.29	0.26	0.55	55.50	0.29	0.25	0.54
1.00	-0.15	0.01	-0.14	27	0.25	0.26	0.51	56.00	0.28	0.24	0.53
1.50	-0.22	0.02	-0.20	28	0.19	0.26	0.45	56.50	0.26	0.24	0.50
2.00	-0.28	0.02	-0.26	29	0.11	0.26	0.37	57.00	0.24	0.23	0.47
2.50	-0.35	0.03	-0.32	30	0.01	0.26	0.26	57.50	0.21	0.23	0.44
3.00	-0.40	0.03	-0.37	31	-0.12	0.26	0.14	58.00	0.17	0.22	0.39
3.50	-0.45	0.04	-0.42	32	-0.25	0.26	0.01	58.50	0.13	0.22	0.34
4.00	-0.50	0.04	-0.46	33	-0.36	0.26	-0.11	59.00	0.07	0.21	0.29
4.50	-0.54	0.05	-0.50	34	-0.46	0.26	-0.21	59.50	0.02	0.21	0.23
5.00	-0.58	0.05	-0.53	35	-0.54	0.26	-0.29	60.00	-0.05	0.20	0.16
5.50	-0.62	0.06	-0.56	36	-0.61	0.26	-0.35	60.50	-0.11	0.20	0.09
6.00	-0.65	0.06	-0.59	37	-0.66	0.26	-0.40	61.00	-0.18	0.19	0.02
6.50	-0.68	0.07	-0.61	38	-0.69	0.26	-0.44	61.50	-0.24	0.19	-0.05
7.00	-0.70	0.07	-0.63	39	-0.71	0.26	-0.46	62.00	-0.29	0.18	-0.11
7.50	-0.72	0.08	-0.64	40	-0.71	0.26	-0.46	62.50	-0.35	0.18	-0.17
8.00	-0.74	0.08	-0.65	41	-0.71	0.26	-0.45	63.00	-0.40	0.17	-0.22
8.50	-0.75	0.09	-0.66	42	-0.69	0.26	-0.43	63.50	-0.44	0.17	-0.28
9.00	-0.75	0.09	-0.66	43	-0.65	0.26	-0.40	64.00	-0.49	0.16	-0.33
9.50	-0.76	0.10	-0.66	44	-0.60	0.26	-0.35	64.50	-0.53	0.16	-0.37
10.00	-0.76	0.10	-0.66	45	-0.54	0.26	-0.28	65.00	-0.57	0.15	-0.41
10.50	-0.75	0.11	-0.65	46	-0.46	0.26	-0.20	65.50	-0.60	0.15	-0.45
11.00	-0.75	0.11	-0.64	47	-0.36	0.26	-0.10	66.00	-0.63	0.14	-0.49
11.50	-0.74	0.12	-0.62	48	-0.25	0.26	0.01	66.50	-0.66	0.14	-0.52
12.00	-0.72	0.12	-0.60	49	-0.12	0.26	0.14	67.00	-0.68	0.13	-0.55
12.50	-0.71	0.13	-0.58	50	0.01	0.26	0.26	67.50	-0.71	0.13	-0.58
13.00	-0.68	0.13	-0.55	51	0.11	0.26	0.37	68.00	-0.72	0.12	-0.60
13.50	-0.66	0.14	-0.52	52	0.19	0.26	0.45	68.50	-0.74	0.12	-0.62
14.00	-0.63	0.14	-0.49	53	0.25	0.26	0.51	69.00	-0.75	0.11	-0.64
14.50	-0.60	0.15	-0.45	54	0.29	0.26	0.54	69.50	-0.75	0.11	-0.65
15.00	-0.57	0.15	-0.41	55	0.30	0.26	0.56	70.00	-0.76	0.10	-0.66
15.50	-0.53	0.16	-0.37					70.50	-0.76	0.10	-0.66
16.00	-0.49	0.16	-0.33					71.00	-0.75	0.09	-0.66
16.50	-0.44	0.17	-0.28					71.50	-0.75	0.09	-0.66
17.00	-0.40	0.17	-0.22					72.00	-0.74	0.08	-0.65
17.50	-0.35	0.18	-0.17					72.50	-0.72	0.08	-0.64
18.00	-0.29	0.18	-0.11					73.00	-0.70	0.07	-0.63
18.50	-0.24	0.19	-0.05					73.50	-0.68	0.07	-0.61
19.00	-0.18	0.19	0.02					74.00	-0.65	0.06	-0.59
19.50	-0.11	0.20	0.09					74.50	-0.62	0.06	-0.56
20.00	-0.05	0.20	0.16					75.00	-0.58	0.05	-0.53
20.50	0.02	0.21	0.23					75.50	-0.54	0.05	-0.50
21.00	0.07	0.21	0.29					76.00	-0.50	0.04	-0.46
21.50	0.13	0.22	0.34					76.50	-0.45	0.04	-0.42
22.00	0.17	0.22	0.39					77.00	-0.40	0.03	-0.37
22.50	0.21	0.23	0.44					77.50	-0.35	0.03	-0.32
23.00	0.24	0.23	0.47					78.00	-0.28	0.02	-0.26
23.50	0.26	0.24	0.50					78.50	-0.22	0.02	-0.20
24.00	0.28	0.24	0.53					79.00	-0.15	0.01	-0.14
24.50	0.29	0.25	0.54					79.50	-0.08	0.01	-0.07
25.00	0.30	0.26	0.55					80.00	0.00	0.00	0.00

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Figura 54

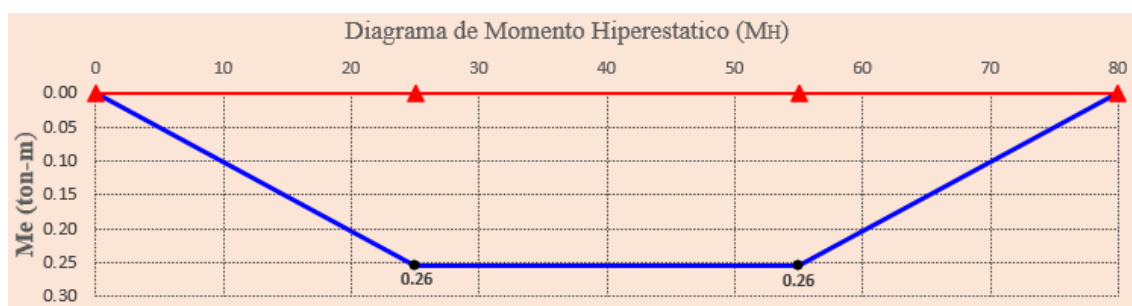
Diagrama de momento estático ME/P de la viga



Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Figura 55

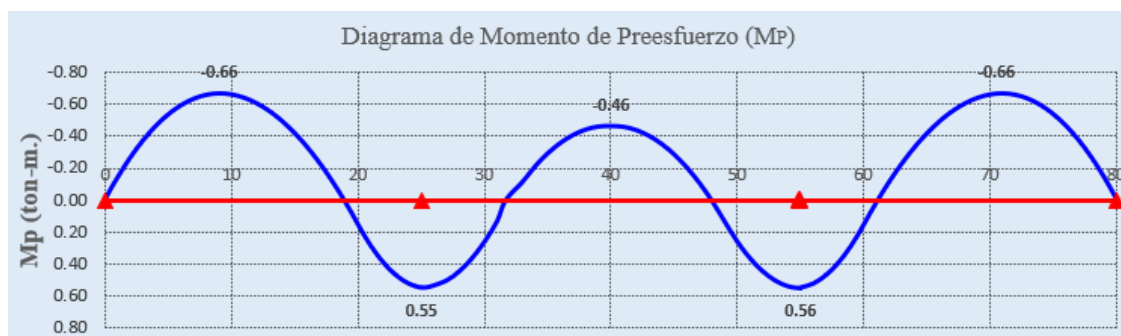
Diagrama de momento hiperestático MH/P de la viga



Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Figura 56

Diagrama de momento por preesfuerzo MP/P de la viga



Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

4.2.7. Verificación de esfuerzos en la etapa de inicial por postensado

Para encontrar la fuerza de preesfuerzo necesaria se realizará por el criterio de máximo esfuerzo admisible de acuerdo al (AASHTO LRFD,2020) y al manual de puentes.

4.2.7.1. Predimensionamiento de los tendones

Límites de esfuerzo para tendones de preesfuerzo:

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi}$$

Acero de preesfuerzo de baja relajación

$$f_{pbt} = 0.75 f_{pu} = 202.5 \text{ ksi}$$

Esfuerzo máximo antes de la

transferencia

Límites de esfuerzo para el concreto:

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a la compresión a los 28

días

$$f'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a la compresión mínima en el

momento del postensado

$$f_{ci} = -0.65 f'_{ci} = -182 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de esfuerzo de compresión

en la etapa de transferencia

$$f_{ti} = 0.24 \sqrt{\frac{f'_{ci}}{\text{ksi}}} * \text{ksi} = 33.67 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de esfuerzo de tracción en la

etapa de transferencia

Límites de esfuerzo para el concreto en el Estado Límite de Servicio después de ocurridas las pérdidas:

SERVICIO I

$$f_c = -0.45 f'_c = -157.5 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de esfuerzo de compresión

SERVICIO III

$$f_t = 0.19 \sqrt{\frac{f'_{ci}}{\text{ksi}}} * \text{ksi} = 29.81 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de esfuerzo de tracción

4.2.7.2. Cálculo de la fuerza de preesfuerzo.

Para los apoyos 2 y 3, utilizando las ecuaciones para presfuerzo de la sección 2.2.10.1. para fibra superior, se hará la verificación por Servicio III:

$$f_c = -\frac{F_j}{A} + \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{0.8 M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

Donde:

f_c : Esfuerzos Admisible a tracción en el Estado Limite de Servicio (ton/m²).

F_j : Fuerza de Preesfuerzo requerida (ton.).

S_{top} : Modulo de sección para la fibra superior (m³).

M_p : Momento por preesfuerzo (ton-m).

M_{DC} : Momento por peso propio de la viga (ton-m).

M_{DW} : Momento por cargas sobreimpuestas (ton-m).

M_{LL+IM} : Momento por carga viva vehicular (ton-m).

Para los apoyos 2 y 3, utilizando las ecuaciones para presfuerzo de la sección 2.2.10.1. para fibra superior:

$$298.1 = -\frac{0.92 * F_j}{3.7263} - \frac{0.55 * F_j}{1.9730} - \frac{(-709.07 - 190.87)}{1.9730} - \frac{0.8 (-184.85)}{1.9730}$$

$$F_j = 442.2 \text{ ton.}$$

Para los vanos 1 y 3, utilizando las ecuaciones para presfuerzo de la sección 2.2.10.1. para fibra inferior:

$$298.1 = -\frac{0.9543 * F_j}{3.7263} + \frac{-0.6630 * F_j}{1.2126} + \frac{(416.42 + 112.10)}{1.2126} + \frac{0.8 (237.68)}{1.2126}$$

$$F_j = -1013.56 \text{ ton.}$$

Para el vano 2, utilizando las ecuaciones para presfuerzo de la sección 2.2.10.1. para fibra inferior:

$$298.1 = -\frac{0.89 * F_j}{3.7263} + \frac{-0.46 * F_j}{1.2126} + \frac{(338.94 + 91.24)}{1.2126} + \frac{0.8 (235.63)}{1.2126}$$

$$F_j = -1529.28 \text{ ton.}$$

De las verificaciones anteriores se toma como fuerza de preesfuerzo el máximo de los tres resultados, por lo tanto:

$$F_j = 1529.28 \text{ ton.}$$

4.2.7.3. Estado inicial de esfuerzos en el concreto.

- Servicio I

Para los apoyos 1 y 2:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.92 * 1529.28}{3.7263} - \frac{0.55 * 1529.28}{1.9730} - \frac{(-709.07 - 190.87)}{1.9730} - \frac{(-184.85)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -25.53 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{M_{LL+IM}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.92 * 1529.28}{3.7263} + \frac{0.55 * 1529.28}{1.2126} + \frac{(-709.07 - 190.87)}{1.2126} + \frac{(-184.85)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -17.83 \text{ kgf/cm}^2$$

Para los vanos 1 y 3:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.9543 * 1529.28}{3.7263} - \frac{-0.6630 * 1529.28}{1.9730} - \frac{(416.42 + 112.10)}{1.9730} - \frac{(237.68)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -26.61 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{M_{LL+IM}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.9543 * 1529.28}{3.7263} + \frac{-0.6630 * 1529.28}{1.2126} + \frac{(416.42 + 112.10)}{1.2126} + \frac{(237.68)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -18.74 \text{ kgf/cm}^2$$

Para el vano 2:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.89 * 1529.28}{3.7263} - \frac{-0.46 * 1529.28}{1.9730} - \frac{(338.94 + 91.24)}{1.9730} - \frac{(235.63)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -34.85 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{M_{LL+IM}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.89 * 1529.28}{3.7263} + \frac{-0.46 * 1529.28}{1.2126} + \frac{(338.94 + 91.24)}{1.2126} + \frac{(235.63)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -33.69 \text{ kgf/cm}^2$$

- **Servicio III**

Para los apoyos 1 y 2:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{0.8 M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.92 * 1529.28}{3.7263} - \frac{0.55 * 1529.28}{1.9730} - \frac{(-709.07 - 190.87)}{1.9730} - \frac{0.8 * (-184.85)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -27.405 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{0.8 M_{LL+IM}}{S_{bot}}$$



$$f_{bot} = -\frac{0.92 * 1529.28}{3.7263} + \frac{0.55 * 1529.28}{1.2126} + \frac{(-709.07 - 190.87)}{1.2126} + \frac{0.8 * (-184.85)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -20.88 \text{ kgf/cm}^2$$

Para los vanos 1 y 3:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{0.8 M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.9543 * 1529.28}{3.7263} - \frac{-0.6630 * 1529.28}{1.9730} - \frac{(416.42 + 112.10)}{1.9730} - \frac{0.8 * (237.68)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -24.20 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{0.8 M_{LL+IM}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.9543 * 1529.28}{3.7263} + \frac{-0.6630 * 1529.28}{1.2126} + \frac{(416.42 + 112.10)}{1.2126} + \frac{0.8 * (237.68)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -14.82 \text{ kgf/cm}^2$$

Para el vano 2:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{0.8 M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.89 * 1529.28}{3.7263} - \frac{-0.46 * 1529.28}{1.9730} - \frac{(338.94 + 91.24)}{1.9730} - \frac{0.8 * (235.63)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -32.46 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{0.8 M_{LL+IM}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.89 * 1529.28}{3.7263} + \frac{-0.46 * 1529.28}{1.2126} + \frac{(338.94 + 91.24)}{1.2126} + \frac{0.8 * (235.63)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -29.81 \text{ kgf/cm}^2$$

4.2.7.4. Diseño de acero de preesfuerzo necesario.

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi} = 18900 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Acero de Preesfuerzo de Baja}$$

Relajación

$$f_{pbt} = 0.75 f_{pu} = 202.5 \text{ ksi} \quad \text{Esfuerzo Máximo antes de la}$$

transferencia

$$F_j = 1529.28 \text{ ton.} \quad \text{Fuerza de preesfuerzo}$$

$$A_{0.6"} = 1.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero de preesfuerzo de}$$

5/8" (0.6")

Área de acero requerido:

$$A_{sp_req} = \frac{F_j}{f_{pbt}} = \frac{1529.28 * 1000}{202.5 * 70.307} = 107.41 \text{ cm}^2$$

Numero de Torones:

$$N_{tor} = \frac{F_j}{f_{pbt} * A_{0.6"}} = \frac{1529.28 * 1000}{202.5 * 70.307 * 1.40} = 76.72 \cong 77 \text{ torones}$$

Para la disposición de los tendones y de acuerdo a la tabla 2, se usarán

4 cables de 12 torones/cable de 0.6" por alma, por lo tanto:

$$A_{sp} = 2 * 4 * 12 * 1.4 = 134.4 \text{ cm}^2$$

Fuerza de preesfuerzo total:

$$F_{j_transferenci} = f_{pbt} * A_{sp} = 202.5 * 70.307 * 134.4 = 1913.48 \text{ ton.}$$

Fuerza de preesfuerzo, asumiendo una pérdida de preesfuerzo total de

20%:

$$F_{j_servicio} = 1913.48 - \left(1 - \frac{20}{100}\right) = 1530.78 \text{ ton}$$

4.2.8. Pérdidas de preesfuerzo

4.2.8.1. Estimación de las pérdidas de preesfuerzo. Se hizo el cálculo de las pérdidas de preesfuerzo de acuerdo a lo dispuesto en la sección 2.2.8 para caso de puentes postensados, y de acuerdo al artículo 5.9.3. pérdidas de preesfuerzo del (AASHTO LRFD, 2020).

Miembros Postensados:

$$\Delta f_p T = \Delta f_p F + \Delta f_p A + \Delta f_p E s + \Delta f_p L T$$

4.2.8.2. Pérdidas instantáneas

4.2.8.2.1. Pérdidas por fricción. Para determinar la pérdida por fricción se toma los puntos más críticos del trazado de la trayectoria del tendón de preesfuerzo, mostrada en la tabla 41.

Se tiene los siguientes datos:

$$f_{pbt} = 0.75 f_{pu} = 202.5 \text{ ksi}$$

$$k = 0.0002 \text{ ft/ml}$$

$$x = 10 \text{ m}$$

$$e = 0.799 \text{ m}$$

$$L_p = 10 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{2 * e}{L_p} = \frac{2 * 0.799}{10} = 0.1595 \text{ rad}$$

$$\Delta f_p F = f_{pj} (1 - e^{-(Kx - \mu \alpha)}) = 202.5 * (1 - e^{-(0.0002 * 10 - 0.2 * 0.1595)}) = 7.652 \text{ ksi}$$

Tabla 41

Perdidas por fricción del puente

Segmento	ep(m.)	Lp (m.)	α (rad)	$\Sigma \alpha$ (rad)	ΣLp (rad)	Punto	$\Delta f_p F$ (ksi)	$\Delta f_p F T$ (ksi)
A	0				0.0000	A		202.5
AB	0.799	10	0.1598	0.1598	10.0000	B	7.65	194.85
BC	0.747	10	0.1494	0.3092	20.0000	C	14.63	187.87
CD	0.373	5	0.1492	0.4584	25.0000	D	20.75	181.75
DE	0.448	6	0.1493	0.6077	31.0000	E	26.79	175.71
EF	0.672	9	0.1493	0.7571	40.0000	F	32.96	169.54
FG	0.672	9	0.1493	0.9064	49.0000	G	38.92	163.58
GH	0.448	6	0.1493	1.0557	55.0000	H	44.36	158.14
HI	0.373	5	0.1492	1.2049	60.0000	I	49.51	152.99
IJ	0.747	10	0.1494	1.3543	70.0000	J	54.98	147.52
JK	0.799	10	0.1598	1.5141	80.0000	K	60.56	141.94

Nota. Donde A hasta K son los puntos de inflexión de la viga, Lp es la longitud del segmento, α es el ángulo de desviación del tendón y ep la excentricidad en cada punto.

4.2.8.2.2. Perdidas por corrimiento de anclajes.

Se calculará de acuerdo a los siguientes datos:

$$\Delta A = 6 \text{ mm.}$$

$$E_p = 28500 \text{ ksi.}$$

$$\Delta L_p = 10 \text{ m.}$$

$$\Delta f_p F = 7.652 \text{ ksi.}$$

$$x = \sqrt{\frac{6 * 28500 * 10}{7.652}} = 14.95 \text{ m.}$$

$$\Delta f_p A = \frac{2 * x * \Delta f_p F}{\Delta L_p} = \frac{2 * 14.95 * 7.652}{10} = 22.878 \text{ ksi.}$$

4.2.8.2.3. Perdidas por acortamiento elástico.

Se calculará de acuerdo a los siguientes datos:

$$A_{ps} = 134.40 \text{ cm}^2.$$

$$A_g = 3.7263 \text{ cm}^2.$$

$$I_g = 1.127 \text{ cm}^2.$$

$$N = 8$$

$$E_{ci} = 3570.03 \text{ ksi.}$$

$$f_{pbt} = 202.5 \text{ ksi.}$$

$$e_m = 0.799 \text{ m.}$$

$$M_g = M_{DC} = 416.42 \text{ ton} * \text{m.}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2 * N} \left(\frac{A_{ps} * f_{pbt} * (I_g + e_m^2 * A_g) - e_m * M_g * A_g}{A_{ps} * (I_g + e_m^2 * A_g) + \frac{E_{ci}}{E_p} * A_g * I_g} \right)$$

$$\Delta f_{pES}$$

$$= \frac{8-1}{2 * 8} \left(\frac{0.01304 * 202.5 * (1.127 + 0.799^2 * 3.7263) - 0.799 * 416.4 * 3.7263}{0.01304 * (1.127 + 0.799^2 * 3.7263) + \frac{3570.03}{28500} * 3.7263 * 1.127} \right)$$

$$\Delta f_{pES} = 5.938 \text{ ksi.}$$

4.2.8.3. Pérdidas dependientes del tiempo o diferidas.

Se realizará en base a la sección 2.2.8.2 y de acuerdo al artículo 5.9.3.3. de la (AASHTO LRFD, 2020),

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$

donde:

$$H = 80 \%$$

$$f_{pbt} = 202.5 \text{ ksi.}$$

$$f'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta f_{pR} = 2.4 \text{ ksi.}$$

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H = 1.7 - 0.01 * 80 = 0.90$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f'_{ci})} = \frac{5}{(1 + 280)} = 1.004$$

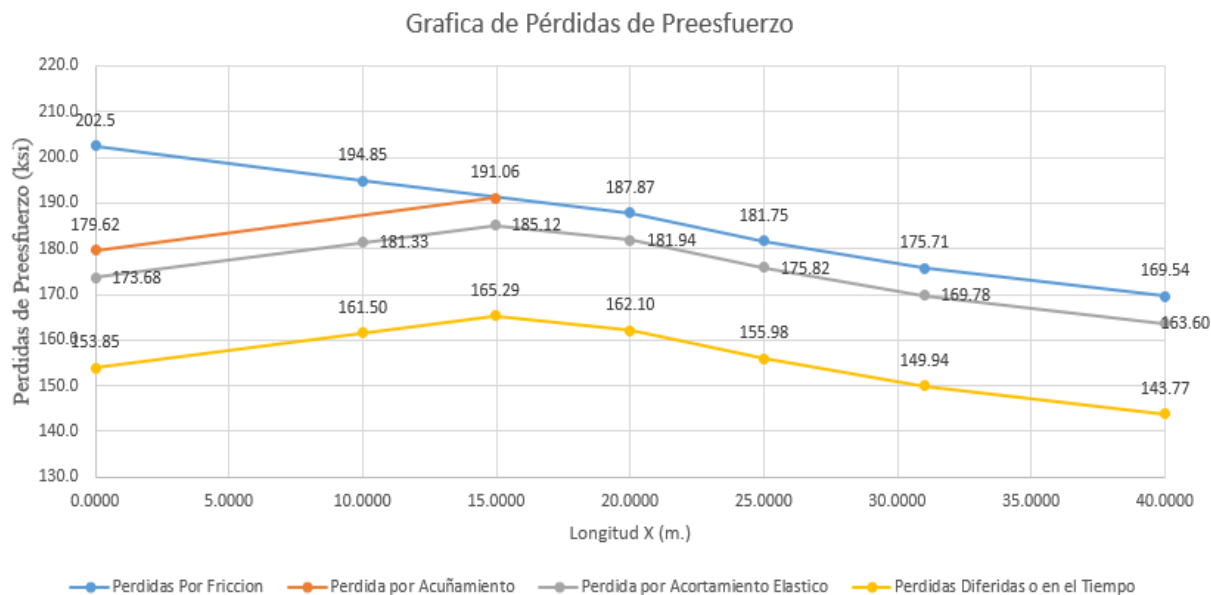
Reemplazando en la ecuación:

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 * \frac{202.5 * 0.013404}{3.7263} * 0.90 * 1.004 + 12.0 * 0.90 * 1.004 + 2.4$$

$$\Delta f_p LT = 19.834 \text{ ksi.}$$

Figura 57

Diagrama de pérdidas de preesfuerzo en el centro de luz del puente



Nota. En la figura se observa las pérdidas instantáneas y diferidas, desde el extremo (anclaje fijo) hasta el centro del puente.

Por lo tanto, la pérdida total será:

$$\Delta f_p T = \Delta f_p F + \Delta f_p A + \Delta f_p Es + \Delta f_p LT$$

$$\Delta f_p T = 7.652 + 22.878 + 5.938 + 19.834$$

$$\Delta f_p T = 56.303 \text{ ksi.}$$

Índice de pérdidas totales:

$$\frac{0.75 f_{pu} - \Delta f_p T}{0.75 f_{pu}} = 0.722$$

4.2.9. Verificación de esfuerzos en el concreto estado final.

- EN TRANSFERENCIA**

$$\Delta f_{p_transfe} = \Delta f_p F + \Delta f_p A + \Delta f_p Es = 7.652 + 22.878 + 5.938 = 36.468 \text{ ksi}$$

Por lo tanto, la fuerza de preesfuerzo para la transferencia será:

$$F_j = -A_{ps} * (f_{pbt} - \Delta f_{p_transfe}) = -1568.88 \text{ ton.}$$

En la transferencia para los apoyos 1 y 2:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{F_j * e}{S_{top}} - \frac{M_{DC}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.92 * 1568.88}{3.7263} - \frac{0.55 * 1568.88}{1.9730} - \frac{(-709.07)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -46.66 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.92 * 1568.88}{3.7263} + \frac{0.55 * 1568.88}{1.2126} + \frac{(-709.07)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -51.59 \text{ kgf/cm}^2$$

En la transferencia para los vanos 1 y 3:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.92 * 1568.88}{3.7263} - \frac{0.55 * 1568.88}{1.9730} - \frac{(416.49)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -8.56 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.92 * 1568.88}{3.7263} + \frac{0.55 * 1568.88}{1.2126} + \frac{(416.49)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = 11.56 \text{ kgf/cm}^2$$

En la transferencia para el vano 2:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.92 * 1568.88}{3.7263} - \frac{0.55 * 1568.88}{1.9730} - \frac{(338.94)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -18.31 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.92 * 1568.88}{3.7263} + \frac{0.55 * 1568.88}{1.2126} + \frac{(338.94)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -6.19 \text{ kgf/cm}^2$$

- **SERVICIO I**

$$\Delta f_{p_transfe} = \Delta f_p F + \Delta f_p A + \Delta f_p Es + \Delta f_p T = 56.303 \text{ ksi}$$

Por lo tanto, la fuerza de preesfuerzo para la Etapa de Servicio I será:

$$F_j = -A_{ps} * (f_{pbt} - \Delta f_{p_transfe}) = -1381.45 \text{ ton.}$$

En servicio para los apoyos 1 y 2:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.92 * 1381.45}{3.7263} - \frac{0.55 * 1381.45}{1.9730} - \frac{(-709.07 - 190.87)}{1.9730} + \frac{(-184.85)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -17.63 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} + \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{M_{LL+IM}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.92 * 1381.45}{3.7263} + \frac{0.55 * 1381.45}{1.2126} + \frac{(-709.07 - 190.87)}{1.2126} + \frac{(-184.85)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -7.46 \text{ kgf/cm}^2$$

En Servicio para los vanos 1 y 3:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.9543 * 1381.45}{3.7263} - \frac{-0.663 * 1381.45}{1.9730} - \frac{(416.49 + 112.10)}{1.9730} - \frac{(237.68)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -27.79 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} + \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{M_{LL+IM}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.9543 * 1381.45}{3.7263} + \frac{-0.663 * 1381.45}{1.2126} + \frac{(416.49 + 112.10)}{1.2126} + \frac{(237.68)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -23.03 \text{ kg/cm}^2$$

En la transferencia para el vano 2:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.89 * 1381.45}{3.7263} - \frac{-0.46 * 1381.45}{1.9730} - \frac{(338.94 + 91.24)}{1.9730} - \frac{(235.63)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -34.74 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} + \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{M_{LL+IM}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.89 * 1381.45}{3.7263} + \frac{-0.46 * 1381.45}{1.2126} + \frac{((338.94 + 91.24))}{1.2126} + \frac{(235.63)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -35.74 \text{ kg/cm}^2$$

- **SERVICIO III**

$$\Delta f_{p_transfe} = \Delta f_p F + \Delta f_p A + \Delta f_p E s + \Delta f_p T = 56.303 \text{ ksi}$$

Por lo tanto, la fuerza de preesfuerzo para la Etapa de Servicio III será:

$$F_j = -A_{ps} * (f_{pbt} - \Delta f_{p_transfe}) = -1381.45 \text{ ton.}$$

En servicio para los apoyos 1 y 2:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{0.80 M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.92 * 1381.45}{3.7263} - \frac{0.55 * 1381.45}{1.9730} - \frac{(-709.07 - 190.87)}{1.9730} \\ - \frac{0.80 * (-184.85)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -19.62 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} + \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{0.80 M_{LL+IM}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.92 * 1381.45}{3.7263} + \frac{0.55 * 1381.45}{1.2126} + \frac{(-709.07 - 190.87)}{1.2126} \\ + \frac{0.80 * (-184.85)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -10.51 \text{ kgf/cm}^2$$

En Servicio para los vanos 1 y 3:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{0.80 M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.9543 * 1381.45}{3.7263} - \frac{-0.663 * 1381.45}{1.9730} - \frac{(416.49 + 112.10)}{1.9730} \\ - \frac{0.80 * (237.68)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -25.38 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} + \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{0.80 M_{LL+IM}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.9543 * 1381.45}{3.7263} + \frac{-0.663 * 1381.45}{1.2126} + \frac{(416.49 + 112.10)}{1.2126} \\ + \frac{0.80 * (237.68)}{1.2126}$$

$$f_{bot} = -19.11 \text{ kg/cm}^2$$

En la transferencia para el vano 2:

$$f_{top} = -\frac{F_j}{A} - \frac{M_p}{S_{top}} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} - \frac{0.80 M_{LL+IM}}{S_{top}}$$

$$f_{top} = -\frac{0.89 * 1381.45}{3.7263} - \frac{-0.46 * 1381.45}{1.9730} - \frac{(338.94 + 91.24)}{1.9730} - \frac{0.80 * (235.63)}{1.9730}$$

$$f_{top} = -32.35 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bot} = -\frac{F_j}{A} + \frac{M_p}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{0.80 M_{LL+IM}}{S_{bot}}$$

$$f_{bot} = -\frac{0.89 * 1381.45}{3.7263} + \frac{-0.46 * 1381.45}{1.2126} + \frac{((338.94 + 91.24))}{1.2126} + \frac{0.80 * (235.63)}{1.2126}$$

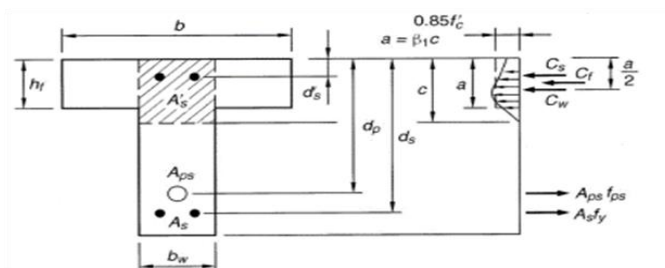
$$f_{bot} = -31.86 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.10. Diseño por flexión

4.2.10.1. Diseño por flexión en el estado límite de resistencia. El diseño de la viga se hará con la hipótesis que es una sección rectangular donde el bloque equivalente de compresiones es menor al espesor de la losa de compresiones y se tomara como una sección simplemente reforzada solo con el acero de preesfuerzo es la que gobierna, como se muestra en la figura 58 para vigas, caso contrario se diseñara como una sección en T.

Figura 58

Esfuerzos en la sección a flexión



Nota. Se muestra la sección para diseño por flexión mediante el par interno de esfuerzos de compresión y tracción, y el bloque de esfuerzos, adaptada de Esfuerzos a Flexión Sobre la Sección de Concreto Preesforzado (p. 197), E. Nawy, (2009).



De las afirmaciones anteriores se tiene los siguientes datos:

$$\phi = 1$$

Factor de reducción en resistencia

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi.}$$

$$f_{py} = 243 \text{ ksi.}$$

$$f_y = 60 \text{ ksi} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$h = 1.50 \text{ m.}$$

$$b = 8.0 \text{ m..}$$

$$b_w = 8.0 \text{ m.}$$

$$h_f = 0.20 \text{ m.}$$

$$N = 8$$

$$A_{ps} = 13440 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 0 \text{ mm}^2.$$

$$A'_s = 0 \text{ mm}^2.$$

$$d_p = y_{top} + e_c = 1.37 \text{ m.}$$

$$d_s = 0 \text{ m.}$$

$$d'_p = 0 \text{ m.}$$

$$I_g = 1.127 \text{ m.}$$

$$y_{top} = 0.571 \text{ m.}$$

4.2.10.1.1. Cálculo de momento ultimo de diseño en resistencia.

Para la en vano 2, de la ecuación de RESISTENCIA I se tiene:

$$M_{DC} = 338.94 \text{ ton} * \text{m.}$$

$$M_{DW} = 91.24 \text{ ton} * \text{m.}$$

$$M_{LL+IM} = 235.63 \text{ ton} * \text{m.}$$

$$\eta_i = 1.0$$

$$M_{U1} = \eta [1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}]$$

$$M_{U1} = 1.0 [1.25 * (338.94) + 1.5 * (91.24) + 1.75 * (235.63)]$$

$$M_{U1} = 972.89 \text{ ton} * m.$$

4.2.10.1.2. Cálculo de momento crítico de agrietamiento.

$$S_{nc} = S_{top} = 1.973 \text{ m}^3.$$

$$f_r = 0.24 * \sqrt{350} = 37.65 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_{LL+IM} = 235.63 \text{ ton} * m.$$

$$f_{cpe} = 0$$

$$M_{dnc} = 0$$

$$S_c = S_{nc}$$

$$\gamma_1 = 1.6$$

$$\gamma_2 = 1.1$$

$$\gamma_3 = 1.0$$

$$M_{cr} = \gamma_3 \left((\gamma_1 * f_r + \gamma_2 * f_{cpe}) * S_c - M_{dnc} * \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$$

$$M_{cr} = 1.0 * \left((1.0 * 37.65 * 10 + 1.1 * 0) * 1.973 - 0 * \left(\frac{1.973}{1.973} - 1 \right) \right)$$

$$M_{cr} = 1188.46 \text{ ton} * m.$$

Momento de resistencia mínimo se tomará el menor entre el momento crítico de agrietamiento y 1.33 veces el momento mayorado ultimo:

$$M_{r_min} \leq \begin{cases} M_{cr} = 1188.46 \text{ ton} * m. \\ 1.33 * M_{u1} = 1.33 * 972.89 = 1293.94 \text{ ton} * m. \end{cases}$$

$$M_{r_min} = 1188.46 \text{ ton} * m.$$

Y el momento de diseño se toma el máximo entre Momento ultimo y lo especificado en lo anterior, por lo tanto, el momento de diseño será:

$$M_U = \max \begin{cases} M_{r_min} = 1188.46 \text{ ton} * m. \\ M_{u1} = 972.89 \text{ ton} * m. \end{cases}$$
$$M_U = 1188.46 \text{ ton} * m.$$

4.2.10.1.3. Cálculo de momento nominal resistente.

$$k = 2 * \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 * \left(1.04 - \frac{243}{270} \right) = 0.28$$

$$\beta_1 = \begin{cases} \text{para } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 = 0.85 \\ \text{para } f'_c \geq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ se tomara el maximo de:} \\ \quad 0.65 \text{ o} \\ \quad 0.85 - 0.05 * (f'_c - 280 \text{ kg/cm}^2) \end{cases}$$

$$\beta_1 = 0.811$$

$$c = \frac{A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_y - A'_s * f_y - 0.85 * \beta_1 * f'_c * (b - b_w) * h_f}{0.85 * \beta_1 * f'_c * b_w + k * A_{ps} * \left(\frac{f_{pu}}{d_p} \right)}$$

$$c = \frac{13440 * 270 + 0 * 60 - 0 * 60 - 0.85 * 0.811 * 5 * (8000 - 8000) * 200}{0.85 * 0.811 * 5 * 8000 + 0.28 * 13440 * \left(\frac{270}{1370} \right)}$$

$$c = 130.267 \text{ mm.} = 13.03 \text{ cm.}$$

$$a = \beta_1 * c = 0.811 * 130.267 = 104.343 \text{ mm.}$$

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - k * \frac{c}{d_p} \right) = 270 * \left(1 - 0.28 * \frac{130.267}{1370} \right) = 262.812 \text{ ksi.}$$

Por lo tanto, el momento resistente nominal será:

$$M_n = A_{ps} * f_{ps} * \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s * f_y * \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s * f_y * \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 * \beta_1 * f'_c * (b - b_w) * h_f * \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} M_n &= 13440 * 262.81 * \left(1370 - \frac{104.34}{2}\right) + 0 * 60 * \left(0 - \frac{104.34}{2}\right) - 0 * 60 \\ &\quad * \left(0 - \frac{104.34}{2}\right) + 0.85 * 0.811 * 5 * (8000 - 8000) * 200 \\ &\quad * \left(\frac{104.34}{2} - \frac{200}{2}\right) \\ M_n &= 3272.66 \text{ ton} * m. \end{aligned}$$

4.2.10.1.4. Verificación de momento nominal resistente vs momento ultimo.

Se deberá satisfacer la siguiente inecuación:

$$\phi M_n \geq M_U$$

$$\phi M_n = 1 * 3272.66 \text{ ton} * m. \geq M_U = 1188.46 \text{ ton} *$$

m ok cumple!!!

Nota: si en caso no satisface la inecuación $\phi M_n \geq M_U$, se tendrá que verificar el diseño aumentando área de acero de preesfuerzo a la sección u colocar acero pasivo de refuerzo.

Por lo tanto, el índice de capacidad de resistencia es:

$$DC = \frac{M_U}{\phi M_n} = 0.363 \leq 1$$

Se realiza el mismo procedimiento anterior, pero para los vanos 1 y 3, obteniendo un momento ultimo $M_{U2} = 1104.60 \text{ ton} * m.$, que no supera el momento crítico de agrietamiento por lo tanto tampoco supera el momento resistente quedando así la verificación de momento resistente vs momento ultimo igual a $\frac{M_U}{\phi M_n} = 0.363$.

4.2.11. Diseño por cortante.

Para el diseño a cortante se deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$V_r = \phi V_n \geq V_u$$

Datos de cálculo:



$$\phi_v = 1.0$$

Factor de reducción por corte.

$$E_p = 28500 \text{ ksi.}$$

$$E_s = 29000 \text{ ksi.}$$

$$E_c = 280624.30 \text{ kg/cm}^2.$$

$$h = 1.50 \text{ m.}$$

$$b = 3.75 \text{ m.}$$

$$b_v = 0.40 \text{ m.}$$

$$h_f = 0.225 \text{ m.}$$

$$A_{sp} = 6672.00 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$d_p = 0.75 \text{ m.}$$

$$d_s = 0$$

$$d'_p = 0$$

$$A_{ct} = 1.50 \text{ m}^2.$$

Área del concreto en el área de tracción por flexión.

$$A_0 = 5.75 \text{ m}^2.$$

Área encerrada en la ruta del flujo de corte incluyendo los huecos.

$$A_{cp} = 7.22 \text{ m}^2.$$

Área del perímetro exterior de la sección cajón.

$$p_c = 11.74 \text{ m.}$$

Perímetro exterior de la sección cajón.

$$f_{pc} = 1.15 \text{ kg/cm}^2.$$

Compresión en el baricentro de la sección.

Solicitaciones actuantes por Resistencia I, en los apoyos 2 y 3:

$$V_{DC} = 144.81 \text{ ton.}$$

$$V_{DW} = 38.98 \text{ ton.}$$

$$V_{LL+IM} = 73.42 \text{ ton.}$$

$$\eta_i = 1.0$$

$$V_{u1} = \eta [1.25 V_{DC} + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{LL+IM}]$$

$$V_{u1} = 1.0 [1.25 * (144.81) + 1.5 * (38.98) + 1.75 * (73.42)]$$

$$V_{u1} = 367.97 \text{ ton.}$$

Por lo tanto, para un alma las solicitaciones actuantes serán:

$$V_{u1} = 183.99 \text{ ton.}$$

$$M_{u1} = 552.30 \text{ ton} * m.$$

$$N_u = 0 \text{ ton.}$$

$$V_p = 552.30 \text{ ton.}$$

$$k = 2 * \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 * \left(1.04 - \frac{243}{270} \right) = 0.28$$

$$\beta_1 = \begin{cases} \text{para } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 = 0.85 \\ \text{para } f'_c \geq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ se tomara el maximo de:} \\ \quad \quad \quad \frac{0.65}{0.85 - 0.05 * (f'_c - 280 \text{ kg/cm}^2)} \end{cases}$$

$$\beta_1 = 0.8$$

$$c = \frac{A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_y - A'_s * f_y}{0.85 * \beta_1 * f'_c * b + k * A_{ps} * \left(\frac{f_{pu}}{d_p} \right)}$$

$$c = \frac{13440 * 270 + 0 * 60 - 0 * 60 - 0.85 * 0.811 * 5 * (8000 - 8000) * 200}{0.85 * 0.811 * 5 * 8000 + 0.28 * 13440 * \left(\frac{270}{1370} \right)}$$

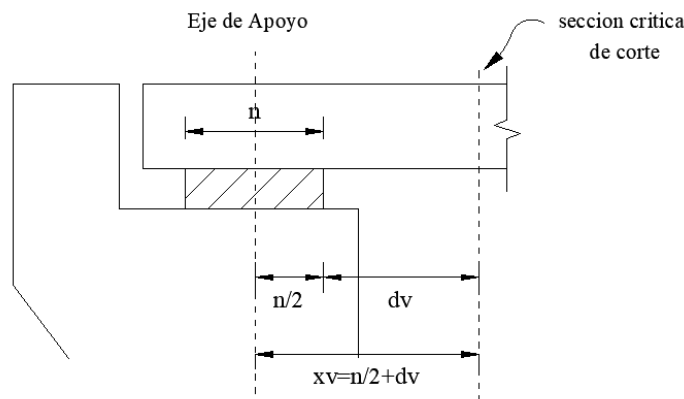
$$c = 130.39 \text{ mm.} = 13.4 \text{ cm.}$$

$$a = \beta_1 * c = 0.811 * 130.39 = 104.341 \text{ mm.}$$

$$d_e = d_p = 1.37 \text{ m.}$$

Figura 59

Sección crítica de corte en sección longitudinal



Nota. Donde la “n” representa el ancho estimado del apoyo elástico

“dv” sección crítica de corte.

$$d_v = \max \begin{cases} d_e - \frac{a}{2} = 1.37 - \frac{0.104}{2} = 1.32 \text{ m.} \\ 0.9 * d_e = 0.9 * 1.37 = 1.23 \text{ m.} \\ 0.72h = 0.72 * 1.50 = 1.08 \text{ m.} \end{cases}$$

$$d_v = 1.32 \text{ m.}$$

$$V_u = V_{u1} - \frac{T_u * d_s}{2 * A_0} = 183.99 - \frac{838.80 * 1.41}{2 * 4.93} = 287.28 \text{ ton.}$$

$$M_u = \max \begin{cases} M_{u1} = 552.30 \text{ ton * m.} \\ |V_u - V_p| * d_v = |287.28 - 552.30| * 1.32 = 319.67 \text{ ton * m.} \end{cases}$$

$$M_u = 319.67 \text{ ton * m.}$$

$$\varepsilon_{S1} = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 N_u + |V_u - V_p| - A_{sp} * f_{po}}{E_s * A_s + E_p * A_{sp}}$$

$$\varepsilon_{S1} = \frac{\frac{319.67}{1.32} + 0.5 (0) + |183.99 - 44.70| - 0.00672 * 189 * 70.308}{29000 * 70.308 * 0 + 28500 * 70.308 * 0.00672}$$

$$\varepsilon_{S1} = -0.003029$$

Si: $\varepsilon_{S1} \leq 0$, entonces tomar ε_{S2} como:

$$\varepsilon_{S2} = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 N_u + |V_u - V_p| - A_{sp} * f_{po}}{E_s * A_s + E_p * A_{sp} + E_c * A_{ct}}$$



$$\varepsilon_{S2} = \frac{\frac{319.67}{1.32} + 0.5 (0) + |183.99 - 44.70| - 0.00672 * 189 * 70.308}{29000 * 70.308 * 0 + 28500 * 70.308 * 0.00672 + 280624 * 2.99}$$

$$\varepsilon_{S2} = 0.0000478$$

Si: $\varepsilon_{S2} \leq -0.0004$, entonces tomar $\varepsilon_S = -0.0004$

Si: $\varepsilon_{S2} \geq -0.006$, entonces tomar $\varepsilon_S = -0.006$

$$\varepsilon_S = -0.0000478$$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\varepsilon_S}$$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 * (-0.0000478)} = 4.979$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_S$$

$$\theta = 29 + 3500(-0.0000478) = 28.833$$

$$V_c = 0.0316\beta \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} * ksi * b_v * d_v$$

$$V_c = 0.0316 * 4.979 \sqrt{\frac{350}{70.307}} * 70.307 * 0.40 * 1.32 = 113.830 \text{ ton.}$$

$$V_{s_{req}} = \frac{V_{u1}}{\phi_c} - V_c - V_p$$

$$V_{s_{req}} = \frac{183.99}{0.90} - 113.83 - 44.20 = 27.47 \text{ ton.}$$

$$A_{v_{req}} = \frac{V_{s_{req}}}{f_y * d_v * \cot\left(\theta * \frac{\pi}{180}\right)}$$

$$A_{v_{req}} = \frac{27.47 * 1000}{4200/10 * 1.32 * \cot\left(28.833 * \frac{\pi}{180}\right)}$$

$$A_{v_{req}} = 2.732 \text{ cm}^2$$

Con el acero calculado se dispone una distribución de estribo en la que

$$A_v = 2 * 1.29 = 2.58 \text{ cm}^2$$

Y para el espaciamiento máximo se tiene:

$$\text{Si: } V_u = 183.99 \text{ ton.} \geq 0.125 f'_c = 43.75 \text{ ton.}, \text{ y } V_u \geq V_{ulim} =$$

$\emptyset 0.125 f'_c b_v d_v$ entonces:

$$s_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.40 d_v = 0.40 * 132 = 52.8 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ \frac{A_v * f_y}{0.27 * b_v * \sqrt{f'_c}} = \frac{2.58 * 4200}{0.27 * 40 * \sqrt{350}} = 53.63 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Suponiendo que la separación entra estribos igual a:

$$s = 15 \text{ cm.}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * \cot \left(\theta * \frac{\pi}{180} \right)}{s}$$

$$V_s = \frac{2.58 * 4200 * 40 * \cot \left(28.833 * \frac{\pi}{180} \right)}{15} = 171.864 \text{ ton.}$$

Por lo tanto, para el cálculo e la cortante nominal se tiene:

$$V_n =$$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} V_c + V_s + V_p = 172.864 + 132.569 + 44.7 = 349.13 \text{ ton.} \\ 0.25 * f'_c * b_v * d_v + V_p = 0.25 * 350 * 40 * 132 + 44.7 = 500.289 \text{ ton.} \end{array} \right.$$

$$V_n = 349.13 \text{ ton.}$$

Se deberá satisfacer la siguiente inecuación:

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0.90 * 349.13 = 314.22 \text{ ton.} \geq V_u =$$

$$183.99 \text{ ton.} \quad \text{ok cumple}$$

Por lo tanto, el índice de capacidad de resistencia a cortante es:

$$DC = \frac{V_u}{\emptyset V_n} = 0.586 \leq 1$$

4.2.12. Diseño por torsión.

4.2.12.1. Cálculo de momento torsor por agrietamiento

En la cual:

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}} \leq 2$$

$$K = \sqrt{1 + \frac{0}{\sqrt{350}}} = 1$$

$$T_{cr} = 0.126 K \sqrt{f'_c} 2 A_0 b_c$$

$$T_{cr} = 0.126 * 1 * \sqrt{350} * 2 * 4.93 * 0.20 = 389.77 \text{ ton.}$$

Se deberá considerar torsión si:

$$\text{si } \begin{cases} T_u = 838.30 \geq 0.25 \phi T_{cr} = 0.25 * 0.90 * 389.77 = 87.69, \text{ se considera torsion} \\ T_u = 838.30 \leq \frac{1}{3} \phi T_{cr} = \frac{1}{3} * 0.90 * 389.77 = 116.93, \text{ no se considera torsion} \end{cases}$$

4.2.12.2. Cálculo de acero de refuerzo por torsión.

En la cual:

$$A_{s_Torsion} = \frac{T_u}{\phi * 2 * A_0 * f_y}$$

$$A_{s_Torsion} = \frac{838.30}{0.90 * 2 * 4.93 * 4200 * 10}$$

$$A_{s_Torsion} = 3.875 \text{ cm}^2$$

4.2.12.3. Acero vertical total.

$$A_{s_Total} = A_{v_req} + A_{s_Torsion} = 2.732 + 3.875$$

$$A_{s_Total} = 6.602 \text{ cm}^2$$

Disponemos de 5 ϕ 5/8" @ 30 cm

4.3. Diseño de la subestructura

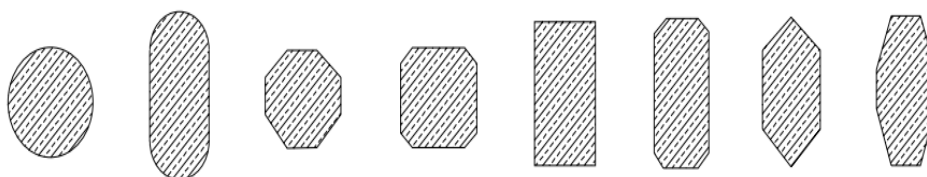
4.3.1. Diseño de los pilares

4.3.1.1. Fundamentos. Los pilares tienen una función de ingeniería relativamente sencilla, sirven de apoyos intermedios en caso de puentes continuos y son elementos estructurales que consiste primordialmente en soportar cargas de compresión en forma vertical, y transportan las cargas desde el tablero hasta las fundaciones, además de resistir las distintas cargas horizontales que pueden aplicarse al puente como cargas de viento, cargas de la presión hidrostática del agua en caso de puentes sobre cauces de ríos, cargas de fuerza de frenado de vehículos sobre el tablero, cargas de la fuerza centrífuga en caso de puentes curvos, y cargas de sismo. Teóricamente las columnas o pilares trabajan a compresión pura, pero en la práctica de acuerdo a las disposiciones de las cargas y las dimensiones y forma de los pilares pueden estar sometidos a cargas combinadas de flexo-compresión, lo que da como resultado cargas excéntricas y axiales aplicadas a las columnas.

4.3.1.1.1. Clasificación y criterios de selección de pilares. Los pilares o columnas se clasifican en tres categorías columnas cortas, esbeltas y columnas largas la delimitación de estas se define según (E. Naaman, 2004, p 506) "las columnas cortas pueden analizarse o diseñarse únicamente por su sección transversal, una columna esbelta se diseña considerando el efecto de esbeltez y columnas largas se rigen por criterios de inestabilidad". Los pilares están formados por una columna o conjunto de columnas por apoyo y su elección de deberá tomar consideraciones funcionales, estructurales y geométricos, así como tener en cuenta el sitio de emplazamiento donde estará ubicado el puente, como en intersecciones y avenidas, sobre ríos, quebradas y valles.

Figura 60

Geometría de tipos de columnas solidas simples

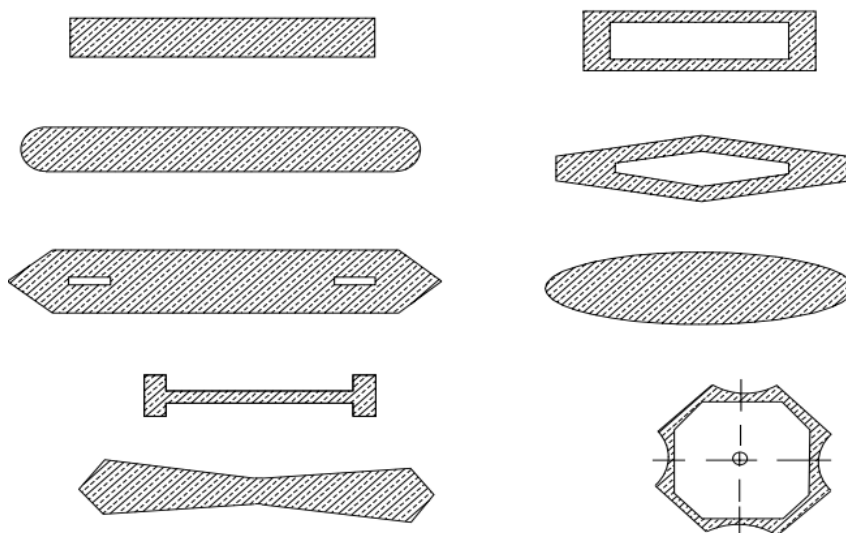


Nota. Se muestra en la figura la recopilación de diferentes geometrías para la aplicación en pilares, tomada de *Tipos de Pilares para Puentes* (p. 136), Garcia-Rossel, (2006).

Los tipos de columnas estarás limitados en su geometría como la mostrada en la figura 60, estos tipos son usados comúnmente para puentes en intersecciones para intercambios viales y viaductos, los mostrados en la figura 61, son usados sobre ríos u otras áreas donde las características del lugar requieran columnas más rígidas.

Figura 61

Geometría de tipos de columnas compuestas



Nota. Se muestra en la figura la recopilación de diferentes geometrías compuestas para la aplicación en pilares, tomada de *Tipos de Pilares Compuestas* (p.137), Garcia-Rossel, (2006).

4.3.1.1.2. Resistencia a compresión axial de pilares. De acuerdo a la resistencia axial en elementos a compresión según (AASHTO LRFD, 2020) se deberá tomar como:

$$P_r = \phi * P_n$$

Donde:

Pr: factor de resistencia a la compresión axial mayorada con o sin flexión.

ϕ : factor de resistencia a compresión

Pn: resistencia a la compresión nominal

En la cual:

Para elementos con refuerzo en espiral:

$$P_n = 0.85 * [k_c * f'_c * (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y * A_{st} - A_{ps} * (f_{pe} - E_p * \epsilon_{cu})]$$

Para elementos con refuerzo zunchado:

$$P_n = 0.80 * [k_c * f'_c * (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y * A_{st} - A_{ps} * (f_{pe} - E_p * \epsilon_{cu})]$$

Donde:

Kc: radio máximo de la deformación a compresión del concreto, se toma 0.85 para resistencias a la compresión del concreto menores a 10 ksi. Para valores mayores a 10 ksi se disminuye en razón de 0.02 por cada 1 ksi de exceso, pero no menor de 0.75.

f'_c : resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.

A_g : Área de la sección bruta del concreto.

A_{st} : Área total del acero longitudinal.

A_{ps} : Área de acero de preesfuerzo.

f_y : fluencia del acero de refuerzo.

f_{pe} : esfuerzo efectivo del acero de preesfuerzo.

E_p : módulo de elasticidad de acero de preesfuerzo.

Ecu: deformación máxima en la falla del concreto en compresión.

4.3.1.2. Refuerzo en longitudinal. El máxima refuerzo de acero longitudinal preesforzada u ordinario deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} * f_{pu}}{A_g * f_y} \leq 0.08$$

El mínimo refuerzo de acero longitudinal preesforzada u ordinario deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} * f_{pu}}{A_g * f_y} \geq 0.135 \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde:

As: Área de acero no preesforzado (cm²).

Ag: Área de la sección bruta (cm².)

Aps: Área de acero preesforzado (cm².)

fpu: resistencia a la tensión última del acero preesforzado (ksi.)

fy: fluencia del acero de refuerzo mínimo (ksi.)

4.3.1.3. Refuerzo trasversal. El refuerzo trasversal se deberá tomar de acuerdo a lo especificado la (AASHTO LRFD, 2020) en el artículo 5.10.4 para elementos comprimidos.

Para refuerzo zunchado:

$$A_s \text{ trasnversal minimo} \geq \emptyset \text{ de } 9.5 \text{ mm}$$

separacion minima libre entre barras

$$= \begin{cases} s \leq 25\text{mm} \\ s \leq 1.33 \text{ tamaño maximo del agregado} \end{cases}$$

$$\text{separacion entre centro de barras} = \begin{cases} s \leq 6 \emptyset \text{ longitudinal} \\ s \leq 150 \text{ mm} \end{cases}$$

Para refuerzo de estribos cerrados:

$$A_s \text{ trasnversal minimo} = \begin{cases} \emptyset 3/8" \text{ cuando el refuerzo long. } \emptyset 1 1/4". \\ \emptyset 1/2" \text{ cuando el refuerzo long. } \emptyset 1 1/8". \\ \emptyset 1/2" \text{ cuando el refuerzo long. son paquetes} \\ \text{de barras.} \end{cases}$$

$$\text{separacion maximo} = \begin{cases} s = 30 \text{ cm} \\ s = 15 \text{ cm o la mitad cuando} \\ \text{el refuerzo long. si hay o mas barras de } \emptyset 1 1/4. \end{cases}$$

4.3.1.4. Efecto de la esbeltez. La esbeltez de una columna depende de la relación de esbeltez para los elementos desplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{K * L_u}{r} \leq 22$$

Donde:

K: factor de longitud efectiva.

Lu: longitud de la columna.

r: radio de giro de la sección transversal de la coluna.

4.3.1.5. Pre dimensionamiento. Para establecer la geometría de la sección transversal del pilar se desarrolla en base a las cargas de servicio provenientes del tablero y cargas del peso propio de la columna por lo tanto se tiene:

$$A_g = \frac{P_{servicio}}{0.20 * f'_c}$$

Donde:

Pservicio: Cargas provenientes del tablero por servicio

f'c: Resistencia a la compresión de la columna

En la cual cargas actuantes sobre el pilar P-01:

4.3.1.5.1. Carga muerta de la superestructura

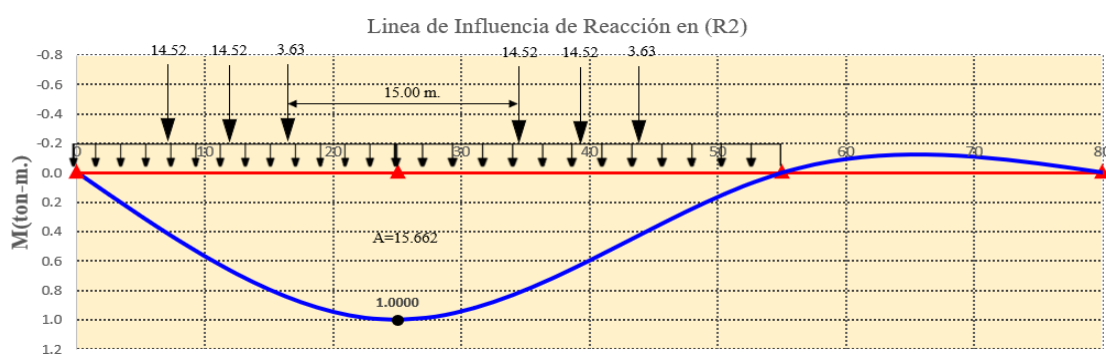
$$P_{DC} = 745.25 \text{ ton.}$$

$$P_{DW} = 200.61 \text{ ton.}$$

4.3.1.5.2. Carga viva vehicular. Para el cálculo de las cargas actuantes por sobrecarga vehicular, se toma el 90 % de la combinación de dos camiones separados a una distancia de 15 m. medida desde el ultimo eje del primer camión de diseño y el primer eje del segundo camión de diseño y la sobrecarga distribuida, de tal manera que produzca la mayor sollicitación sobre el apoyo tomando la línea de influencia en la reacción 2.

Figura 62

Línea de influencia para la reacción en el apoyo 2



Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

$$P_{LL_camion} = 14.52 * 0.551 + 14.52 * 0.7193 + 3.63 * 0.8771 + 14.52 *$$

$$0.8743 + 14.52 * 0.7278 + 3.63 * 0.5501 = 66.51 \text{ ton.}$$

$$P_{carril} = 0.952 * 15.6622 = 13.4194 \text{ ton.}$$

$$P_{LL+IM} = 0.9 * (66.6 * 1.33 + 13.4194) = 68.92 \text{ ton.}$$

4.3.1.5.3. Carga por servicio

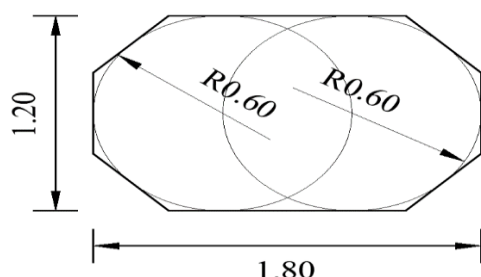
$$P_{servicio} = 745.25 + 200.61 + 68.92 = 1014.78 \text{ ton.}$$

4.3.1.5.4. Área de la sección de la columna

Por lo tanto, si tomamos $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$A_g = \frac{1014.78}{0.20 * 28 * 10} = 1.81 \text{ m}^2$$

Se plantea una sección octogonal como se muestra en la figura 68 con un área de la sección bruta:

Figura 63*Sección transversal del pilar*

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

$$A_g = 1.98 \text{ m}^2.$$

4.3.1.5.5. Carga muerta de la subestructura

$$P_{\text{pilar}} = 15.89 * 2.4 = 38.14 \text{ ton.}$$

4.3.1.6. Análisis de cargas horizontales

4.3.1.6.1. Fuerza de frenado. De acuerdo a la (AASHTO LRFD, 2020) en el artículo 3.6.4, para el cálculo de fuerza de frenado se puede tomar a una distancia de 1.80 m sobre el tablero de acuerdo a los siguientes criterios:

$$BR = \begin{cases} 25\%/\text{eje del camion de diseño o tandem de diseño o} \\ 5\%/\text{eje del camion o tandem de diseño mas carril de diseño} \end{cases}$$

$$BR = 2 * 0.25 * (14.52 + 14.52 * 3.63) = 16.335 \text{ ton}$$

Brazo de la palanca respecto a la base de la columna y =10.48 m y momento por fuerza de frenado será:

$$M_{BR} = 16.335 * 10.48 = 171.19 \text{ ton} * \text{m}$$

4.3.1.6.2. Carga de viento

a) Fuerza de viento sobre la superestructura. La fuerza de viento sobre la superestructura se tomará de manera que ejerza la fuerza sobre un área de contacto multiplicada por una longitud tributaria y el factor de presión obtenida en la siguiente tabla para dos ángulos de ataque para 0° y 60°:

Tabla 42*Presiones básicas del viento*

Angulo de ataque	Carga lateral (Kg/m ²)	Carga longitudinal (Kg/m ²)
0	245	0
60	82	93

Nota. Para el caso más desfavorable de viento en sentido longitudinal se toma 60° y en sentido transversal a 0°, tomado de la (tabla 3.15.2.1.1) de la AASTHO Estándar.

Área de superficie de contacto del viento para 1 m de ancho será:

$$\text{Baranda} = 0.2 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Barrera} = 1.07 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{tablero} = 1.50 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Area total de contacto} = 0.2 + 1.07 + 1.50 = 2.77 \text{ m}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, para la fuerza de viento en sentido lateral para un ancho tributario de 27.50 m medido entre centros de vanos 1 y 2 para pilar P-01 y será aplicado a una distancia de 1.385 m medido desde la base del tablero:

$$WS_{\text{Lateral}} = 245 * 27.50 * 2.77 = 18662.87 \text{ kg}$$

$$WS_{\text{LATERAL}} = 18.66 \text{ ton}$$

Por lo tanto, para la fuerza de viento en sentido longitudinal a un ángulo de ataque de 60 ° será:

$$WS_{\text{Long}} = 93 * 27.50 * 2.77 = 7084.28 \text{ kg}$$

$$WS_{\text{Longitudinal}} = 7.08 \text{ ton}$$

Brazo de la palanca respecto a la base de la columna y =8.49 m y momento por fuerza de viento transversal será:

$$M_{WS_Lateral} = 18.66 * 8.49 = 158.42 \text{ ton} * m$$

Brazo de la palanca respecto a la base de la columna y =8.49 m y momento por fuerza de viento longitudinal será:

$$M_{WS_Long} = 7.08 * 8.49 = 60.11 \text{ ton} * m$$

b) Fuerza de viento sobre los vehículos. Se considera la interacción entre el viento y los vehículos en movimiento sobre el tablero de acuerdo los siguientes factores mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 43

Presión del viento sobre vehículos

Angulo de ataque	Carga lateral (Kg/m2)	Carga lateral (Kg/m2)
0	149	0
0	51	50

Nota. Para el caso más desfavorable de viento en sentido longitudinal se toma 60° y en sentido transversal a 0°, tomado de la (tabla 3.15.2.1.2) de la AASTHO Estándar.

Para la fuerza de viento en sentido lateral para un ancho tributario de 27.50 m medido entre centros de vanos 1 y 2 para pilar P-01 y será aplicado a una distancia de 1.80 m tal como se especifica en la (AASHTO LRFD, 2020), se considera el número de carriles de diseño de 2 y el factor de multipresencia de acuerdo a la tabla 6 para dos carriles cargados tomar igual a 1, por lo tanto:

$$WL_{Lateral} = 149 * 27.50 * 2 * 1 = 8195 \text{ kg}$$

$$WS_{LATERAL} = 8.195 \text{ ton}$$

Por lo tanto, para la fuerza de viento sobre vehículos en sentido longitudinal a un ángulo de ataque de 60 ° será:

$$WL_{Long} = 56 * 27.50 * 2 * 1 = 3080 \text{ kg}$$

$$WS_{Longitudinal} = 3.08 \text{ ton}$$

Brazo de la palanca respecto a la base de la columna y =10.48 m y momento por fuerza de viento transversal será:

$$M_{WL_Lateral} = 8.195 * 10.48 = 85.89 \text{ ton} * m$$

Brazo de la palanca respecto a la base de la columna y =10.48 m y momento por fuerza de viento longitudinal será:

$$M_{WL_Long} = 3.08 * 10.48 = 32.28 \text{ ton} * m$$

c) Fuerza de viento sobre la infraestructura. Es necesario realizar cálculos de las fuerzas de viento que afectaran la infraestructura, considerando una presión básica del viento estimada en 195 kg/m². En situaciones en las que el viento llega desde ángulos oblicuos en relación con la estructura, se deben calcular las fuerzas que actúan de manera perpendicular a la elevación frontal y lateral de la infraestructura.

Área de superficie de contacto para la viga cabezal será:

$$viga \text{ cabezal} = 1.90 * 1.50 = 2.85 \text{ m}^2/m$$

Área de superficie de contacto para el pilar será:

$$pilar = 4.10 * 1.20 = 4.92 \text{ m}^2/m$$

Área total de superficie proyectada con un ángulo de ataque de 0° será:

$$Area \text{ total de contacto} = 2.85 + 4.92 = 7.77 \text{ m}^2/m$$

Por lo tanto, para la fuerza de viento en sentido lateral:

$$WI_{Lateral} = 195 * 7.77 = 1515.15 \text{ kg}$$

$$Wi_{LATERAL} = 1.52 \text{ ton}$$

Área de superficie de contacto para la viga cabezal para un ángulo de 60° será:

$$PT = 1.5 * \cos(60)$$

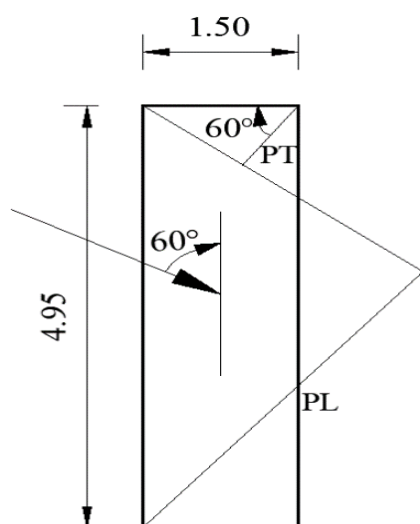
$$PT = 0.75 \text{ m}$$

$$PL = 4.95 * \text{sen}(60)$$

$$PL = 4.29 \text{ m}$$

Figura 64

Área de proyección para un ángulo de ataque de 60°



Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Por lo tanto, el área total de proyección de la viga cabezal:

$$\text{Area viga cabezal} = (0.75 * 4.29) * 1.90 = 9.58 \text{ m}^2/\text{m}$$

Área de superficie de contacto para el pilar para un ángulo de 60° será:

$$PT = 1.2 * \cos(60)$$

$$PT = 0.60 \text{ m}$$

$$PL = 1.80 * \text{sen}(60)$$

$$PL = 1.56 \text{ m}$$

Área de superficie proyectada para el pilar con un ángulo de ataque de 60° será:

$$\text{Area pilar} = (0.60 + 1.56) * 4.10 = 8.86 \text{ m}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, para la fuerza de viento en sentido longitudinal:

$$W_{I_{Long}} = 195 * (9.58 + 8.86) = 3595.8 \text{ kg}$$

$$W_{I_{Long}} = 3.60 \text{ ton}$$

Brazo de la palanca respecto a la base de la columna y =4.65 m y
momento por fuerza de viento lateral será:

$$M_{W_{I_{Lateral}}} = 1.52 * 4.65 = 7.07 \text{ ton} * m$$

Brazo de la palanca respecto a la base de la columna y =5.11 m y
momento por fuerza de viento a 60° será:

$$M_{W_{I_{Long}}} = 3.60 * 5.11 * \text{sen}(60) = 15.93 \text{ ton} * m$$

$$M_{W_{I_{Lateral}}} = 3.60 * 5.11 * \text{cos}(60) = 9.20 \text{ ton} * m$$

4.3.1.7. Resumen de cargas

Tabla 44

Resumen de fuerzas actuantes

Tipo de carga	P (ton)	Momento Lateral (ton*m)	Momento Long. (ton*m)
P _{DCsuper}	284.54	-	-
P _{DCsub}	38.136	-	-
P _{DW}	76.60	-	-
P _{LL+IM}	68.92	-	-
BR	-	-	171.19
WS (0°)	-	158.42	0.00
WS (60°)	-	53.03	60.11
WL (0°)	-	85.89	0.00
WL (60°)	-	29.39	32.28
WI (0°)	-	7.07	0
WI (60°)	-	9.20	15.93

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

4.3.1.8. Combinación de carga de fuerza actuantes. De acuerdo a la (AASHTO LRFD, 2020), se tendrá las siguientes combinaciones de cargas para Resistencia I, Resistencia V y Servicio I:

$$\text{RESISTENCIA I} = \eta [1.25 \text{ DC} + 1.5 \text{ DW} + 1.75 (\text{LL} + \text{IM}) + 1.75 \text{ BR}]$$

$$\text{RESISTENCIA V} = \eta [1.25 \text{ DC} + 1.5 \text{ DW} + 1.35 (\text{LL} + \text{IM}) + 1.35 \text{ BR} + 0.4 \text{ WS} + 1 \text{ WL}]$$

$$\text{SERVICIO I} = \eta [\text{DC} + \text{DW} + (\text{LL} + \text{IM}) + 1 \text{ BR} + 0.3 \text{ WS} + \text{WL}]$$

4.3.1.9. Cargas de diseño sobre el pilar. Se tendrá de la siguiente tabla, para el modificador de cargas se tomará igual a 1 para todos los casos:

Tabla 45

Cargas de diseño actuantes sobre el pilar

Tipo de carga	RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	SERVICIO I
P (ton)	638.86	611.29	468.196
M lateral (0°)		152.09	135.54
M lateral. (60°)		54.28	48.06
M long. (0°)	299.58	231.11	171.19
M long. (60°)		62.69	226.28

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Por lo tanto, las cargas actuantes totales de diseño se tomarán de la Resistencia V por ser el más crítico:

$$P_u = 611.29 \text{ ton}$$

$$M_{u \text{ lateral}} = 206.37 \text{ ton} * m$$

$$M_{u \text{ Long.}} = 293.8 \text{ ton} * m$$

4.3.1.10. Diseño por resistencia

4.3.1.10.1. Disposición de refuerzo en la columna. Para la disposición de la armadura en la columna, se plantea disponiendo una cuantía mínima del 1.5%.

$$A_s = \rho * A_g = 0.015 * 1.98 * 10000 = 297 \text{ cm}^2$$

Se dispone $\varnothing$ 1" con un área de acero de 5.1 cm²:

$$\#varillas = \frac{A_s}{\varnothing b} = \frac{297}{5.10} = 58.2 \cong 58 \text{ barras}$$

Por lo tanto, se toma 58 $\varnothing$ de 1", y se dispone en la sección planteada acero dispuesto en dos círculos, con estribos cerrados de $\varnothing$ de 1/2" de acuerdo a la sección 6.1.5 de esta tesis, y considerar recubrimiento de 5 cm.

4.3.1.11. Verificación de la esbeltes

4.3.1.11.1. En el plano longitudinal. Se tiene los siguientes datos para la relación:

$K = 2.1$ para elementos desplazables, tomado de la (AASHTO LRFD, 2020) de la (tabla C4.6.2.5-1, facto efectivo de longitud, k), mostrado en los anexos de esta tesis.

L_u = altura total de la pila = 7 m = 700 cm

r = radio de giro de la sección de la columna = 0.3234 m = 32.34 cm

$$\frac{K * L_u}{r} = \frac{2.1 * (700)}{32.34} = 45.45 \leq 22$$

Se considera que la columna en sentido longitudinal es esbelta por lo tanto se realiza el procedimiento que fue tomada de (Rodriguez Serquen, 2020), para la magnificación de momentos viga columna de la (AASHTO LRFD, 2020) en el artículo 4.5.3.2.2b:

$$M_{cp} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

En la cual:

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_K * P_e}} \geq 1$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_K * \sum P_e}} \geq 1$$

Para el cálculo de δ_b tenemos:

$$C_m = 1$$

$$P_u = 611.29 \text{ ton}$$

ϕ_K = factor de reducción para miembros de concreto 0.75

f'_c = resistencia a la compresión del concreto en la columna = 280 kg/cm²

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(k * L_u)^2}$$

Donde:

k = factor efectivo de longitud = 2.1

L_u = altura de la pila = 700 cm

EI = rigidez de la sección

Para EI se tomará el mayor valor de:

$$EI = \frac{\frac{E_c * I_g}{5} + E_s * I_s}{1 + \beta_D}$$

$$EI = \frac{\frac{E_c * I_g}{5}}{1 + \beta_D}$$

En la cual:

$$E_c = 15300 * \sqrt{f'_c} = 15300 * \sqrt{280} = 256017.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_c = \text{inercia de la seccion de la columna} = 0.2003 \text{ m}^4$$

$$\beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = \frac{0}{293.8} = 0$$

Despreciando E_s , I_s , se asume entonces que el más crítico para E_I será:

$$EI = \frac{\frac{E_c * I_g}{5}}{1 + \beta_D} = \frac{\frac{256017.97 * 20030000}{5}}{1 + 0} = 1.0256 * 10^{12} \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 * 1.0256 * 10^{12}}{(2.1 * 700)^2} = 4684282.602 \text{ kg}$$

$$P_e = 4684.28 \text{ ton}$$

Luego:

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_K * P_e}} = \frac{1}{1 - \frac{611.29}{0.75 * 4684.28}} = 1.21 \geq 1 \quad \text{ok cumple}$$

Asumiendo por simplicidad que $\delta_b = \delta_s = 1.21$

Entonces la magnificación de momentos viga columna debido a la esbeltez será:

$$M_{cp} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

$$M_{cp} = 1.21(M_{2b} + M_{2s})$$

$$M_{cp} = 1.21 * (293.8) = 355.49 \text{ ton} * m$$

4.3.1.11.2. En el plano transversal.

Se tiene los siguientes datos para la relación:

$K = 1.2$ para rotación impedida y traslación libre.

L_u = altura total de la pila = 7 m = 700 cm

r = radio de giro de la sección de la columna = 0.4745 m = 47.45 cm

$$\frac{K * L_u}{r} = \frac{1.2 * (700)}{47.45} = 17.60 \leq 22$$

Por lo tanto, en sentido lateral se desprecia el efecto de esbeltez.

4.3.1.11.3. Magnificación de momento combinado

Se tiene:

$$M_u = \sqrt{M_{cp}^2 + M_{ct}^2}$$

$$M_u = \sqrt{355.49^2 + 206.37^2}$$

$$M_u = 411.05 \text{ ton} * m$$

4.3.1.12. Verificación capacidad de carga

Para verificar la capacidad de carga de la columna se realiza mediante el diagrama de interacción, cualquier carga dentro de la línea del diagrama de interacción se puede tomar sin falla, como se puede observar en la figura 65 la carga y momento de diseño se encuentran dentro de la línea de resistencia, pero está gobernada por tensión.

Por lo tanto, la carga y momento de diseño:

$$P_u = 611.29 \text{ ton}$$

$$M_u = 411.05 \text{ ton} * m$$

Tabla 46

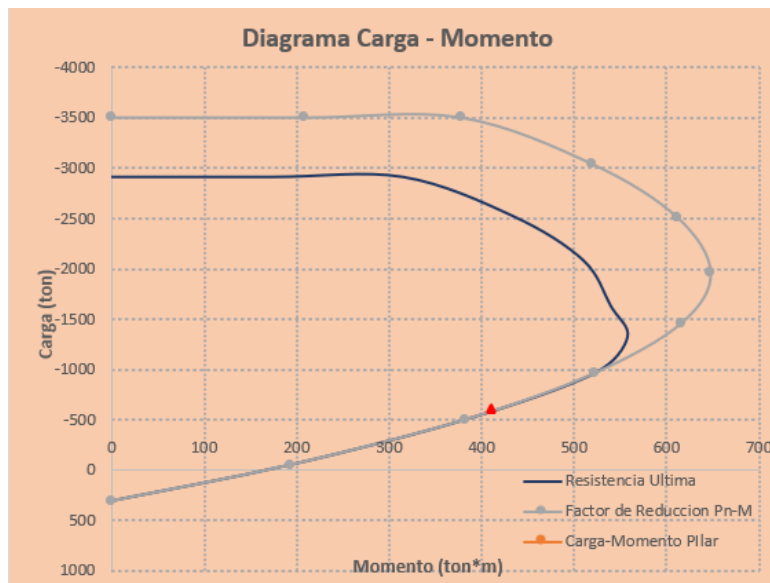
Resultados de carga momento para el diagrama de interacción

Carga P_u (ton)	Momento M_u (ton*m)
-2919.00	0.00
-2531.00	433.58
-2090.00	509.84
-1633.00	539.68
-1321.00	557.74
-961.84	521.99
309.60	0

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Figura 65

Diagrama de interacción Carga – Momento (P-M) para pilar de puente



Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

4.3.1.13. Diseño de la viga cabezal

4.3.1.13.1. Momento ultimo de diseño en la viga cabezal

Peso propio de la viga cabezal:

$$w_{viga_A1} = 0.5 * 1.575 * 1.5 * 2.5 = 2.95 \text{ ton}$$

$$w_{viga_A2} = 0.5 * 1.575 * 0.90 * 1.5 * 2.5 = 2.66 \text{ ton}$$

Para el momento en el área 1:

$$w_{viga_A1} = 2.95 \text{ ton}$$

$$x = 0.788 \text{ m}$$

$$M_{viga_A1} = 2.95 * 0.788 = 2.32 \text{ ton} * \text{m}$$

Para el momento en el área 2:

$$w_{viga_A1} = 2.66 \text{ ton}$$

$$x = 0.52 \text{ m}$$

$$M_{viga_A1} = 2.66 * 0.52 = 1.38 \text{ ton} * \text{m}$$

Momento total de la viga cabezal:

$$M_{viga} = M_{viga_A1} + M_{viga_A2} = 3.7 \text{ ton} * m$$

Cálculo de momento ultimo de resistencia por peso propio de la viga
cabezal es:

$$M_{u_viga} = 1.05 * (1.25 * M_{viga}) = 1.05 * (1.25 * 3.7) = 4.86 \text{ ton} * m$$

Cálculo de momento en el apoyo:

R = reacción en el apoyo interior del vano por Resistencia I = 591.18 ton

$$R_{resistencial} = 591.18 \text{ ton}$$

$$x = 0.925 \text{ m}$$

$$M_{reaccion} = 591.18 * 0.925 = 546.84 \text{ ton} * m$$

Por lo tanto, momento ultimo total será:

$$M_u = M_{u_viga} + M_{reaccion} = 4.86 + 546.84 = 551.70 \text{ ton} * m$$

4.3.1.13.2.Diseño por flexión

Cálculo del peralte efectivo:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = \text{altura de la viga} = 1.40 \text{ m}$$

$$r = \text{recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$\emptyset = \text{diámetro de acero } 1" = 2.54 \text{ cm}$$

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} = 140 - 4 - \frac{2.54}{2} = 134.73 \text{ cm}$$

4.3.1.13.3.Cálculo de acero superior

Se toma "a" como:

$$a = \frac{d}{5} = \frac{134.73}{5} = 26.946$$

Hasta la cuarta iteración:

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{551.70 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(134.73 - \frac{13.41}{2}\right)} = 114.00$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{114.0 * 4200}{0.85 * 280 * 150} = 13.41$$

Entonces As:

$$As = 114.00 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo:

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d = \frac{14}{4200} * 150 * 134.72 = 67.36 \text{ cm}^2$$

Disponemos 22 ø 1"

4.3.1.13.4.Cálculo de acero inferior

Se considera al 50% del acero superior

$$As = \frac{As_{superior}}{2} = \frac{114}{2} = 57.00 \text{ cm}^2$$

Disponemos 11 ø 1"

4.3.1.13.5.Acero de recubrimiento

Se determina por cuantía mínima:

$$Asr = 0.001 * b * d = 0.001 * 100 * 100 = 10 \text{ cm}^2$$

Disponemos 6 ø 5/8"

4.3.1.14. Diseño de cimentacion del pilar

4.3.1.14.1.Diseño por flexion

Las dimensiones de la cimentación serán:

H = Peralte de la zapata = 1.50 m.

Df = Ancho de la Columna en sentido de análisis = 1.80 m.

r = Recubrimiento = 7.5 cm

d = Peralte efectivo de la zapata = H – r - ø = 150 - 7.5 – 2.54 = 139.96

cm

4.3.1.14.2.Cálculo de acero superior

Sera:

$$a = \frac{d}{5} = \frac{139.96}{5} = 27.992$$

Hasta la cuarta iteración se tiene:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{634.93 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(139.96 - \frac{23.09}{2}\right)} = 130.81$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{130.81 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 23.08$$

Entonces A_s :

$$A_s = 130.81 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento:

$$s = \frac{\phi}{A_s} = \frac{5.1}{130.81} = 0.077 \cong 0.1 \text{ m}$$

Disponemos 1 ϕ 1" @ 0.10 m

4.3.1.14.3.Cálculo de acero inferior

Se considera al 50% del acero superior

$$A_s = \frac{A_{s_superior}}{2} = \frac{130.81}{2} = 65.405 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento:

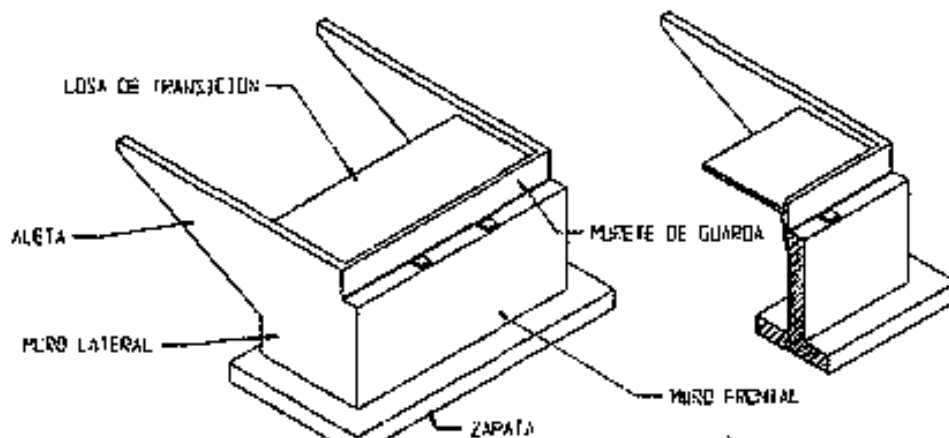
$$s = \frac{\phi}{A_s} = \frac{5.1}{65.405} = 0.077 \cong 0.1 \text{ m}$$

Disponemos 1 ϕ 1" @ 0.10 m

4.3.2. Diseño de los estribos

4.3.2.1. Fundamentos. Los estribos al igual que los pilares cumplen la función de transportar las cargas verticales provenientes del tablero hacia las fundaciones y este luego hacia el terreno, además de canalizar todas las cargas horizontales tales como cargas del empuje del terreno o terraplén, cargas hidrostáticas en el suelo, cargas sísmicas y cargas de empuje de aguas en caso de elementos sobre cauces de ríos. Además de solicitaciones horizontales producto de las deformaciones por retracción y fluencia en el concreto, fuerzas de frenado, fuerza centrífuga y viento en el tablero, que dependen de la rigidez del estribo para consolidar una estabilidad tal como menciona (Manterola, 2005, p 675).

Dentro de los tipos de estribos se encuentran estribos abiertos y cerrados, donde los estribos abiertos generalmente en laderas o taludes ausentes de terraplén de relleno o taludes estables, en caso de estribos cerrados lo más común son estribos en voladizo de concreto reforzado, los cuales se conforman por una fundación o cimiento, cuerpo del estribo o muro frontal, aletas, muros laterales, cajuela o superficie de apoyo del tablero y murete de guarda o parapeto tal como se muestra en la figura 66. Estos estribos cerrados también pueden ser de forma especial en "u" conformados por aleros o muros laterales a 90° respecto al cuerpo del estribo o pantalla principal, estos juntos forman como un contrafuerte, así como manifiesta (Crespo Villalaz, 2004) "su uso es apropiado en los pasos a desnivel en los cuales haya que elevar la subrasante del camino, obteniéndose así un ahorro de relleno". (p 561)

Figura 66*Componentes del estribo cerrado*

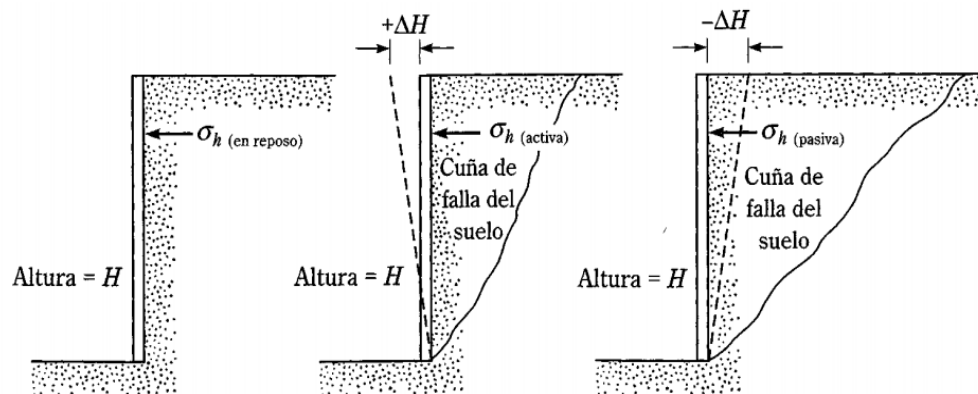
Nota. Se muestra en la figura isométrica de los componentes de estribos cerrados, tomada de *Estribo para Puentes* (p. 669), Manterola, (2005).

4.3.2.2. Análisis de cargas y capacidad de carga. Dentro del diseño de estribos se considera que estos se deben diseñarse para soportar cargas de tal manera que puedan tener la capacidad de resistencia al volteo y resistencia al deslizamiento y presiones en la base, y deben cumplir los requisitos establecidos por la (AASHTO LRFD, 2020) para los estados límite de resistencia, servicio y evento extremo.

4.3.2.2.1. Empuje lateral del suelo. Los taludes verticales o casi verticales producen una fuerza horizontal en dirección del talud ejerciendo una fuerza de empuje cuando se encuentra con un muro de retención soportando dichas fuerzas, a esta condición se le denomina empuje lateral del suelo. Como se muestra en la figura 67, existen tres condiciones de empujes según (M. Das, 2001) cuando el muro está restringido sin movimientos se denomina presión del suelo en reposo, cuando existe un desplazamiento en la parte superior del muro respecto al suelo retenido se le denomina presión activa del suelo y cuando el muro se inclina hacia el suelo retenido se le denomina presión del suelo pasiva.

Figura 67

Presión del suelo sobre el muro



Nota. Se muestra en la figura la diferencia entre presiones de tierra en reposo, pasiva y activa, tomada de *Presión de Suelo Sobre el Muro* (p. 334), M. Das, (2001).

En la AASTHO LRFD establece que la resultante del empuje del terreno debido al peso del terreno se encuentra a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del estribo, la cual se tomará la siguiente ecuación:

$$p = k * \gamma_s * z$$

Donde:

p : empuje lateral del terreno (kg/m^2).

k : coeficiente de empuje lateral, tomado como k_0 para muros en reposo, k_a para muros en condición activa y k_p para muros en condición pasiva.

γ_s : peso específico del suelo (kg/m^3).

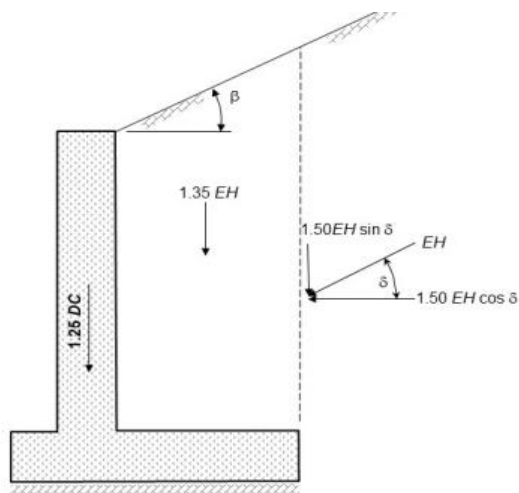
z : profundidad del suelo debajo de la superficie.

4.3.2.2.2. Verificación por estado límite de resistencia. De acuerdo a la (AASTHO LRFD,2020) se realiza esta verificación utilizando cargas y resistencia mayoradas, y se investigara para cumplir tres condiciones por capacidad portante (bearing) donde la presión ejercida al suelo de fundación del cimiento no supere el esfuerzo máximo permisible, que la excentricidad (eccentricity)

máxima deberá estar dentro de lo permitido y por deslizamiento (sliding) que las fuerzas horizontales resistentes sean mayores que la fuerza de empuje del suelo. Los factores de carga para cada verificación se tomarán para que produzca la situación más desfavorable y su aplicación de los factores de carga se realizará como la que se muestra en la figura 68 y figura 69.

Figura 68

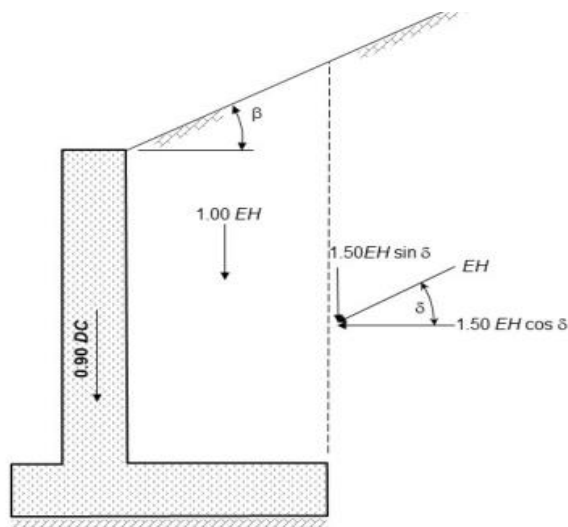
Aplicación de los factores de carga para capacidad portante



Nota. Se muestra en la figura la aplicación de cargas verticales y horizontales, donde DC peso propio del muro, EH empuje del suelo, tomada de la *Figura C11.5.6-1* (p. 11-13), AASHTO LRFD, (2020).

Figura 69

Aplicación de los factores de carga para excentricidad máxima y deslizamiento



Nota. Tomada de la *Figura C11.5.6-2* (p.11-13), AASHTO LRFD, (2020).

De igual forma en el estado límite de resistencia se deberá investigar para la capacidad de carga considerando la estabilidad bajo presiones en la base cuando se tenga dos condiciones, cuando la cimentación este sobre suelo de fundación no rocoso se calculará la tensión vertical suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva y bajo terrenos rocosos suponiendo una presión linealmente distribuida.

Por lo tanto, el criterio para aplicar los esfuerzos en el terreno como se verifica en la figura 70 para determinar los esfuerzos verticales para una distribución uniforme en suelo:

$$q = \frac{\sum V}{B - 2e}$$

Donde:

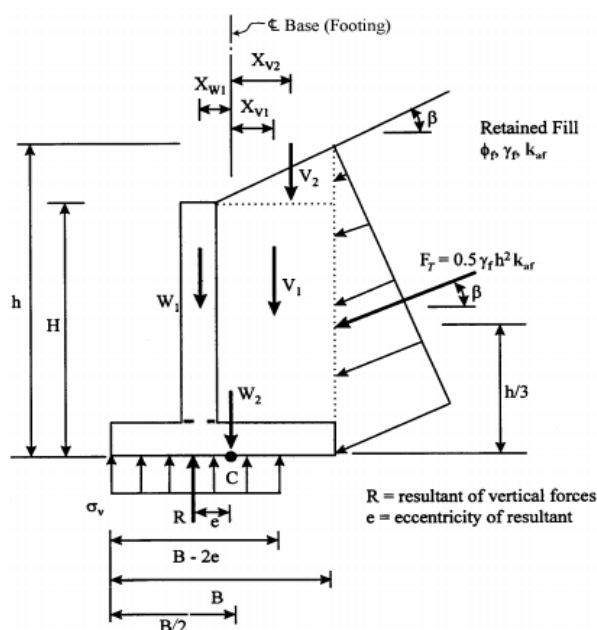
V: suma de las fuerzas verticales

B: Ancho del cimiento

B-2e: Ancho efectivo del cimiento

Figura 70

Criterio de esfuerzos portantes para cimentaciones de muros sobre suelo



Nota. Tomada de Figura 11.6.2.3-1 (p. 11-23), AASHTO LRFD, (2020).

Por lo tanto, para determinar los esfuerzos verticales para una distribución en terreno rocoso:

$$q_{max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

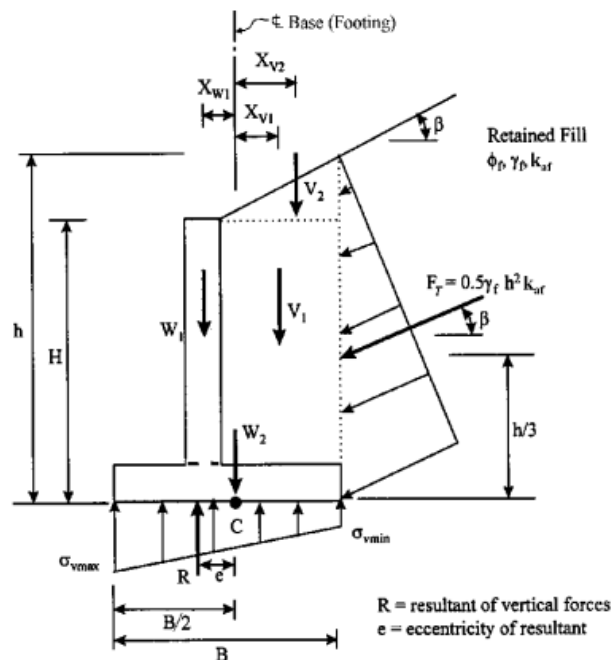
Donde:

V: suma de las fuerzas verticales

B: Ancho del cimiento

Figura 71

Criterio de esfuerzos portantes para cimentaciones de muros sobre roca



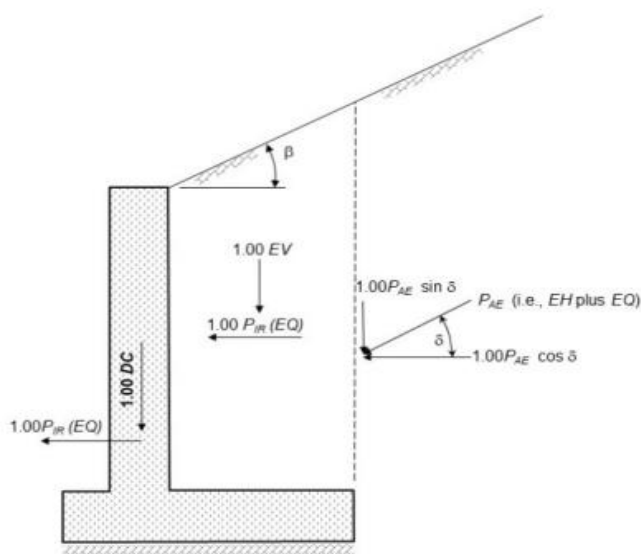
Nota. Tomada de *Figura 11.6.2.3-2* (p. 11-23), AASHTO LRFD, (2020).

4.3.2.2.3. Verificación por estado límite de evento extremo.

Se realizará el diseño del cimiento bajo la condición de evento extremo cuando existan cargas sísmicas u cargas específicas que ameriten que la estructura esté en condiciones de eventos extremos.

Figura 72

Aplicación de los factores de carga para evento extremo I



Nota. Tomada de Figura C11.5.6-4 (p. 11-15), AASHTO LRFD, (2020).

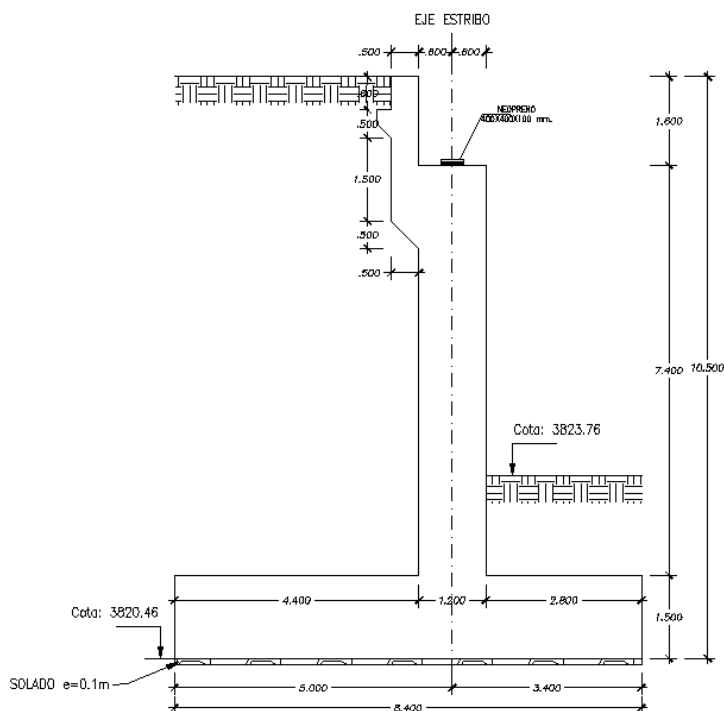
4.3.2.3. Dimensionamiento de la subestructura de estribo. Se realizará el dimensionamiento considerando los siguientes criterios prescritos según (Rodriguez Serquen, 2020) lo cual recomienda para la altura de pantalla del estribo, se toma desde el fondo de cimentación hasta la rasante de la vía. Ancho de cimentación, se considera un ancho para establecer una estabilidad ante el volteo y el deslizamiento de 1/2 a 2/3 de la altura del estribo. Altura de cimentación, se realizará lo suficiente para resistir punzonamiento debido a las cargas provenientes en cuerpo del estribo se tomará 1/12 de la altura del estribo. Ancho del talón activo del estribo, se considera 1/3 del ancho de la cimentación. Ancho de la pantalla o muro del estribo, este estará empotrado a la cimentación según (Manterola, 2005) recomienda, el ancho del muro pantalla debe ser lo suficientemente fuerte para resistir el empuje de tierras y se tomara 1/12 a 1/8 de la altura del estribo, si la altura es menor de 10 m se podrá tomar un ancho constante y si es mayor a 10 m se podrá reducir el ancho en la parte superior. Ancho del parapeto, se tomará no menor de 0.2 m. Ancho de cajuela, se

determinará un acho suficiente para apoyar la superestructura mediante los aparatos de apoyo y no será menor de 1m.

De acuerdo a los criterios antes mencionados se establece las dimensiones del estribo tentativas como se muestra en la figura 73.

Figura 73

Predimensionamiento y dimensiones del estribo



Nota. Todas las dimensiones mostradas en la figura se encuentran en metros.

4.3.2.4. Materiales

4.3.2.4.1. Materiales del concreto

Resistencia a la compresión inicial $f'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad del Concreto $E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 250998 \text{ kg/cm}^2$

Peso Específico del Concreto $\gamma'_c = 2500 \text{ kg/cm}^2$

4.3.2.4.2. Materiales del acero de refuerzo

Resistencia a la compresión inicial $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

4.3.2.5. Datos de diseño

Para el cálculo de las cargas se consideran los siguientes datos:

4.3.2.5.1. Características del material de relleno

γ_s = peso específico del relleno = 2.0 ton/m³

ϕ = ángulo de fricción interna del relleno = 32°

μ = coeficiente de fricción concreto - terreno = 0.55

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

β = ángulo formado por la pared del estribo y la vertical = 0°

4.3.2.5.2. Características del suelo de fundación

q_{adm} = capacidad admisible del terreno de fundación = 1.715 kg/cm²

4.3.2.5.3. Factores de resistencia

ϕ_r = estado límite de resistencia = 0.80

ϕ_{re} = estado límite de evento extremo = 1.00

4.3.2.5.4. Parámetros sísmicos

F_{PGA} = factor de sitio = 0.220

PGA = aceleración máxima de peligrosidad sísmica = 0.60

K_{h0} = coeficiente de aceleración sísmica del suelo = 0.132

k_h = coeficiente de aceleración horizontal = 0.066

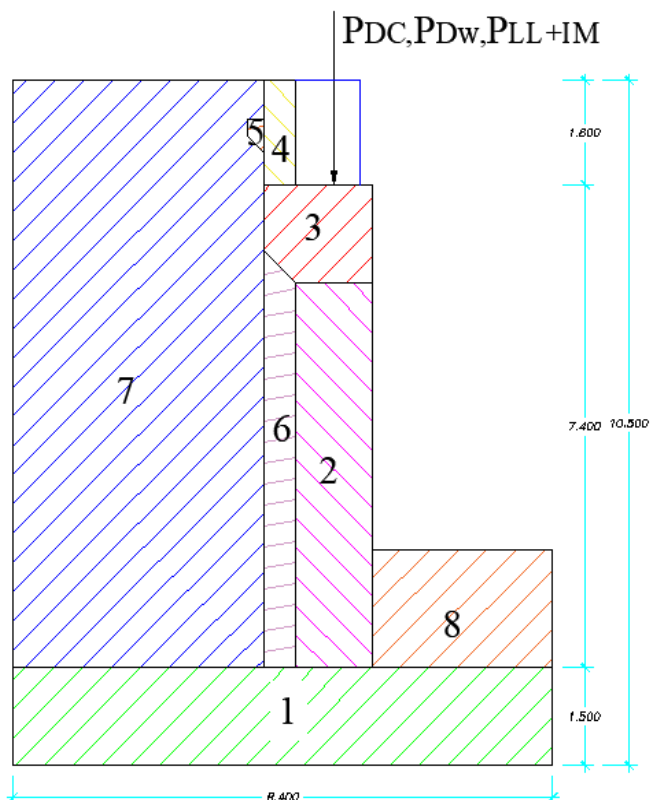
k_v = coeficiente de aceleración vertical = 0

4.3.2.6. Cálculo de cargas verticales

4.3.2.6.1. Cargas muertas DC. Cargas del peso propio del estribo DC, de la figura 74 se realiza la siguiente tabla 47.

Figura 74

Dimensión por áreas del estribo



Nota. Donde PDC cargas muertas, PDW cargas sobreimpuestas y PLL+IM carga viva vehicular.

Tabla 47

Peso y centroide del estribo

Area	Peso (ton)	X (m)	Mx (ton*m)	Y (m)	My (ton*m)
1	31.50	4.20	132.30	0.75	23.63
2	17.70	3.40	60.18	4.45	78.77
3	6.06	3.65	22.13	8.15	49.41
4	2.00	4.25	8.50	9.70	19.40
5	0.23	4.63	1.08	9.78	2.29
$\Sigma F_v =$	57.50	$\Sigma M_x =$	224.14	$\Sigma M_y =$	173.49

Nota. Para el volumen se consideró con franjas de 1 m de longitud de estribo

Por lo tanto:

$$X_c = \frac{224.14}{57.50} = 3.898 \text{ m}$$

Cálculo de momento DC del estribo:

$$M_{DC} = 57.50 * 3.90 = 224.19 \text{ ton} * \text{m}$$

Cargas del peso DC de la superestructura:

$$P_{DC} = 11.01 \text{ ton/m}$$

$$X_c = 3.40 \text{ m}$$

Cálculo de momento DC de la superestructura:

$$M_{DC} = 11.01 * 3.40 = 37.44 \text{ ton} * \text{m}$$

4.3.2.6.2. Cargas verticales DW

De la superestructura por cargas sobreimpuestas:

$$P_{DW} = 2.96 \text{ ton/m}$$

$$X_c = 3.40 \text{ m}$$

Cálculo de momento DW de la superestructura:

$$M_{DW} = 2.96 * 3.40 = 10.08 \text{ ton} * \text{m}$$

4.3.2.6.3. Cargas del peso del terreno EV

Tabla 48

Peso y centroide de suelo sobre el estribo

Area	Peso (ton)	X (m)	Mx (ton*m)	Y (m)	My (ton*m)
6	5.90	4.25	25.08	4.45	26.26
7	70.20	6.45	452.79	6.00	421.20
8	7.85	7.00	54.94	2.40	18.84
$\Sigma F_v =$	83.95	$\Sigma M_x =$	532.81	$\Sigma M_y =$	466.29

Nota. Mx es el momento en la dirección x y My momento en la dirección y.

Por lo tanto:

$$X_c = \frac{532.81}{83.95} = 6.35 \text{ m}$$

Cálculo de momento EV del relleno:

$$M_{EV} = 83.95 * 6.35 = 532.81 \text{ ton} * \text{m}$$

4.3.2.6.4. Cargas vivas de la superestructura

De la superestructura por cargas vivas vehiculares se tiene:

$$P_{LL+IM} = 6.03 \text{ ton/m}$$

$$X_c = 3.40 \text{ m}$$

Cálculo de momento LL+IM del relleno:

$$M_{LL+IM} = 6.03 * 3.40 = 20.49 \text{ ton} * \text{m}$$

4.3.2.6.5. Sobrecarga viva LS vertical. Se deberá tomar una porción de terreno adicional "heq" debido a la presencia de cargas vivas vehiculares sobre el relleno tal como consta en el artículo 3.11.6.4 -1 de la AASTHO LRFD y para estribos se tomará de la siguiente tabla:

Tabla 49

Alturas equivalentes por sobrecarga viva

Altura de Estribo (m)	Heq (m)
1.5	1.20
3.0	0.90
≥ 7.0	0.60

Nota. Adaptada de la *Tabla 3.11.6.4-1* (p. 3-151), AASTHO LRFD,(2020).

Entonces:

H = altura del estribo = 10.50 m

heq = Altura equivalente = 0.60 m

Atalón = ancho de talón posterior del estribo = 4.40 m

$$LS_v = 4.40 * 0.60 * 2.00 = 5.28 \text{ ton/m}$$

$$X_c = 6.20 \text{ m}$$

Cálculo de momento LS del relleno:

$$M_{LSv} = 5.28 * 6.20 = 32.74 \text{ ton} * \text{m}$$

4.3.2.7. Cálculo de cargas horizontales

4.3.2.7.1. Presión de tierras EH.

Para la componente horizontal de acuerdo a lo especificado en la sección 3.11.5.1-1 de la (AASHTO LRFD, 2020), se tiene:

$$p = k * \gamma_s * z$$

Donde:

γ_s : peso específico del suelo = 2.00 ton/m³.

z : profundidad del suelo debajo de la superficie = 10.50 m

k : coeficiente de empuje activo k_a

En la cual para el coeficiente de empuje activo o coeficiente de presión activa de Rankine k_a se tomará la siguiente expresión cuando $\delta = \beta = 0^\circ$, $\theta = 90^\circ$, si $\phi = \text{ángulo de fricción del relleno} = 32^\circ$, y considerando la teoría de Rankine:

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{32}{2} \right) = 0.307$$

Por lo tanto:

$$p = 0.307 * 2.00 * 10.50 = 6.45 \text{ ton/m}^2$$

Entonces:

$$EH = \frac{1}{2} * H * p = \frac{1}{2} * 6.45 * 10.50 = 33.88 \text{ ton/m}$$

Considerando el punto de aplicación de la carga a $H/3$:

$$Y_c = \frac{H}{3} = \frac{10.50}{3} = 3.50 \text{ m}$$

Cálculo de momento EH del relleno:

$$M_{EH} = 33.88 * 3.50 = 118.58 \text{ ton} * m$$

4.3.2.7.2. Sobrecarga viva LS horizontal

De la siguiente ecuación, cuando $heq = 0.60 \text{ m}$:

$$p' = 0.307 * 2.00 * 0.60 = 0.368 \text{ ton}/m^2$$

$$LS_y = 10.50 * 0.368 = 3.868 \text{ ton}/m$$

$$Y_c = 5.25 \text{ m}$$

Cálculo de momento LS del relleno:

$$M_{LSy} = 3.868 * 5.25 = 20.33 \text{ ton} * m$$

4.3.2.7.3. Carga de frenado BR

De acuerdo a lo dispuesto en la sección 3.6.4. de la (AASHTO LRFD, 2020), se tiene:

$$P_{truck} = \text{peso de camion de diseño HL 93} = 32.70 \text{ ton}$$

$$w_{carril} = \text{carga de carril de diseño} = 0.952 \text{ ton}/m$$

$$m = \text{factor multipresencia} = 1$$

$$N^{\circ} car = \text{numero de carriles} = 2$$

$$A = \text{acnho del tablero} = 8 \text{ m}$$

$$\text{maximo de } \begin{cases} 25\% * P_{truck} * N^{\circ} car * m = 0.25 * 32.70 * 2 * 1 = 16.35 \text{ ton} \\ 5\% * P_{truck} + w_{carril} * N^{\circ} car * m = 0.05 * (32.70 + 0.952 * 80) * 2 * 1 = 10.89 \text{ ton} \end{cases}$$

$$BR = \frac{16.35}{8} = 2.04 \text{ ton}$$

Brazo de la palanca respecto a la base del estribo $y = 12.30 \text{ m}$ y momento por fuerza de frenado será:

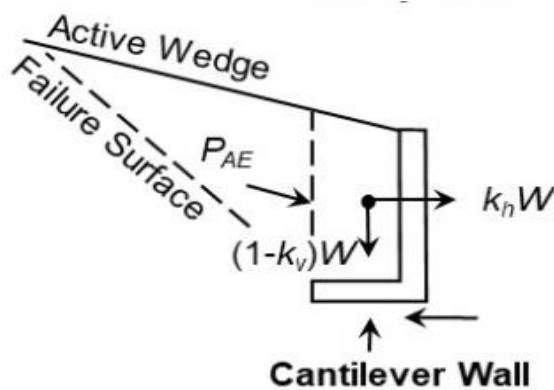
$$M_{BR} = 2.04 * 12.30 = 25.14 \text{ ton} * m$$

4.3.2.7.4. Empuje dinámico del suelo EQ. Se realizo mediante el método de Mononobe-Okabe, se utiliza comúnmente para calcular las fuerzas sísmicas que

actúan sobre los estribos. Este método amplía la teoría de Coulomb al considerar las fuerzas horizontales como verticales que afectan al suelo. Las cuales las fuerzas que actúan y las ecuaciones para las presiones sísmicas (PAE), el coeficiente de presión activa de la tierra (KAE), la presión sísmica pasiva (PPE) y el coeficiente de presión sísmica activa (KPE) tal como lo menciona en la (AASHTO LRFD, 2020, p 11-145).

Figura 75

Diagrama de fuerzas de Mononobe-Okabe



Nota. Se muestra en la figura el diagrama de fuerzas de la cuña activa de presión sísmica de la tierra sobre un muro en voladizo, tomado de *Figura A11.3.1-1* (p. 11-145), AASHTO LRFD, (2020).

4.3.2.7.5. Cálculo de Presión Activa del Terreno PAE.

Se tiene los siguientes datos:

ϕ = ángulo de fricción interna = 32°

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

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

β = ángulo de la inclinación del muro la vertical = 0°

k_{ho} = coeficiente sísmico de aceleración horizontal = 0.132

K_h = coeficiente de aceleración horizontal = 0.5 k_{ho} = 0.066

K_v = coeficiente de aceleración vertical = 0

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = \arctan\left(\frac{0.066}{1 - 0}\right) = 3.78^\circ$$

En la cual:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\theta) * \cos^2(\beta) * \cos(\delta + \beta + \theta)} * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}} \right]^2$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(32 - 3.78 - 0)}{\cos(3.78) * \cos^2(0) * \cos(0 + 0 + 3.78)}$$

$$* \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 0) * \sin(32 - 0 - 0)}{\cos(0 + 0 + 3.78) * \cos(0 - 0)}} \right]^2$$

$$k_{AE} = 0.346$$

Entonces:

$$EAE = \frac{1}{2} * k_{AE} * \gamma_s * H^2 = \frac{1}{2} * 0.346 * 2.0 * 10.50^2 = 38.15 \text{ ton/m}$$

$$\Delta AE = EAE - EH = 38.15 * 33.88 = 4.27 \text{ ton/m}$$

$$Y_c = 0.6H = 0.6 * 10.50 = 6.30 \text{ m}$$

Cálculo de momento EQ del relleno:

$$M_{EQ} = 4.27 * 6.30 = 26.92 \text{ ton} * \text{m}$$

4.3.2.7.6. Cálculo de la fuerza inercial del estribo P_{IR} .

Se tiene:

$$W_{estribo} + W_{suelo} = 57.50 + 83.95 = 141.45 \text{ ton/m}$$

En la cual:

$$P_{IR} = 0.5 * k_h * (W_{estribo} + W_{suelo})$$

$$P_{IR} = 0.5 * 0.066 * (141.45) = 4.67 \text{ ton/m}$$

Cálculo del centro de gravedad Y_c del punto de la aplicación:

$$Y_c = \frac{173.49 + 466.291}{57.50 + 83.95} = 4.52 \text{ m}$$

Cálculo de momento por fuerza inercial del estribo:

$$M_{PIR} = 4.67 * 4.52 = 21.11 \text{ ton} * m$$

4.3.2.8. Resumen de fuerzas actuantes en el estribo

Tabla 50

Fuerzas actuantes en el estribo

Descripción	Fuerza (ton)	Xc (m)	Yc (m)	Momento (ton*m)
Fuerzas Verticales				
DC	57.50	3.90	0.00	224.19
DCsuper	11.01	3.40	0.00	37.44
DWsuper	2.96	3.40	0.00	10.08
EV	83.95	6.35	0.00	532.80
LL+IMsuper	6.03	3.40	0.00	20.49
LSv	5.28	6.20	0.00	32.74
Fuerzas Horizontales				
LSh	3.87	0.00	5.25	20.33
EH	33.88	0.00	3.50	118.56
EQΔEAE	4.27	0.00	6.30	26.92
EQinercia	4.67	0.00	4.52	21.11
EQsuper	15.61	0.00	8.90	138.90
BR	2.04	0.00	12.30	25.14

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

4.3.2.9. Factores de carga y combinación de cargas.

Se realizará las combinaciones de acuerdo en la tabla 3.4.1-1 de la (AASHTO LRFD, 2020), en el estado límite de resistencia I y evento extremo I para verificar la estabilidad del deslizamiento, volteo y presiones en la base, para la combinación de servicio I para la verificación por agrietamiento.

Para todos los casos el modificador de cargas η se toma 1, Por lo tanto:



$$\text{RESISTENCIA I(máx.)} = \eta [1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.50 \text{ EH} + 1.35 \text{ EV} + 1.75 (\text{LL} + \text{IM} + \text{LS} + \text{BR})]$$

$$\text{RESISTENCIA I(min.)} = \eta [0.90 \text{ DC} + 0.65 \text{ DW} + 1.50 \text{ EH} + 1.0 \text{ EV}]$$

$$\text{E. EXTREMO I} = \eta [1.0 \text{ DC} + 1.0 \text{ DW} + 1.0 \text{ EH} + 1.0 \text{ EQ} + 1.0 \text{ PIR} + 0.50 (\text{LL} + \text{IM})]$$

$$\text{SERVICIO I} = \eta [1.0 \text{ DC} + 1.0 \text{ DW} + 1.0 \text{ EH} + 1.0 \text{ EV} + 1.0 (\text{LL} + \text{LS} + \text{BR})]$$

Para las cargas Verticales:

Tabla 51

Combinación de cargas verticales

Tipo de carga (ton)	DC	DCsuper	DWsuper	EV	LL+IMsuper	LSv	ΣVu
	57.50	11.01	2.96	83.95	6.03	5.28	166.73
Resistencia I(max.)	71.88	13.76	4.45	113.33	10.55	9.24	223.20
Resistencia I(min.)	51.75	9.91	1.93	83.95	0.00	9.24	156.77
E.Extremo I	57.50	11.01	2.96	83.95	0.00	0.00	155.42
Servicio I	57.50	11.01	2.96	83.95	6.03	5.28	166.73

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Tabla 52

Combinación de momentos para cargas verticales

Tipo de carga (ton*m)	DC	DCsuper	DWsuper	EV	LL+IMsuper	LSv	ΣMvu
	224.19	37.44	10.08	532.80	20.49	32.74	857.73
Resistencia I(max.)	280.24	46.79	15.12	719.28	35.86	57.29	1154.58
Resistencia I(min.)	201.77	33.69	6.55	532.80	0.00	57.29	832.10
E.Extremo I	224.29	37.44	10.08	532.80	0.00	0.00	804.51
Servicio I	224.19	37.44	10.08	532.80	20.49	32.74	857.73

Nota: elaboración propia del autor (2024).

Para las cargas Horizontales:

Tabla 53

Combinación de cargas horizontales

Tipo de	LSh	EH	EQΔEAE	EQinercia	EQsuper	BR	ΣVh
carga (ton)	3.87	33.88	4.27	4.67	15.61	2.04	64.34
Resistencia I(max.)	6.78	50.81	0.00	0.00	0.00	3.58	61.17
Resistencia I(min.)	6.78	50.81	0.00	0.00	0.00	3.58	61.17
E.Extremo I	0.00	33.88	4.27	4.67	15.61	0.00	58.43
Servicio I	3.87	33.88	0.00	0.00	0.00	2.04	39.79

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Tabla 54

Combinación de momentos para cargas horizontales

Tipo de	LSh	EH	EQΔEAE	EQinercia	EQsuper	BR	ΣMhu
carga (ton*m)	20.33	118.56	26.92	21.11	138.90	25.14	350.96
Resistencia I(max.)	35.57	177.85	0.00	0.00	0.00	43.99	257.41
Resistencia I(min.)	35.57	177.85	0.00	0.00	0.00	43.99	257.41
E.Extremo I	0.00	118.56	26.92	21.11	138.90	0.00	305.49
Servicio I	20.33	118.56	0.00	0.00	0.00	25.14	164.03

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

4.3.2.10. Análisis de estabilidad con la superestructura

4.3.2.10.1. Verificación por volteo (Eccentricity)

- Resistencia I (máx.)**

$$V_u = 223.20 \text{ ton}$$

$$M_{vu} = 1154.58 \text{ ton*m}$$

$$M_{hu} = 257.41 \text{ ton*m}$$

$$x_o = \frac{M_{u(V)} - M_{u(H)}}{V_u} = \frac{1154.58 - 257.41}{223.20} = 4.02 \text{ m}$$

Si:

$$e = \frac{B}{2} - x_o = \frac{8.4}{2} - 4.02 = 0.18 \text{ m}$$

De la ecuación especificada para terrenos de fundación en suelo se tiene la excentricidad máxima:

$$e_{max} = \frac{1}{3} * B = \frac{1}{3} * 8.4 = 2.80 \text{ m} \geq e = 0.18 \text{ m} \quad \text{ok cumple;}$$

- **Resistencia I (min.)**

$$V_u = 156.77 \text{ ton}$$

$$M_{vu} = 832.10 \text{ ton*m}$$

$$M_{hu} = 257.41 \text{ ton*m}$$

$$x_o = \frac{M_{u(V)} - M_{u(H)}}{V_u} = \frac{832.10 - 257.41}{156.77} = 3.67 \text{ m}$$

Si:

$$e = \frac{B}{2} - x_o = \frac{8.4}{2} - 3.67 = 0.53 \text{ m}$$

Por lo tanto, la excentricidad máxima será:

$$e_{max} = \frac{1}{3} * B = \frac{1}{3} * 8.4 = 2.80 \text{ m} \geq e = 0.53 \text{ m} \quad \text{ok cumple;}$$

- **Evento Extremo I**

$$V_u = 155.42 \text{ ton}$$

$$M_{vu} = 804.51 \text{ ton*m}$$

$$M_{hu} = 305.49 \text{ ton*m}$$

$$x_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u} = \frac{804.51 - 305.49}{155.42} = 3.21 \text{ m}$$

Si:

$$e = \frac{B}{2} - x_o = \frac{8.4}{2} - 3.21 = 0.99 \text{ m}$$

Por lo tanto, la excentricidad máxima será:

$$e_{max} = \frac{1}{3} * B = \frac{1}{3} * 8.4 = 2.80 \text{ m} \geq e = 0.99 \text{ m} \quad \text{ok cumple}$$

4.3.2.10.2. Verificación por deslizamiento (Sliding)

- **Resistencia I (máx.)**

$$V_u = 223.20 \text{ ton}$$

$$\phi = \text{ángulo de fricción del relleno} = 32^\circ$$

$$\mu = 0.55$$

ϕ_t = factor de resistencia por deslizamiento, 0.80 para estado límite de resistencia dispuesto en la (tabla 10.5.5.2.2-1), 1.0 para estado límite de evento extremo dispuesto en el artículo 11.5.8 de acuerdo a la (AASHTO LRFD, 2020).

Entonces:

$$F_{resistente} = \mu * \phi_t * V_u = 0.55 * 0.80 * 223.20 = 98.21 \text{ ton}$$

Si:

$$f_{actuante} = 61.16 \text{ ton} \leq F_{resistente} = 98.21 \text{ ton} \quad \text{ok cumple}$$

- **Resistencia I (min.)**

$$V_u = 156.77 \text{ ton}$$

$$\phi = \text{ángulo de fricción del relleno} = 32^\circ$$

$$\mu = 0.55$$

$$\phi_t = \text{factor de resistencia por deslizamiento} = 0.80$$

Entonces:

$$F_{resistente} = \mu * \phi_t * V_u = 0.55 * 0.8 * 156.77 = 68.98 \text{ ton}$$

Si:

$$f_{actuante} = 61.16 \text{ ton} \leq F_{resistente} = 68.98 \text{ ton} \quad \text{ok cumple}$$

- **Evento Extremo I**

$$V_u = 155.42 \text{ ton}$$

$$\phi = \text{ángulo de fricción del relleno} = 32^\circ$$

$$\mu = 0.55$$

ϕ_t = factor de resistencia por deslizamiento = 1.0

Entonces:

$$F_{resistente} = \mu * \phi_t * V_u = 0.55 * 1 * 155.42 = 85.48 \text{ ton}$$

Si:

$$f_{actuante} = 58.42 \text{ ton} \leq F_{resistente} = 85.48 \text{ ton} \quad \text{ok cumple}$$

4.3.2.10.3. Verificación por capacidad portante (Bearing)

a. Capacidad de carga de terreno q_r

Para el estado límite de resistencia se tiene:

ϕ_b = factor de resistencia geotécnico en la fundación = 0.45

FS = factor de seguridad para la capacidad última del terreno = 3

q_{adm} = capacidad admisible del terreno = 1.71 kg/cm²

cálculo de la capacidad última del terreno:

$$q_{ult} = FS * q_{adm} = 3 * 1.71 = 5.13 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, para la capacidad resistente:

$$q_r = \phi_b * q_u = 0.45 * 5.13 = 2.31 \text{ kg/cm}^2$$

Para el estado límite de evento extremo:

$$q_{ult} = 5.13 \text{ kg/cm}^2$$

b. Capacidad de carga actuantes

- Resistencia I (máx.)

$$V_u = 223.20 \text{ ton}$$

e = excentricidad por resistencia = 0.18 m

Para la capacidad de carga:

$$q = \frac{V_u}{B - 2e} = \left(\frac{223.20}{8.4 - 2 * 0.18} \right) / 10 = 2.78 \text{ kg/cm}^2$$

Si:

$$q_r = 2.31 \frac{kg}{cm^2} \geq 2.78 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{no cumple;}$$

- **Resistencia I (min.)**

$$V_u = 156.77 \text{ ton}$$

$$e = \text{excentricidad por resistencia} = 0.53 \text{ m}$$

Para la capacidad de carga:

$$q = \frac{V_u}{B - 2e} = \left(\frac{156.77}{8.4 - 2 * 0.53} \right) / 10 = 2.14 \text{ kg/cm}^2$$

Si:

$$q_r = 2.31 \frac{kg}{cm^2} \geq 2.14 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{ok cumple;}$$

- **Evento Extremo I**

$$V_u = 155.42 \text{ ton}$$

$$e = \text{excentricidad por resistencia} = 0.99 \text{ m}$$

Para la capacidad de carga:

$$q = \frac{V_u}{B - 2e} = \left(\frac{155.42}{8.4 - 2 * 0.99} \right) / 10 = 2.421 \text{ kg/cm}^2$$

Si:

$$q_{ult} = 5.31 \frac{kg}{cm^2} \geq 2.421 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{ok cumple;}$$

4.3.2.11. Análisis de estabilidad sin la superestructura

4.3.2.11.1. Verificación por volteo (Eccentricity)

- **Resistencia I (máx.)**

Cálculo de fuerzas y momentos actuantes considerando solo el empuje de tierras y el peso propio del estribo sin la aplicación de las fuerzas provenientes de la superestructura.

Para la fuerza:

$$V_u = 1.25 * DC + 1.35 * EV + 1.75 * LS$$

$$V_u = 1.25 \cdot 57.50 + 1.35 \cdot 83.95 + 1.75 \cdot 5.28 = 194.44 \text{ ton}$$

Para momentos:

$$M_{vu} = 1.25 \cdot DC + 1.35 \cdot EV + 1.75 \cdot LS$$

$$M_{vu} = 1.25 \cdot 224.19 + 1.35 \cdot 532.80 + 1.75 \cdot 32.74 = 1056.81 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{hu} = 1.25 \cdot DC + 1.35 \cdot EH$$

$$M_{hu} = 1.25 \cdot 20.33 + 1.35 \cdot 118.56 = 213.41 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto, la excentricidad será:

$$x_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u} = \frac{1056.81 - 213.41}{194.44} = 4.34 \text{ m}$$

Si:

$$e = \frac{B}{2} - x_o = \frac{8.4}{2} - 4.34 = 0.14 \text{ m}$$

Entonces la excentricidad máxima:

$$e_{max} = \frac{1}{4} \cdot B = \frac{1}{4} \cdot 8.4 = 2.10 \text{ m} \geq e = 0.14 \text{ m} \quad \text{ok cumple}$$

- **Resistencia I (min.)**

Para la fuerza:

$$V_u = 0.90 \cdot DC + 1.00 \cdot EV + 1.75 \cdot LS$$

$$V_u = 0.90 \cdot 57.50 + 1.00 \cdot 83.95 + 1.75 \cdot 5.28 = 144.94 \text{ ton}$$

Para momentos:

$$M_{vu} = 0.90 \cdot DC + 1.00 \cdot EV + 1.75 \cdot LS$$

$$M_{vu} = 0.90 \cdot 224.19 + 1.00 \cdot 532.80 + 1.75 \cdot 32.74 = 791.86 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{hu} = 1.25 \cdot DC + 1.35 \cdot EH$$

$$M_{hu} = 1.25 \cdot 20.33 + 1.35 \cdot 118.56 = 213.41 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$x_o = \frac{M_{u(V)} - M_{u(H)}}{V_u} = \frac{791.86 - 213.41}{144.94} = 3.99 \text{ m}$$

Si:

$$e = \frac{B}{2} - x_o = \frac{8.4}{2} - 3.99 = 0.21 \text{ m}$$

Por lo tanto, la excentricidad máxima será:

$$e_{max} = \frac{1}{4} * B = \frac{1}{4} * 8.4 = 2.10 \text{ m} \geq e = 0.21 \text{ m} \quad \text{ok cumple;}$$

- **Evento Extremo I**

Para la fuerza:

$$V_u = 1.00 * DC + 1.00 * EV$$

$$V_u = 1.00 * 57.50 + 1.00 * 83.95 = 141.44 \text{ ton}$$

Para momentos:

$$M_{vu} = 1.00 * DC + 1.00 * EV$$

$$M_{vu} = 1.00 * 224.19 + 1.00 * 532.80 = 756.99 \text{ ton*m}$$

$$M_{vu} = 1.00 * EH + 1.00 * EQ_{\text{terreno}} + 1.00 * EQ_{\text{inercia}}$$

$$M_{hu} = 1.00 * 118.56 + 1.00 * 26.92 + 1.00 * 21.11 = 166.59 \text{ ton*m}$$

$$x_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u} = \frac{756.99 - 166.59}{141.44} = 4.17 \text{ m}$$

Si:

$$e = \frac{B}{2} - x_o = \frac{8.4}{2} - 4.17 = 0.03 \text{ m}$$

Por lo tanto, la excentricidad máxima será:

$$e_{max} = \frac{1}{3} * B = \frac{1}{3} * 8.4 = 2.80 \text{ m} \geq e = 0.03 \text{ m} \quad \text{ok cumple;}$$

4.3.2.11.2. Verificación por deslizamiento (Sliding)

- **Resistencia I (máx.)**

$$V_u = 194.44 \text{ ton}$$

$\emptyset$ = ángulo de fricción del relleno = 32°

$$\mu = 0.55$$

ϕ_T = factor de resistencia por deslizamiento, 0.80 para estado límite de resistencia dispuesto en la (Tabla 10.5.5.2.2-1), 1.0 para estado límite de evento extremo dispuesto en el Artículo 11.5.8 de la (AASHTO LRFD, 2020).

Entonces:

$$F_{resistente} = \mu * \phi_t * V_u = 0.55 * 0.80 * 194.44 = 85.55 \text{ ton}$$

Si:

$$f_{actuante} = 57.59 \text{ ton} \leq F_{resistente} = 85.55 \text{ ton} \quad \text{ok cumple;}$$

- **Resistencia I (min.)**

$$V_u = 144.94 \text{ ton}$$

$$\phi = \text{ángulo de fricción del relleno} = 32^\circ$$

$$\mu = 0.55$$

$$\phi_T = \text{factor de resistencia por deslizamiento} = 0.80$$

Entonces:

$$F_{resistente} = \mu * \phi_t * V_u = 0.55 * 0.8 * 144.94 = 63.77 \text{ ton}$$

Si:

$$f_{actuante} = 57.59 \text{ ton} \leq F_{resistente} = 63.77 \text{ ton} \quad \text{ok cumple;}$$

- **Evento Extremo I**

$$V_u = 141.44 \text{ ton}$$

$$\phi = \text{ángulo de fricción del relleno} = 32^\circ$$

$$\mu = 0.55$$

$$\phi_T = \text{factor de resistencia por deslizamiento} = 1.0$$

Entonces:

$$F_{resistente} = \mu * \phi_t * V_u = 0.55 * 1 * 141.44 = 77.79 \text{ ton}$$

Si:

$$f_{actuante} = 42.82 \text{ ton} \leq F_{resistente} = 77.79 \text{ ton} \quad \text{ok cumple;}$$

4.3.2.11.3. Verificación por capacidad portante (Bearing)**a. Capacidad de carga de terreno q_r**

Para el estado límite de resistencia se tiene:

$$q_r = 2.31 \text{ kg/cm}^2$$

Para el estado límite de evento extremo:

$$q_{ult} = 5.13 \text{ kg/cm}^2$$

b. Capacidad de carga actuantes**• Resistencia I (máx.)**

$$V_u = 194.44 \text{ ton}$$

$$e = \text{excentricidad por resistencia} = 0.14 \text{ m}$$

Para la capacidad de carga:

$$q = \frac{V_u}{B - 2e} = \left(\frac{194.44}{8.4 - 2 * 0.14} \right) / 10 = 2.39 \text{ kg/cm}^2$$

Si:

$$q_r = 2.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq 2.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{no cumple}_i$$

• Resistencia I (min.)

$$V_u = 144.94 \text{ ton}$$

$$e = \text{excentricidad por resistencia} = 0.21 \text{ m}$$

Para la capacidad de carga:

$$q = \frac{V_u}{B - 2e} = \left(\frac{144.94}{8.4 - 2 * 0.21} \right) / 10 = 1.82 \text{ kg/cm}^2$$

Si:

$$q_r = 2.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq 1.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{ok cumple}_i$$

• Evento Extremo I

$$V_u = 141.44 \text{ ton}$$

$e = \text{excentricidad por resistencia} = 0.03 \text{ m}$

Para la capacidad de carga:

$$q = \frac{V_u}{B - 2e} = \left(\frac{141.44}{8.4 - 2 * 0.03} \right) / 10 = 1.69 \text{ kg/cm}^2$$

Si:

$$q_{ult} = 5.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq 1.69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{ok cumple}$$

4.2.2.10. Cargas de Diseño para refuerzo en el estribo

4.2.2.10.3. Cargas y combinación de cargas en la base de la pantalla.

Para LS:

$$LSv = 0.307 * 9.0 * 1.20 = 3.32 \text{ ton}$$

$$LSH = 1.20 * 4.40 = 5.28 \text{ ton}$$

$$Y_c = 4.50 \text{ m}$$

Cálculo de momento LS del relleno:

$$M_{LS} = 3.32 * 4.50 = 14.93 \text{ ton} * \text{m}$$

Para EH:

$$p = 0.5 * 0.307 * 2.0 * 9.0^2 = 24.89 \text{ ton}$$

$$EH = 24.89 * \cos(0^\circ) = 24.89 \text{ ton/m}$$

$$Y_c = 3.00 \text{ m}$$

Cálculo de momento EH del relleno:

$$M_{EH} = 24.89 * 3.0 = 74.66 \text{ ton} * \text{m}$$

Para EQterr:

$$p'' = 0.5 * (2 * 9.0^2) * (1 - 0) * 0.342 = 28.03 \text{ ton}$$

$$\Delta EAE = 28.03 - 24.89 = 3.14 \text{ ton}$$

$$Y_c = 5.40 \text{ m}$$

Cálculo de momento EQterr por Mononobe Okabe:

$$M_{EQ} = 3.14 * 5.4 = 16.95 \text{ ton} * m$$

Para BR:

$$BR = 2.04 \text{ ton/m}$$

$$Y_c = 10.80 \text{ m}$$

Cálculo de momento BR:

$$M_{BR} = 2.04 * 10.80 = 22.07 \text{ ton} * m$$

Para el cálculo de EQsuper, donde:

$$EQ_{SUPER} = 15.61 \text{ ton}$$

$$Y_c = 7.40 \text{ m}$$

Cálculo de momento EQsuper:

$$M_{EQsuper} = 15.61 * 7.4 = 115.49 \text{ ton} * m$$

Cálculo de momento ultimo de diseño para el Estado Limite de Resistencia I, considerando el modificador de carga en 1.0:

$$M_u = 1.0[1.75 * 14.93 + 1.50 * 74.66 + 1.75 * 22.07] = 176.75 \text{ ton} * m$$

Cálculo de momento ultimo de diseño para el Estado Limite de Evento Extremo I, considerando el modificador de carga en 1.0:

$$M_u = 1.0[1.0 * 74.66 + 1.0 * 16.95 + 1.0 * 115.49] = 207.11 \text{ ton} * m$$

Cálculo de momento ultimo de diseño para el Estado Limite de Servicio I, considerando el modificador de carga en 1.0:

$$M_u = 1.0[1.0 * 14.93 + 1.0 * 74.66 + 1.0 * 22.07] = 111.67 \text{ ton} * m$$

4.3.2.11.4.Cargas y combinación de cargas en la zapata.

Para EV:

$$EV = 2.0 * 9.0 = 18.0 \text{ ton/m}^2$$

$$Y_c = 2.347 \text{ m}$$

Cálculo de momento EV del relleno:

$$M_{EV} = 18.0 * 2.347 = 197.01 \text{ ton} * m$$

Para sobrecarga viva LS:

$$w_{LS} = 1.20 \text{ ton/m}^2$$

$$B = 8.40 \text{ m ancho de la zapata}$$

$$B2 = 4.40 \text{ m ancho del talon de la zapata}$$

Carga de presión del suelo estado límite de resistencia I:

$$w_{max} = 25.78 \text{ ton/m presión en la punta de la zapata}$$

$$w_{min} = 11.54 \text{ ton/m presión en el talón de la zapata}$$

$$w_{pantalla} = \frac{4.40 * (25.78 - 11.54)}{8.40 + 11.54} = 19.00 \text{ ton/m}$$

$$M_x = \frac{11.54 * 4.4^2}{2} = 111.73 \text{ ton} * m$$

$$M_y = (19.00 * 11.54) * \frac{4.40}{2} * \frac{4.40}{3} = 24.07 \text{ ton} * m$$

Cálculo de momento por resistencia I:

$$M_{LS_2} = 11.73 + 24.07 = 135.80 \text{ ton} * m$$

Carga de presión del suelo estado límite de evento extremo I:

$$w_{max} = 31.58 \text{ ton/m presión en la punta de la zapata}$$

$$w_{min} = 5.43 \text{ ton/m presión en el talón de la zapata}$$

$$w_{pantalla} = \frac{4.44 * (31.58 - 5.43)}{8.40 + 5.43} = 19.12 \text{ ton/m}$$

$$x = \frac{5.43 - 8.4}{31.58 - 5.43} = -1.74 \text{ m}$$

$$B2 - x = 4.4 - (-1.74) = 6.14 \text{ m}$$

Cálculo de momento por evento extremo I:

$$M_{LS_1} = 19.12 * 6.14 / (2 * 6.14) / 3 = 120.14 \text{ ton} * m$$

Carga de presión del suelo estado límite de servicio I:

$$w_{max} = 20.40 \text{ ton/m presión en la punta de la zapata}$$

$w_{min} = 19.29 \text{ ton/m}$ presión en el talón de la zapata

$$w_{pantalla} = \frac{4.40 * (20.40 - 19.29)}{8.40 + 19.29} = 19.87 \text{ ton/m}$$

$$M_x = \frac{19.29 * 4.4^2}{2} = 186.75 \text{ ton} * m$$

$$M_y = (19.87 * 19.29) * \frac{4.40}{2} * \frac{4.40}{3} = 1.88 \text{ ton} * m$$

Cálculo de momento por servicio I:

$$M_{LS_2} = 186.75 + 1.88 = 188.63 \text{ ton} * m$$

Carga por peso propio DC de la zapata:

$$DC = 16.50 * 2.20 = 36.30 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de momento EV del relleno:

$$M_{EV} = 83.95 * 2.347 = 197.01 \text{ ton} * m$$

Cálculo de momento EV del relleno:

$$M_{EV} = 5.28 * 2.20 = 11.62 \text{ ton} * m$$

Cálculo de momento ultimo de diseño para el Estado Limite de Resistencia I, considerando el modificador de carga en 1.0:

$$M_u = 1.0[1.25 * 36.30 + 1.50 * 197.01 - 135.80] = 195.85 \text{ ton} * m$$

Cálculo de momento ultimo de diseño para el Estado Limite de Evento Extremo I, considerando el modificador de carga en 1.0:

$$M_u = 1.0[1.0 * 36.30 + 1.0 * 197.01 - 120.14] = 112.99 \text{ ton} * m$$

Cálculo de momento ultimo de diseño para el Estado Limite de Servicio I, considerando el modificador de carga en 1.0:

$$M_u = 1.0[1.0 * 36.3 + 1.0 * 197.01 + 1.0 * 11.62 - 188.63] = 56.30 \text{ ton} * m$$

4.4. Discusión de resultados

4.4.1. Momentos por demanda máxima.

Los resultados obtenidos en el capítulo IV del análisis estructural por el método matricial los momentos positivos y negativos, se presentan en la siguiente tabla 55, su determinación de la demanda actuantes en el puente es determinante porque de esto depende el diseño estructural y pueda garantizar la seguridad y la confiabilidad del diseño.

Tabla 55

Momentos flectores máximo y mínimo

Punto	DC (ton*m)	DW ton*m.)	LL+IM (ton*m)
Vano 1	416.417	112.096	237.68
Apoyo 2	-709.069	-190.875	-184.85
Vano 2	338.939	91.239	235.63
Apoyo 3	-709.069	-190.875	-184.85
Vano 3	416.417	112.096	237.68

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

La evaluación de los momentos flectores se consideran diferentes combinaciones de cargas siguiendo las especificaciones de la AASHTO LRFD,2020, que de acuerdo a (Barker & Puckett, 2007), se busca la combinación de cargas que produzca el máximo momento, donde representa la mayor demanda que se espera que la estructura este en las condiciones más severas durante su vida útil, como se obversa en la tabla 56. Para diseñar el elemento estructural principal el tablero de viga cajón, se tomará la combinación más crítica, como se observa la combinación de carga por resistencia I siendo la más crítica con 976.45 ton*m.

Tabla 56*Combinación de cargas para momentos positivo y negativo*

Estado limite	DC (ton*m)	DW (ton*m)	LL_IM (ton*m)	Total (ton*m)
Momento positivo				
RESISTENCIA I	423.66	136.85	415.94	976.45
SERVICIO I	338.94	91.24	237.68	667.86
SERVICIO III	338.94	91.24	190.14	620.32
Momento negativo				
RESISTENCIA I	-181.01	-58.47	-323.49	-562.97
SERVICIO I	338.94	91.24	237.68	667.86
SERVICIO III	338.94	91.24	190.14	620.32

Nota. El modificador de cargas ($n=1$), se considera tomando en cuenta por redundancia, ductilidad e importancia operativa.

4.4.2. Cortantes por demanda máxima.

Los resultados obtenidos del análisis estructural por el método matricial los cortantes positivos y negativos del elemento estructural principal del puente se presentan en la siguiente tabla 57 y la combinación de cargas en la tabla 58.

Tabla 57*Fuerzas Cortantes máximo y mínimos*

Punto	DC (ton)	DW (ton)	LL+IM (ton)
Apoyo 1	88.08	23.71	48.21
Vano 1 y 3	0.00	0.00	20.96
Apoyo 2 y 3	-144.81	-38.98	-73.43
Vano 2	0.00	0.00	22.00
Apoyo 4	-88.08	-23.71	-48.20

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

Tabla 58*Combinación de cargas para fuerzas cortantes*

Estado limite	DC (ton)	DW (ton)	LL_IM (ton)	Total (ton)
Cortante positivo				
RESISTENCIA I	110.10	35.57	84.37	230.04
SERVICIO I	88.08	23.71	48.21	160.00
SERVICIO III	88.08	23.71	38.57	150.36
Cortante negativo				
RESISTENCIA I	-181.01	-58.47	-128.50	-367.97
SERVICIO I	-144.81	-38.98	-73.43	-257.22
SERVICIO III	-144.81	-38.98	-58.74	-242.53

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).**4.4.3. Momentos por preesfuerzo**

Los momentos obtenidos se deducen de la subsección 4.1.7., donde resulta el momento por preesfuerzo será la suma de los momentos estáticos (que es la fuerza de preesfuerzo multiplicada por su excentricidad), y momentos hiperestáticos o secundarios.

Tabla 59*Momento por preesfuerzo*

Punto	Mp (ton*m)
Apoyo 1 y 2	842.52
Luces 1 y 3	-1013.92
Luz 2	702.22

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).**4.4.4. Diseño por flexión y cortante.**

Al dimensionar los elementos estructurales que componen el tablero, se realizó el análisis bajo carga reales de servicio donde las fuerzas actuantes no superan los límites permitidos de resistencia, como es el caso del momento

resistente para el diseño a flexión, tal como se representa en la tabla 60, de acuerdo a la AASHTO LRFD,(2020), debe satisfacer que el momento resistente multiplicada por su factor de reducción en resistencia para el caso del elementos de preesforzado es de 1, lo cual se ha encontrado que el momento último a flexión de 1188.46 ton*m solo representa el 36.3% del total del momento resistente de 3272.66 ton*m.

Por otro lado, el diseño a cortante como se puede apreciar que la cortante actuante ultima de 183.99 ton no supera la resistencia nominal al corte de 349.13 ton que es el 58.6%. lo cual indica que las secciones dimensionadas se pueden optimizar aún más, por detalles prácticos se tomara como satisfactorio las secciones adoptadas.

Tabla 60*Índice de capacidad resistente*

Diseño	Fuerza actuante	Momento/Cortante ultimo	Momento/Cortante resistente	Índice de capacidad
flexión	976.45 ton*m	1188.46 ton*m	3272.66 ton*m	0.363
Cortante	183.99 ton	183.99 ton	349.13 ton	0.586

Nota: Fuente: elaboración propia del autor (2024).

4.5. validación y verificación

El proceso de validación y verificación tanto para el análisis estructural como el diseño se realiza mediante cálculos manuales simplificados, utilizando las teorías elásticas, aplicadas a vigas, según la (AASHTO LRFD,2020), “se podrá utilizar cualquier método de análisis que satisfaga los requisitos de equilibrio y compatibilidad y utilice las relaciones tensión-deformación para materiales como el concreto” (p. 4-10). Esta orientación fue seleccionada para sustentar los resultados obtenidos, asegurando que las soluciones propuestas

para el diseño cumplan con los principios fundamentales de la mecánica de materiales y las normativas estructurales vigentes como la AASHTO LRFD y el manual de puentes. Obteniéndose de esta manera el tablero del puente con sección viga cajón como elemento principal y su diseño incluye el sistema de postensado y se realizó la verificación en dos etapas en la etapa inicial y la etapa final.

4.5.1. Verificación en la etapa inicial

4.5.1.1. En la etapa de transferencia. Durante la transferencia el preesfuerzo es máximo con una fuerza de preesfuerzo de 1529.28 ton, donde los esfuerzos se deben mantener dentro de los parámetros admisibles para no generar deformaciones excesivas, tal como indica esta tesis en la tabla 35 (límites de esfuerzos a compresión en la durante la transferencia y antes de ocurridas las pérdidas de preesfuerzo), y especificada en la AASHTO LRFD; los resultados mostrados en la tabla 61, los esfuerzos en todo el elemento principal del puente están a compresión en esta etapa, debido a que esta soportada solo por su peso propio y las fuerza de preesfuerzo.

Tabla 61

Resumen de esfuerzos iniciales en la etapa de transferencia

Punto	Fibra	σ_{act} kg/cm ²	σ_{adm} kg/cm ²	verificación
Apoyo 1 y 2	Superior	-25.35	-157.5	ok
	inferior	-17.83	-157.5	ok
Luces 1 y 3	Superior	-26.61	-157.5	ok
	inferior	-18.74	-157.5	ok
Luz 2	Superior	-34.85	-157.5	ok
	inferior	-33.69	-157.5	ok

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

4.5.1.2. En la etapa de servicio. Durante esta etapa de verificación inicial por servicio, el elemento principal deba soportar todas las cargas por peso propio, cargas sobreimpuestas y las cargas vivas vehiculares, también interviene las pérdidas de preesfuerzo estimado del 20%.

Tabla 62

Resumen de esfuerzos iniciales en la etapa de servicio

Punto	Fibra	σ_{act} kg/cm ²	σ_{adm} kg/cm ²	verificación
Apoyo 1 y 2	Superior	-27.41	29.81	ok
	inferior	-20.88	29.81	ok
Luces 1 y 3	Superior	-24.20	29.81	ok
	inferior	-14.82	29.81	ok
Luz 2	Superior	-32.46	29.81	ok
	inferior	-29.81	29.81	ok

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

4.5.2. Verificación en la etapa final

Durante esta etapa, se verifica que el puente deba soportar todas las cargas de servicio durante toda su vida útil, y considera todas las perdidas por preesfuerzo inmediatas y a largo plazo sin exceder los límites de fisuración y deformación.

4.5.2.1. En la etapa de transferencia. En esta etapa al aplicar la máxima fuerza de preesfuerzo de 1568.88 ton, el elemento estructural principal está sometida a esfuerzos de compresión y tracción tal como se muestra en la tabla 63, en las luces 1 y 3 experimenta un esfuerzo a tracción en la fibra inferior de 11.56 kg/cm², lo cual no supera el esfuerzo admisible de 29.81 kg/cm², especificada en la tabla 36 límites de esfuerzo a tracción en el concreto después de ocurridas las pérdidas, este esfuerzo a tracción resultante producto del preesfuerzo es generada en la fibra superior produciendo una contraflecha. En esta etapa también interviene las pérdidas inmediatas, de forma similar como (Cerchiaro Castillo, 2019), afirma que en la etapa final el tensionamiento efectivo se debe considerar las pérdidas de preesfuerzo inmediatas o diferidas a partir de una fuerza de tensionamiento inicial.

Tabla 63

Resumen de esfuerzos finales en la etapa de transferencia

Punto	Fibra	σ_{act} kg/cm ²	σ_{adm} kg/cm ²	verificación
Apoyo 1 y 2	Superior	-46.66	-157.5	ok
	inferior	-51.59	-157.5	ok
Luces 1 y 3	Superior	-8.56	-157.5	ok
	inferior	11.56	29.81	ok
Luz 2	Superior	-18.31	-157.5	ok
	inferior	-6.19	-157.5	ok

Nota. elaboración propia del autor (2024).

4.5.2.2. En la etapa de servicio I.

En esta etapa, para el resultado de la verificación se considera las pérdidas por preesfuerzo totales estimados que de acuerdo a los cálculos efectuados es del 56.303 ksi que representa el 27% del esfuerzo máximo permitido de 0.75fpu.

Tabla 64*Resumen de esfuerzos finales en la etapa de servicio I*

Punto	Fibra	σ_{act} kg/cm ²	σ_{adm} kg/cm ²	verificación
Apoyo 1 y 2	Superior	-17.63	29.81	ok
	inferior	-7.46	29.81	ok
Luces 1 y 3	Superior	-27.79	29.81	ok
	inferior	-23.03	29.81	ok
Luz 2	Superior	-34.74	29.81	ok
	inferior	-35.75	29.81	ok

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).**4.5.2.3. En la etapa de servicio III.**

En esta etapa los resultados se aminoran un porcentaje en los esfuerzos actuantes debido al factor de carga para cargas vivas vehiculares se toma de 0.80 para evaluar los mínimos esfuerzos resultantes para el caso del preesfuerzo.

Tabla 65*Resumen de esfuerzos finales en la etapa de servicio III*

Punto	Fibra	σ_{act} kg/cm ²	σ_{adm} kg/cm ²	verificación
Apoyo 1 y 2	Superior	-19.62	29.81	ok
	inferior	-10.51	29.81	ok
Luces 1 y 3	Superior	-25.38	29.81	ok
	inferior	-19.11	29.81	ok
Luz 2	Superior	-32.35	29.81	ok
	inferior	-31.86	29.81	ok

Nota. Fuente: elaboración propia del autor (2024).

De acuerdo a las verificaciones mostradas en las tablas mencionadas todo el elemento estructural principal del puente como es el tablero de sección cajón está sometida completamente a esfuerzos de compresión considerando que se disponen 4 cables de 12 torones/cable de 0.6" de área de acero de



preesfuerzo, donde realizando el proceso de análisis de esfuerzos, se tiene que el esfuerzo máximo es de -46.66 kg/cm^2 en la etapa de transferencia y no supera el esfuerzo admisible de -157.5 kg/cm^2 , por lo tanto, la sección del tablero viga cajón se considera satisfactoria, de forma similar (Mojo Quispe, 2018), encontró que la fuerza de preesfuerzo debe garantizar el desarrollo de esfuerzos a compresión aminorando los esfuerzos de tracción. Esta afirmación establece que nuestro diseño propuesto es el más óptimo, que a su vez no solo garantiza la estabilidad y seguridad estructural desde el punto de vista de resistencia a flexión, sino que también el postensado es beneficioso para puentes de luces de pequeños a grandes luces porque reduce el peso propio y controlar las deflexiones y las deformaciones, tal como (Mendo Tenazoa, 2017), sostiene que las deformaciones por servicio de una superestructura de vigas de concreto preesforzado fueron menores que para otro tipo de puente. De tal manera se encuentra la aplicación del preesfuerzo desarrolla un mejor comportamiento en el desempeño de la estructura.

CONCLUSIONES

PRIMERA. En cuanto a los resultados del análisis y diseño estructural del paso a desnivel en la avenida Circunvalación Este con la avenida Huancané de la ciudad de Juliaca se concluye que la óptima estructura es un puente continuo de 3 tramos de sección viga cajón unicelular con el sistema postensado. Con el objeto de brindar seguridad y mejorar la transitabilidad vehicular en esta área de intersección urbana.

SEGUNDA. De los estudios básicos se concluye, donde el estudio topográfico se utilizó para medir y registrar las características del terreno obteniendo pendientes menores al 2% con una altitud promedio a nivel del terreno natural de 3824 msnm.

Del trazo y diseño vial se determinó en base a una velocidad de diseño de 60 km/h, donde el alineamiento horizontal del eje de la vía será geométricamente lineal sin la presencia de curvas y se encuentra dentro de la berma central de la avenida Circunvalación Este y una longitud del paso a desnivel de 335 metros, y el alineamiento vertical con pendientes máximos desde los accesos hacia el puente es el 8.0% garantizando un galibo de 5.5 metros entre la rasante inferior y el paso superior.

Del estudio de tránsito se concluye que el paso a desnivel si aportara positivamente al flujo vehicular, que de acuerdo a los resultados por niveles de servicio se obtuvo un promedio de nivel de servicio de D en horas puntas, y con la construcción del paso a desnivel que absorberá 2000 vehículos/hora de acuerdo a las recomendaciones del manual de carreteras, por lo tanto, aumentara significativamente su nivel de servicio.



Del estudio geotécnico, que en base a las exploraciones del suelo de fundación se concluye con una cimentación superficial para pilares y estribos, garantizando la capacidad de carga del terreno de fundación a una profundidad de desplante mínimo de 3 metros, con una capacidad admisible del suelo en general 1.714 kg/cm^2 y de los resultados de la capacidad admisible de acuerdo a las dimensiones de la cimentación para pilares resulta de 1.857 kg/cm^2 , para los estribos izquierdo y derecho la capacidad admisible de terreno de fundación es de 1.714 kg/cm^2 .

TERCERA. La ventaja más significativa de elementos de concreto preesforzado que el estudio presenta es la mejora del comportamiento con las cargas de servicio, debido a que el elemento principal que son las almas del tablero está gobernado enteramente a compresión por el postensado longitudinal y que los esfuerzos en la sección de concreto están por debajo del límite de fisuración o agrietamiento y si disponen de resistencia suficiente en caso que ocurran sobrecargas. Realizadas las verificaciones en la etapa inicial y final cumplen con los esfuerzos admisibles estipuladas en la norma AASHTO LRFD y por consiguiente las normas peruanas, con una fuerza de preesfuerzo de diseño de 1568.87 ton. en la etapa de transferencia donde es la fuerza de preesfuerzo es máxima y se dispone con 4 cables por alma de 12 torones de 0.6" de diámetro por cable.

CUARTA. En el diseño de la superestructura y la subestructura se ha considerado las dimensiones más óptimas y económicas posibles resultando sólidas y seguras, en lo que respecta a la superestructura cuenta con una calzada de 2 carriles de 3.6 metros de ancho por sentido, el tablero de sección viga cajón resulta con un ancho de 8 metros y una altura de 1.5 metros, ancho



de las almas de 0.50 metros en los apoyos y 0.35 en la luz central, adicionalmente cuenta con barreras laterales de 0.40 metros de ancho con una altura de 1.05 metros. En la subestructura en la cual el diseño de los pilares se realizó con monocolumnas de sección hexagonal con un área de 1.98 m². Con acero de refuerzo dispuesto en circular, que de acuerdo a las verificaciones de diseño cumplen al límite de su esfuerzo momento-curvatura; los estribos a su vez son de concreto armado en voladizo, con una altura de 10.50 metros desde la base de la cimentación hasta la rasante del puente, con un ancho de cimentación de 8.40 metros, que cumplen con las verificaciones por deslizamiento y volteo especificadas en el código de diseño de la AASHTO LRFD 2020.

RECOMENDACIONES

PRIMERA. En la concepción del puente se determinó el modelo estructural es puramente continuo e hiperestático con apoyos móviles extremos y dos apoyos intermedios fijos, ante esto se recomienda otras alternativas de modelos estructurales como es el pórtico rígido con volados extremos, para disminuir o reducir el momento en la luz del vano central y vanos exteriores para que comparta dichos momentos con los pilares, así optimizando aún más la estructura.

SEGUNDA. Se recomienda una evaluación más detallada de tránsito, para este proyecto solo se hizo en base a un punto de estación en sentido norte a sur, y de sur a norte en la vía principal que es la Av. Circunvalación Este y no se tomó en cuenta las demás vías o calles alrededor del proyecto donde el flujo vehicular interacciona directamente con el proyecto.

TERCERA. Se recomienda realizar el estudio de riesgo sísmico para el análisis dinámico como es el análisis sísmico ya que no se consideró en el diseño debido a que la ciudad de Juliaca se encuentra en una zona 3 que se considera moderadamente sísmica por lo que no controla el diseño del puente, pero, debido a la envergadura del proyecto la cual se deberá considerarse el diseño sísmico y evaluar la respuesta de la estructura ante los escenarios sísmicos definidos por la norma peruana y utilizando métodos más recientes como es el análisis de estructuras por desempeño.

CUARTA. De tomarse como referencia esta tesis para su ejecución se deberá realizar un cálculo para el diseño de encofrados por que el peso de la estructura es relativamente alta o caso contrario realizar un estudio de alternativas óptimas para el proceso constructivo de puentes postensados in situ.



REFERENCIAS

- AASHTO LRFD, A. A. (2020). *Bridge Design Specifications, 8th Edition*. Washington, DC.
- ANIPPAC. (2018). *Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas*. Mexico.
- Arthur, H. N. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Colombia: Emma Ariza H.
- ASTM. (2014). *American Society for Testing and Materials*. Estados Unidos de America.
- Bahena, C. R. (2009). *Puentes en Concreto Postensado*. Bogota: Editorial Bauen.
- Barker, R. M., & Puckett, J. A. (2007). *Design of Highway Bridges*. E.E.U.U: John Wiley & Sons.
- Benaim, R. (2008). *The Design of Prestressed*. 270 Madison Avenue, New York: Taylor & Francis.
- Cahuatijo Sojos, E. I., & Gavilanez Rivera, E. C. (2019). *Diseño del puente vehicular con vigas cajón de hormigón presforzado, con normativa AASHTO LRFD 2017 y CSI BRIDGE, sobre la quebrada Guaraquí, provincia de Pichincha*. Universidad Central del Ecuador, Quito.
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook-Fundamentals*. Taylor and Francis Group.
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). *Superstructure Design*. Taylor and Francis Group.



- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecanica de Suelos y Cimentaciones*. Mexico: Limusa.
- E. Naaman, A. (2004). *Prestressed Concrete Analysis and Design, Fundamentals*. Estados Unidos de America.
- Eguizabal Sifuentes, A. R. (2018). Paso a Desnivel en la Interseccion de las Avenidas Quiñones con los Ángeles y Transito Vehicular - San Juan Bautista 2018. *Tesis de Ingenieria*. Universidad Cientifica del Peru, San Juan Bautista.
- Garcia-Rossel, C. A. (2006). *Analisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado, Metodo AASHTO- LRFD TOMO I*. Perú: Fondo Editorial del Capítulo de Estudiantes ACI de la Universidad Nacional de Ingeniería.
- Hernandez Sampieri, R., Fernandez Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2006). *Metodologia de la Investigacion*. México.
- Instituto del Concreto. (2005). *Concreto Preesforzado: Diseño y Construccin*. Colombia: Asocreto.
- M. Das, B. (2001). *Principios de Ingenierira de Cimentaciones*. México.
- Mamani Apaza, E., & Chura Delgado, O. E. (2016). Diseño del Intercambio Vial a Desnivel en las Intersecciones de la Panamericana Sur y la Avenida el Estudiante de la Ciudad de Puno. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Nacional de Puno, Puno.
- Manterola, J. (2005). *Puentes, Apuntes para su Diseño, Cálculo y Construccin*. Madrid.
- Mathivat, J. (1980). *Construccion de Puentes de Hormigon Pretensado por Voladizos Sucesivos*. (C. S. Fernandes, Trad.) Barcelona: Editores Tecnicos Asociados s.a.
- Maya, E. (2008). *Metodos y tecnicas de Investigacion*. Mexico.



- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. Mexico: Alfaomega Grupo Editor.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Diseño Geometrico de Carreteras DG-2018*. Lima: Direccion General de Caminos y ferrocarriles.
- Mojo Quispe, S. E. (2018). *"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"*. Arequipa: "Universidad Católica de Santa María".
- Nawy, E. G. (2009). *Prestressed Concrete A Fundamental Approach* (5ta ed. ed.). Pearson.
- Orozco Zepeda, F. (2006). *Temas Fundamentales de Concreto Preesfrozado*. Mexico.
- PTI, P.-T. (2006). *Post-Tensioning Manual*. Estados Unidos.
- Puentes, MTC. (2018). *Manual de Puentes*. Lima: Ministerio de Tansportes y Comunicaciones.
- Reyes Espindola, R. C., & Cardenas Grisales, J. (1994). *Ingenieria de Transito, Fundamentos y Aplicaciones*. Mexico: Alfaomega.
- Rodriguez Serquen, A. (2020). *Puentes, Con la AASHTO LRFD 2017*. Lima.
- Torres C., E. (2013). *Diseño de Puentes, Interpretacion delCodigo AASHTO*. Quito.
- Vallecilla Bahena, C. R. (2008). *Construcción de Lineas de Influencia en Vigas Continuas y Marcos Indeterminados*. Bogotá.
- Y. Lin, T. (1984). *Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado*. Mexico: Editorial Continental.



ANEXO



Matriz de Consistencia.

Autor: WILLIAM JOEL, VEGA SURICHAQUI

TÍTULO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN POSTENSADO, EN LA AVENIDA CIRCUVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ-JULIACA".

PROBLEMA	OBJETIVOS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES De V. I.	DISEÑO DE INVESTIG.	LÍNEA DE INVESTIGACIÓN	POBLACIÓN Y MUESTRA
debe ser el Diseño del Paso a Desnivel en la Avenida Circunvalación Este y la Huancané de la ciudad de Juliaca?	General: Desarrollar el Diseño Óptimo del Paso A Densivel en la Avenida Circunvalación Este y Avenida Huancané-Juliaca.	Variable Independiente: ANÁLISIS ESTRUCTURAL	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	✓ Análisis matricial ✓ Líneas de influencias ✓ Momentos Máximos por Sobrecarga Vehicular ✓ Momentos por Preesfuerzo ✓ Rigidez a torsión	NIVEL: DESCRIPTIVO ENFOQUE: CUANTITATIVO TIPO: APLICATIVO-DESCRIPTIVO	Tecnología de la construcción P-17	POBLACIÓN Puentes Viga Postensados. MUESTRA Puentes en la ciudad de Juliaca entre la Av. Circunvalación Este con Av. Huancané
P. ESPECÍFICO ¿Cuáles son los estudios que se realizarán en el análisis y diseño estructural del Paso A Densivel? ¿Cuáles serán las ventajas del diseño del Paso A Densivel ante las solicitaciones de la estructura del Paso a Densivel? ¿Cuáles serán las secciones del diseño estructural de la superestructura y la subestructura del Paso a Densivel?	O. ESPECÍFICO - Realizar los estudios básicos (Estudio topográfico, estudio de trazo y diseño vial, los estudios de tránsito, geotécnicos e hidrológico). - Determinar las ventajas del postensado en el diseño del tablero ante las solicitaciones máximas. - Determinar las secciones finales del diseño estructural de la superestructura y la subestructura del Paso A Densivel.	Variable dependiente: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN POSTENSADO	DIMENSIONES FILOSOFÍA DE DISEÑO ESTADOS LIMITE	INDICADORES DE V. D. ✓ Factor de modificación de las cargas ✓ Solicitaciones ✓ Factor de resistencia ✓ Resistencia nominal ✓ Estado límite de servicio ✓ Estado límite de Fatiga y fractura ✓ Estado límite de resistencia ✓ Estado límite de evento extremo ✓ Cargas permanentes. ✓ Cargas transitorias. ✓ Transferencia ✓ Servicio ✓ Perdidas de Pre esfuerzo ✓ Capacidad portante del suelo de fundación.	Método de Diseño No experimental.		TÉCNICAS-INSTRUMENTOS 1.- permitirán el recojo de información de manera fidedigna. ➢ Revisión de literatura (fuentes Primarias y secundarias). ➢ Recolección de datos de campo y Ensayos de Laboratorio. ➢ Interpretación de datos ➢ Proceso de Análisis para el Análisis estructural. ➢ Diseño estructural final.

A.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Panel Fotográfico del Levantamiento Topográfico



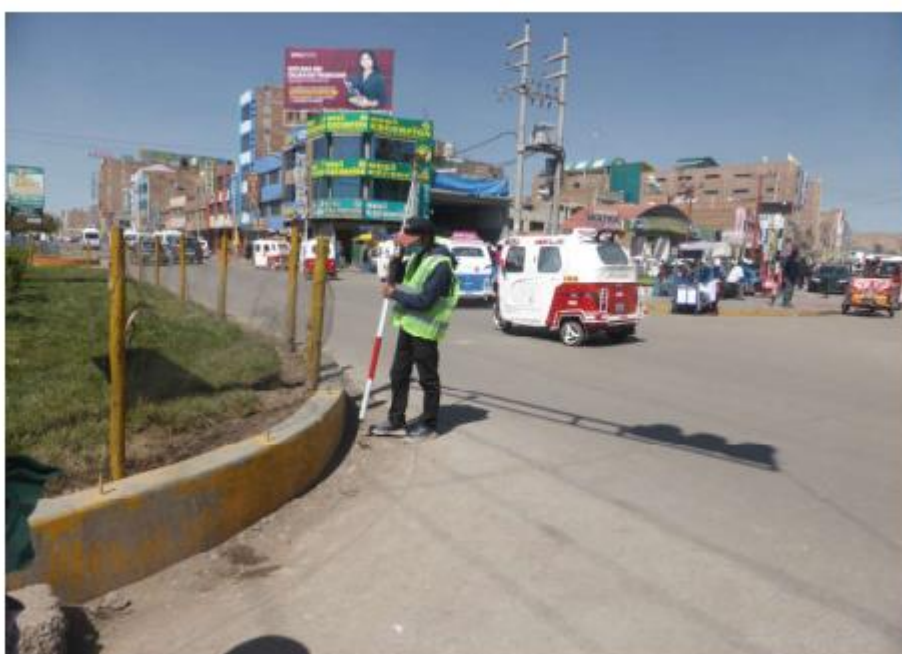
Inicio del proyecto en la intersección Av. Circunvalación Este con Jirón Sucre,
Estación E-1.



Av. Circunvalación Este detallamiento de la berma central.



Av. Circunvalación Este Carril Izquierdo, Flujo vehicular de Norte a Sur.



Intersección Av. Circunvalación Este con Jirón Enrique P. Cáceres.



A.2. ESTUDIO DE SUELOS

Panel Fotográfico Ensayo de Penetración Estándar (STP)



Ejecución del ensayo de penetración estándar (STP) ASTM D-1586.



Extracción de muestra del suelo de C-2 en el eje de Pilar 01 y 02.



Extracción de muestra del suelo de calicata C-1 en el eje de Estribo Izquierdo.



Extracción de muestra del suelo de calicata C-1 en el eje de Estribo Izquierdo



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

ASTM D-1586

TESIS : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCION VIGA CAJON UNICELULAR POS-TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACION ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA

SOLICITANTE : BACH. WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI

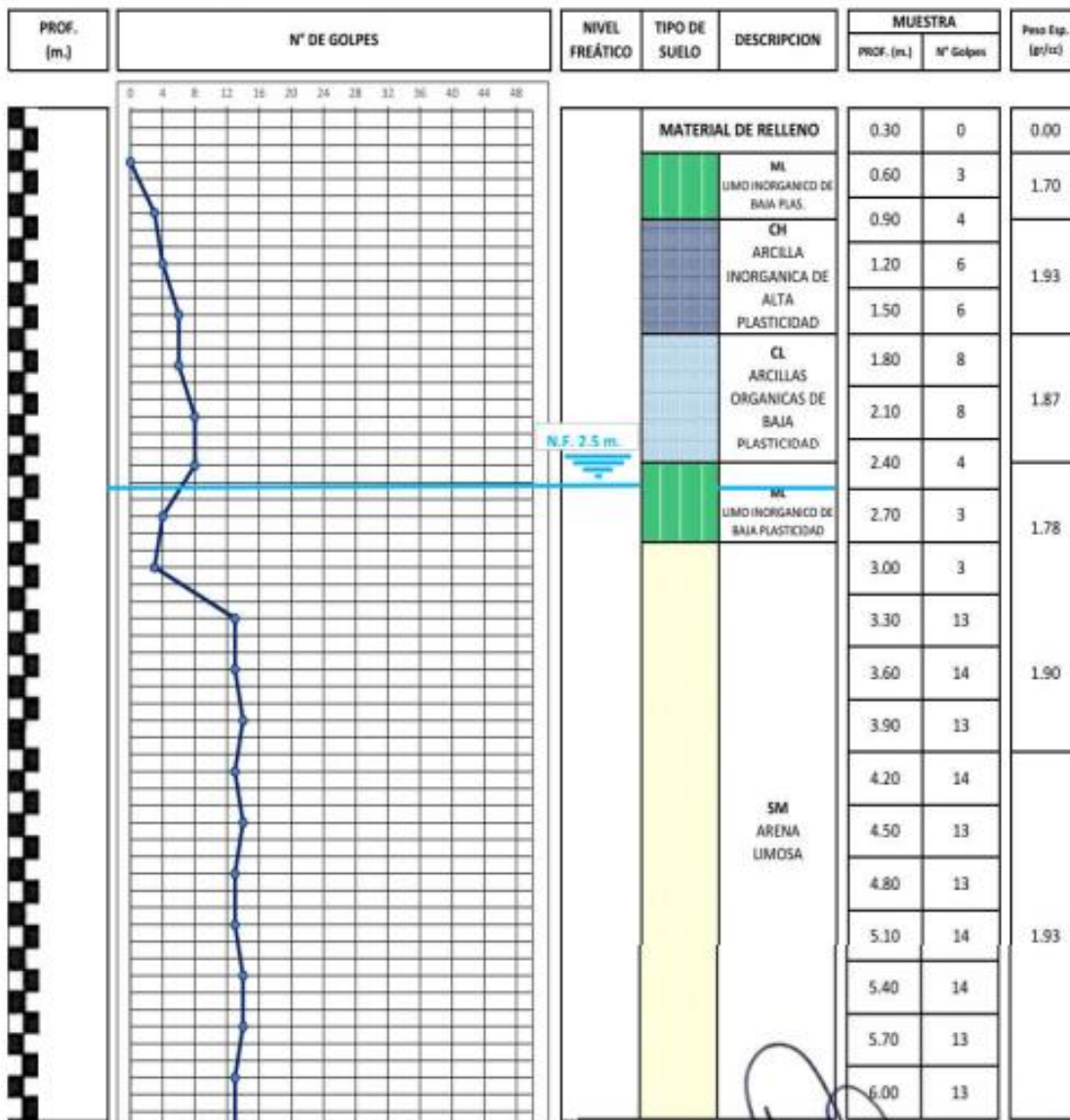
LUGAR : DISTRITO DE JULIACA-PROVINCIA DE SAN ROMAN-DEPARTAMENTO DE PUNO

UBICACIÓN : AV.CIRCUNVALACION ESTE CON AV. HUANCANÉ (OVALO MERCADO PEDRO VILCAPAZA)

MUESTRA : SPT N°01

PROFUNDIDAD (m) : 0.30 - 6.00 m.

FECHA : 01 DE ABRIL DEL 2024



UANCV - FICP
CAP INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO
M.E.C.A.
JEFATURA

Mgtr. José Antonio Paredón Vera
CIP 62764

B.N° : 01 - 166770



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

ASTM D-1586

TESIS : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCION VIGA CAJON UNICELULAR POS-TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACION ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA

SOLICITANTE : BACH. WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI

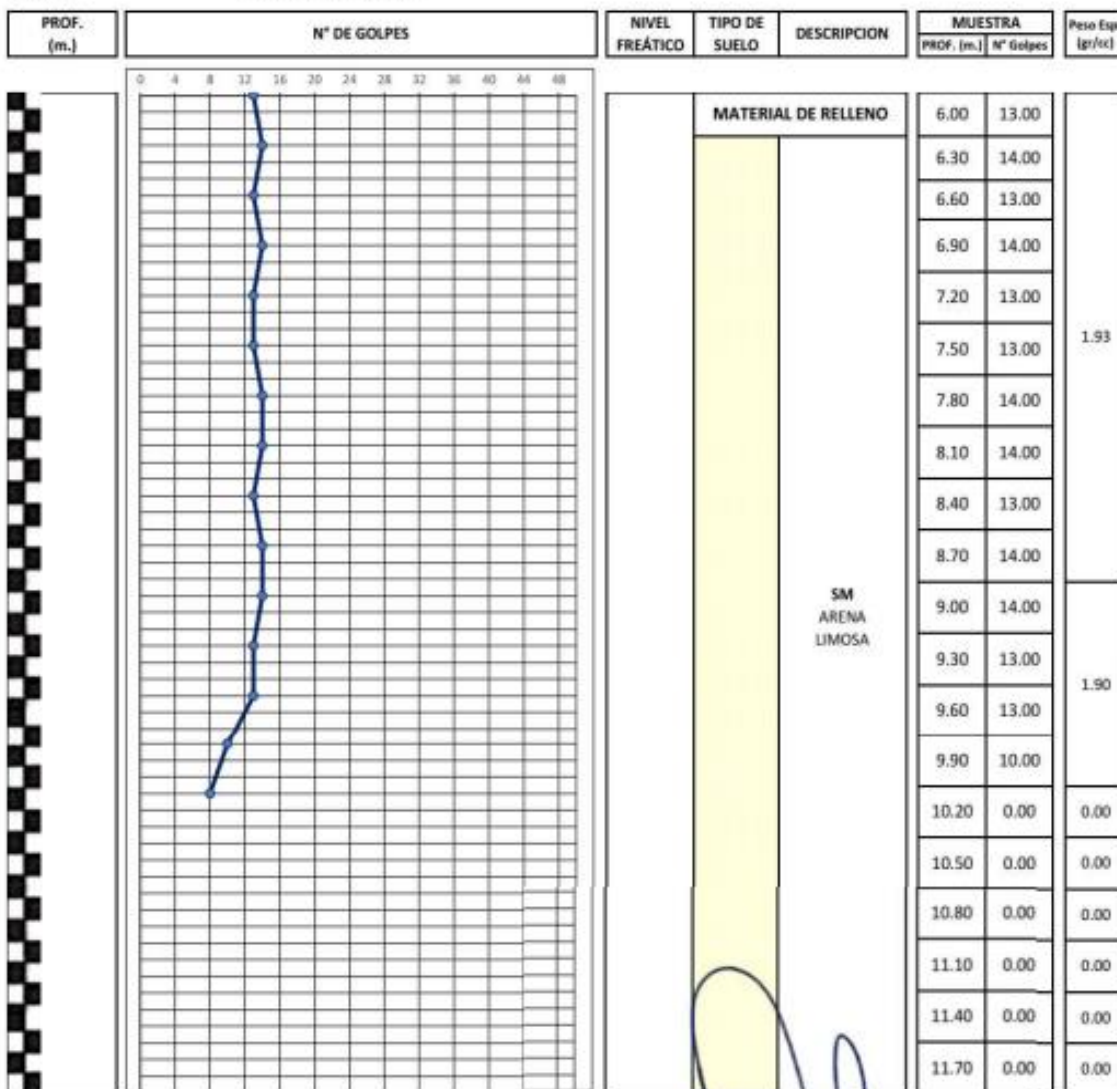
LUGAR : DISTRITO DE JULIACA-PROVINCIA DE SAN ROMAN-DEPARTAMENTO DE PUNO

UBICACIÓN : AV.CIRCUNVALACION ESTE CON AV. HUANCANÉ (OVALO MERCADO PEDRO VILCAPAZA)

MUESTRA : SPT N°01

PROFUNDIDAD (m) : 6.00 - 10.00 m.

FECHA : 01 DE ABRIL DEL 2024



UANCV - FICP
CAP INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO
M.E.C.A.
JERARQUIA
Ing. José Antonio Paredes Vera
CIP 62794

B.N° : 01 - 166771



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



CORRECCION DE DATOS SPT

PROYECTO : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCION VIGA CAJON UNICELULAR POS-TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACION ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA

SOLICITANTE : BACH. WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI

LUGAR : DISTRITO DE JULIACA-PROVINCIA DE SAN ROMAN-DEPARTAMENTO DE PUNO

UBICACIÓN : AV.CIRCUNVALACION ESTE CON AV. HUANCANÉ (OVALO MERCADO PEDRO VILCAPAZA)

MUESTRA : SPT N°01

PROFUNDIDAD (m) : 0.00 - 10.00 m.

FECHA : 01 Abril del 2024

n°	Espesor (m.)	Tipo de suelo	n1	n2	n3	n4	N° Golpes	Peso Esp.	Prof. (Z)	p'	p''	CN	NS	Gc	Rp	qa	φ
							N	(gr/cc)	(m.)						kg/cm2	kg/cm2	
1	0.30						0	0	0.30								
2	0.30	ML	0.78	0.70	1.0	1.0	3	1.70	0.60	0.108	1.0	1.000	4	0.200	12	0.375	30.83
3	0.30	ML	0.78	0.70	1.0	1.0	4	1.70	0.90	0.172	1.0	1.233	5	0.200	16	0.500	30.00
4	0.30	CH	0.80	0.78	1.0	1.0	6	1.93	1.20	0.236	1.0	1.700	7	0.257	24	0.750	32.50
5	0.30	CH	0.80	0.78	1.0	1.0	6	1.93	1.50	0.300	1.0	1.700	7	0.257	24	0.750	32.50
6	0.30	CL	0.83	0.80	1.0	1.0	6	1.87	1.80	0.364	1.0	1.700	7	0.257	24	0.750	32.50
7	0.30	CL	0.83	0.80	1.0	1.0	8	1.87	2.10	0.428	1.0	1.429	9	0.314	32	1.000	34.17
8	0.30	CL	0.83	0.80	1.0	1.0	8	1.87	2.40	0.492	1.0	1.429	9	0.314	32	1.000	34.17
9	0.30	ML	0.78	0.7	1.0	1.0	4	1.78	2.70	0.556	1.0	1.233	5	0.200	16	0.400	30.00
10	0.30	ML	0.78	0.7	1.0	1.0	3	1.78	3.00	0.620	1.0	1.700	4	0.200	12	0.375	30.83
11	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.90	3.30	0.684	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
12	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.90	3.60	0.748	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
13	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.90	3.90	0.812	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
14	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.90	4.20	0.876	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
15	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.90	4.50	0.940	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
16	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.90	4.80	1.004	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
17	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.90	5.10	1.068	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
18	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.90	5.40	1.132	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
19	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.90	5.70	1.196	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
20	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.93	6.00	1.260	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
21	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	6.30	1.324	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
22	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.93	6.60	1.388	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
23	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	6.90	1.452	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
24	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.93	7.20	1.516	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
25	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.93	7.50	1.580	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
26	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	7.80	1.644	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
27	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	8.10	1.708	1.0	1.380	15	0.440	56	1.714	36.00
28	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.93	8.40	1.772	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
29	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	8.70	1.836	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
30	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	9.00	1.900	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
31	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.93	9.30	1.964	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
32	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.90	9.60	2.028	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
33	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	10	1.90	9.90	2.092	1.0	1.396	10	0.400	40	1.286	35.00
34	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	8	1.90	10.20	2.156	1.0	1.429	8	0.314	32	1.000	34.17



UANCV - FICP
CAP INGENIERIA CIVIL
Mg. José Antonio Paredes Vera
CIP 92794

B.N° : 01 - 098766



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

ASTM D-1586

TESIS : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCION VIGA CAJON UNICELULAR POS-TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACION ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA

SOLICITANTE : BACH. WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI

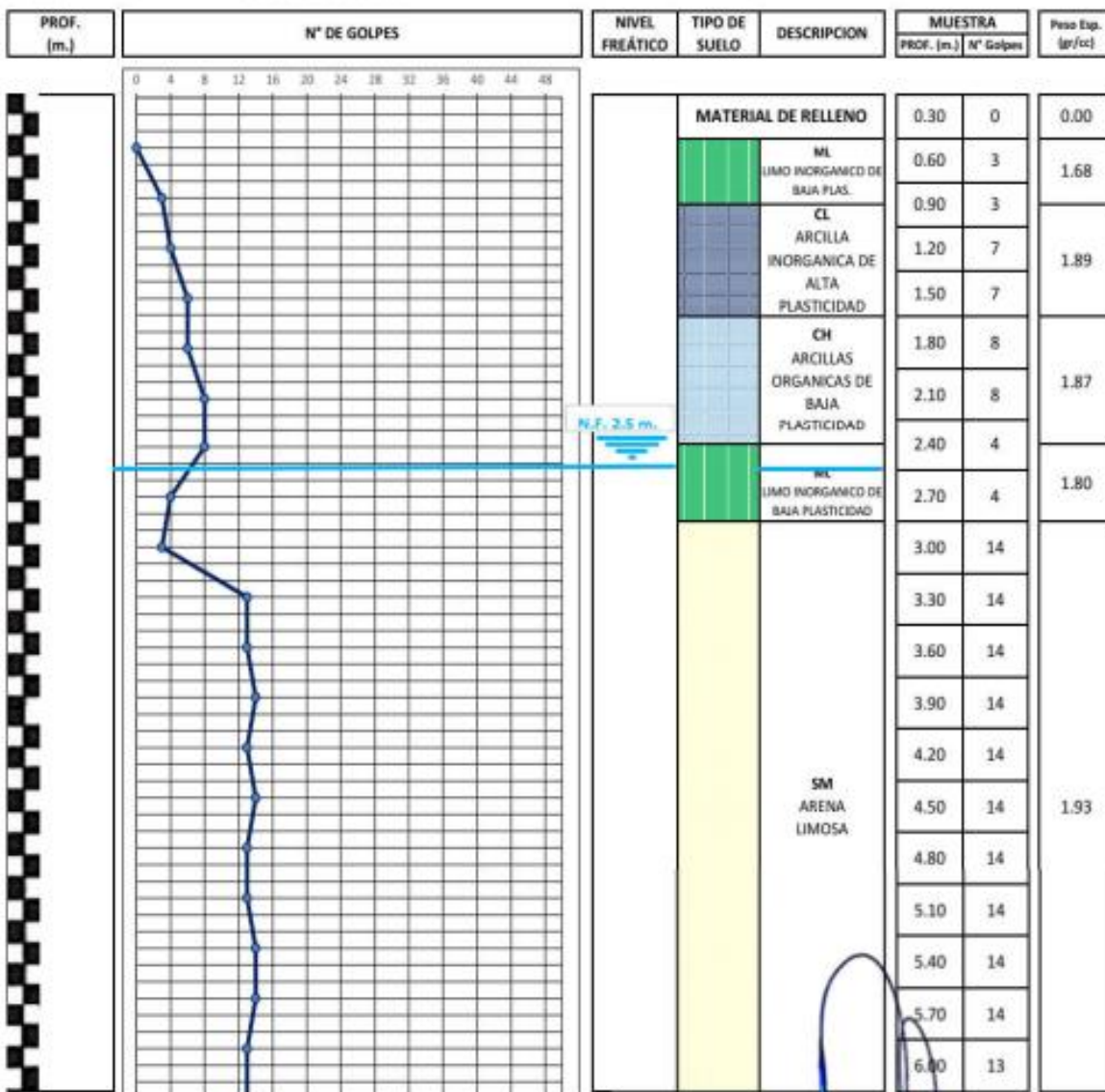
LUGAR : DISTRITO DE JULIACA-PROVINCIA DE SAN ROMAN-DEPARTAMENTO DE PUNO

UBICACIÓN : AV.CIRCUNVALACION ESTE CON AV. HUANCANÉ (OVALO MERCADO PEDRO VILCAPAZA)

MUESTRA : SPT N°02

PROFUNDIDAD (m) : 0.30 - 6.00 m.

FECHA : 01 DE ABRIL DEL 2024



UANCV - FICP
CAP INGENIERIA CIVIL
Ing. Joel Antonio Parado Ibarra
CIP 42794

B.N° : 01 - 166772



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

ASTM D-1586

TESIS : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCION VIGA CAJON UNICELULAR POS-TENSADO EN LA AVENIDA CIRCONVALACION ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA

SOLICITANTE : BACH. WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI

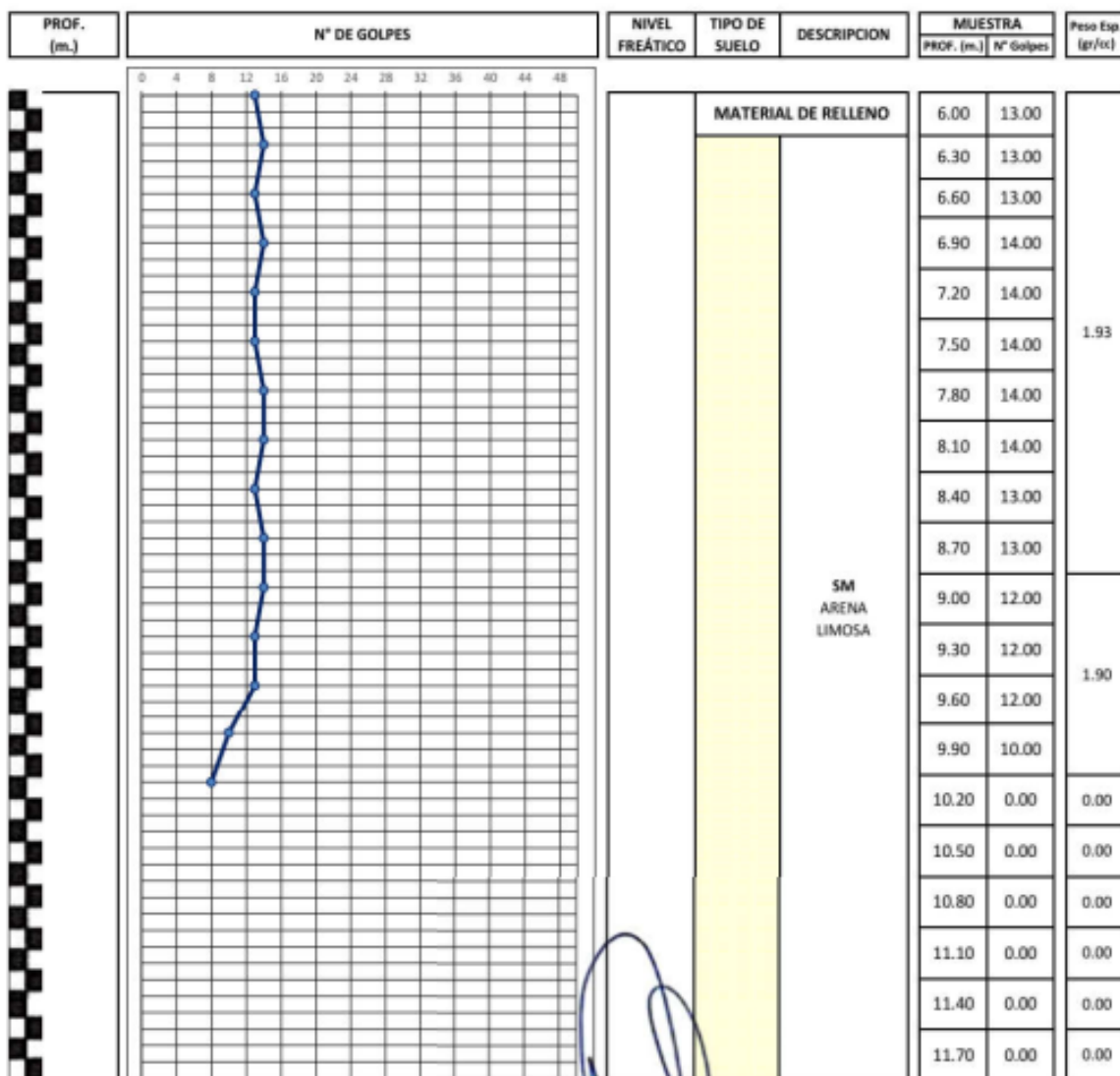
LUGAR : DISTRITO DE JULIACA-PROVINCIA DE SAN ROMAN-DEPARTAMENTO DE PUNO

UBICACIÓN : AV.CIRCUNVALACION ESTE CON AV. HUANCANÉ (OVALO MERCADO PEDRO VILCAPAZA)

MUESTRA : SPT N°02

PROFUNDIDAD (m) : 6.00 - 10.00 m.

FECHA : 01 DE ABRIL DEL 2024



UANCV - FICP
CAP INGENIERIA CIVIL
Mtro. José Antonio Paredes Vera
CIP 82784

B.N° : 01 - 166773



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



CORRECCION DE DATOS SPT

PROYECTO : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCION VIGA CAJON UNICELULAR POS-TENSADO EN LA AVENIDA CIRCUNVALACION ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA

SOLICITANTE : BACH. WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI

LUGAR : DISTRITO DE JULIACA-PROVINCIA DE SAN ROMAN-DEPARTAMENTO DE PUNO

UBICACIÓN : AV.CIRCUNVALACION ESTE CON AV. HUANCANÉ (OVALO MERCADO PEDRO VILCAPAZA)

MUESTRA : SPT N°02

PROFUNDIDAD (m) : 0.00 - 10.00 m.

FECHA : 01 DE ABRIL DEL 2024

n	Espesor (m.)	Tipo de suelo	n1	n2	n3	n4	N° Golpes	Peso Esp.	Prof. (Z)	p'	p''	CN	NS	Gc	Rp	qa	φ
							N	(gr/cc)	(m.)						kg/cm2	kg/cm2	
1	0.30						0	0	0.30								
2	0.30	ML	0.78	0.70	1.0	1.0	3	1.68	0.60	0.108	1.0	1.000	4	0.200	12	0.350	30.83
3	0.30	ML	0.78	0.70	1.0	1.0	3	1.68	0.90	0.172	1.0	1.233	4	0.200	12	0.350	30.00
4	0.30	CH	0.80	0.78	1.0	1.0	7	1.89	1.20	0.236	1.0	1.700	8	0.257	28	0.750	32.50
5	0.30	CH	0.80	0.78	1.0	1.0	7	1.89	1.50	0.300	1.0	1.700	8	0.257	28	0.750	32.50
6	0.30	CL	0.83	0.80	1.0	1.0	8	1.87	1.80	0.364	1.0	1.700	9	0.257	32	1.000	32.50
7	0.30	CL	0.83	0.80	1.0	1.0	8	1.87	2.10	0.428	1.0	1.429	9	0.314	32	1.000	34.17
8	0.30	CL	0.83	0.80	1.0	1.0	8	1.87	2.40	0.492	1.0	1.429	9	0.314	32	1.000	34.17
9	0.30	ML	0.78	0.7	1.0	1.0	4	1.8	2.70	0.556	1.0	1.233	5	0.200	16	0.455	30.00
10	0.30	ML	0.78	0.7	1.0	1.0	14	1.93	3.00	0.620	1.0	1.700	15	0.200	56	1.857	30.83
11	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	3.30	0.684	1.0	1.344	15	0.430	56	1.857	35.75
12	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	3.60	0.748	1.0	1.344	15	0.430	56	1.857	35.75
13	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	3.90	0.812	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
14	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	4.20	0.876	1.0	1.344	15	0.430	56	1.857	35.75
15	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	4.50	0.940	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
16	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	4.80	1.004	1.0	1.344	15	0.430	56	1.857	35.75
17	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	5.10	1.068	1.0	1.344	15	0.430	56	1.857	35.75
18	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	5.40	1.132	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
19	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	5.70	1.196	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
20	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.93	6.00	1.260	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
21	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.93	6.30	1.324	1.0	1.380	14	0.440	52	1.714	36.00
22	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.93	6.60	1.388	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
23	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	6.90	1.452	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
24	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	7.20	1.516	1.0	1.344	15	0.430	56	1.857	35.75
25	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	7.50	1.580	1.0	1.344	15	0.430	56	1.857	35.75
26	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	7.80	1.644	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
27	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	14	1.93	8.10	1.708	1.0	1.380	15	0.440	56	1.857	36.00
28	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.93	8.40	1.772	1.0	1.344	14	0.430	52	1.714	35.75
29	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	13	1.93	8.70	1.836	1.0	1.380	14	0.440	52	1.714	36.00
30	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	12	1.9	9.00	1.900	1.0	1.380	13	0.440	48	1.571	36.00
31	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	12	1.9	9.30	1.964	1.0	1.344	13	0.430	48	1.571	35.75
32	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	12	1.90	9.60	2.028	1.0	1.344	13	0.430	48	1.571	35.75
33	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	10	1.90	9.90	2.092	1.0	1.394	10	0.400	40	1.286	35.00
34	0.30	SM	0.92	0.85	1.0	1.0	10	1.90	10.20	2.156	1.0	1.429	8	0.314	40	1.286	34.17

UANCV - FICP
CAP INGENIERIA CIVIL
Mtro. José Antonio Pareda Vera
CIP 62794

B.N° : 01 - 098767



A.3. ESTUDIO DE TRÁFICO



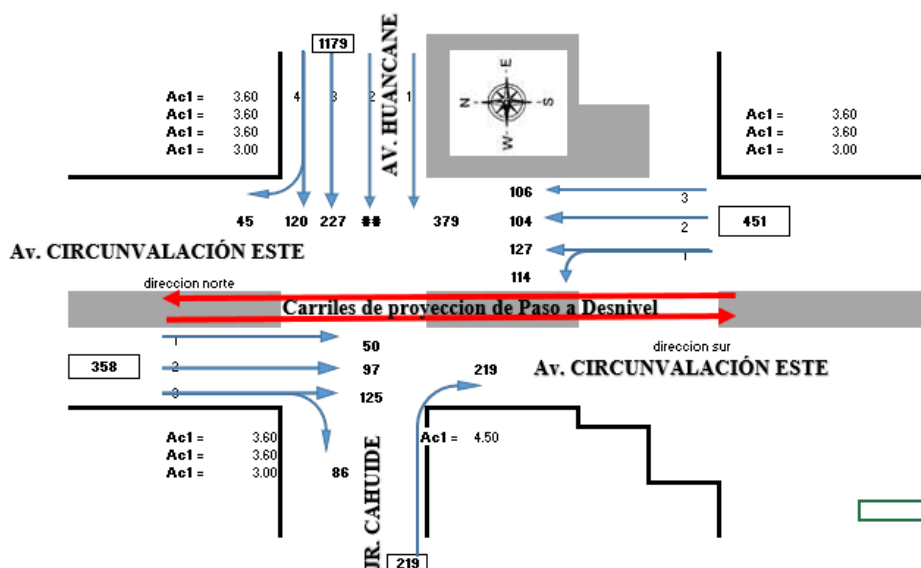
A.3.1. Estudio de clasificación vehicular

FORMULARIO N° 2																									
ESTUDIO DE CLASIFICACION VEHICULAR																									
TRAMO DE LA CARRETERA:					AÑO DE PROYECCION					2028															
COD. DE ESTACION:					E-1																				
ESTACION:					E-1																				
FACTOR DE CORRECCION ESTACIONAL					VEH. LIVIANOS fe = 0.9394																				
					VEH. PESADOS fe= 1.0234																				
UBICACIÓN					JULIACA																				
AÑO DE ESTUDIO (AFORO)					2024																				
DIA	VEHICULOS MENORES	MOTOTAXI	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			BUS			CAMION			SEMI TRAVLER					TRAVLER						
					PICK UP	PANEL	RURAL COMBI	B2	B3-1	B4-1	C2	C3	C4	T2S1	T2S2	T2S3	T3S1	T3S2	T3S3	C2R2	C2R3	C3R2	C3R3	TOTAL	
LUNES	23	2079	758	0	524	0	887	41	50	43	0	220	92	15	10	0	4	33	0	6	0	0	0	0	
01/04/2024	N	26	2206	787	0	579	0	842	33	37	49	0	221	76	7	6	0	1	41	0	2	0	0	0	
TOTAL	49	4285	1545	0	1103	0	1729	74	87	92	0	441	168	22	16	0	5	74	0	8	0	0	0	9698	
MARTES	22	2061	688	0	520	0	887	40	50	43	0	218	92	15	10	0	4	33	0	6	0	0	0	0	
02/04/2024	N	24	2186	678	0	579	0	842	33	37	49	0	221	76	7	6	0	1	41	0	2	0	0	0	
TOTAL	46	4247	1366	0	1099	0	1729	73	87	92	0	439	168	22	16	0	5	74	0	8	0	0	0	9471	
MIERCOLES	23	2044	748	0	520	0	856	40	51	43	0	186	92	15	10	0	4	33	0	6	0	0	0	0	
03/04/2024	N	26	2206	787	0	569	0	809	34	35	49	0	189	76	7	6	0	1	41	0	2	0	0	0	
TOTAL	49	4250	1535	0	1089	0	1665	74	86	92	0	375	168	22	16	0	5	74	0	8	0	0	0	9508	
JUEVES	23	2007	752	0	525	0	874	40	50	43	0	214	90	15	11	0	5	33	0	8	0	0	0	0	
04/04/2024	N	26	2044	770	0	579	0	839	34	37	49	0	220	76	7	6	0	1	41	0	6	0	0	0	
TOTAL	49	4051	1522	0	1104	0	1713	74	87	92	0	434	166	22	17	0	6	74	0	14	0	0	0	9425	
VIERNES	23	1939	758	0	524	0	882	40	50	43	0	209	92	15	10	0	4	33	0	6	0	0	0	0	
05/04/2024	N	26	2086	777	0	579	0	842	34	37	49	0	214	76	7	6	0	1	41	0	2	0	0	0	
TOTAL	49	4025	1535	0	1103	0	1724	74	87	92	0	423	168	22	16	0	5	74	0	8	0	0	0	9405	
SABADO	23	2044	755	0	466	0	884	40	50	43	0	200	92	15	10	0	4	33	0	6	0	0	0	0	
06/04/2024	N	26	2196	787	0	504	0	842	34	37	49	0	210	76	7	6	0	1	41	0	2	0	0	0	
TOTAL	49	4240	1542	0	970	0	1726	74	87	92	0	410	168	22	16	0	5	74	0	8	0	0	0	9483	
DOMINGO	23	2079	758	0	491	0	830	39	50	43	0	200	85	15	10	0	4	33	0	6	0	0	0	0	
07/04/2024	N	26	2206	787	0	523	0	812	29	37	49	0	214	74	7	6	0	1	41	0	2	0	0	0	
TOTAL	49	4285	1545	0	1014	0	1642	68	87	92	0	414	159	22	16	0	5	74	0	8	0	0	0	9480	
IMDS	22.9	2036.1	745.3	0.0	510.0	0.0	871.4	40.0	50.1	43.0	0.0	206.7	90.7	15.0	10.1	0.0	4.1	33.0	0.0	6.3	0.0	0.0	0.0	0.0	
N	25.7	2161.4	767.6	0.0	558.9	0.0	832.6	33.0	36.7	49.0	0.0	212.7	75.7	7.0	6.0	0.0	1.0	41.0	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	
TOTAL	48.6	4197.6	1512.9	0.0	1068.9	0.0	1704.0	73.0	86.9	92.0	0.0	419.4	166.4	22.0	16.1	0.0	5.1	74.0	0.0	8.9	0.0	0.0	0.0	0.0	
IMDa	21.5	1912.8	700.1	0.0	479.1	0.0	818.6	37.6	51.3	44.0	0.0	211.6	92.8	15.4	10.4	0.0	4.2	33.8	0.0	6.4	0.0	0.0	0.0	0.0	
N	24.2	2030.4	721.1	0.0	525.0	0.0	782.1	31.0	37.6	50.1	0.0	217.7	77.5	7.2	6.1	0.0	1.0	42.0	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	
TOTAL	45.6	3943.2	1421.2	0.0	1004.1	0.0	1600.7	68.6	88.9	94.2	0.0	429.2	170.3	22.5	16.5	0.0	5.3	75.7	0.0	9.1	0.0	0.0	0.0	0.0	
2024	TOTAL VEHICULOS	46	3943	1421	0	1004	0	1601	69	89	94	0	429	170	23	17	0	5	76	0	9	0	0	0	
Tasa anual de crecimiento Vehiculos Livianos					il: 0.92																				
Tasa anual de crecimiento Vehiculos Pesados					ip: 3.21																				
Tiempo que pasa del estudio de proyecto hasta la ejecucion (años)					n: 4																				
TPDA(año-proyecto) = TPDA(año-proyecto) * (1 + i) ⁿ⁻¹																									
TPDA (año-proyecto: Transito Proyectado al año "n" en veh./dia																									
TPDA (año aforo): Transito actual (año base) en veh./dia																									
n: año futuro de proyeccion																									
i: tasa anual de crecimiento de transito																									
POBLACION FUTURA DE VEHICULOS																									
2028	TOTAL:	47.281	4052.831	1460.582	0	1031.966	0	1645.59537	70.921974	97.8488	103.346	0	471.653	186.902	25.2868	18.6902	0	5.49712	83.5562	0	9.89482	0	0	0	9890.42



A.3.2. Análisis de Capacidad Vial por Niveles de Servicio del Paso a Desnivel

A.3.2.1. Diagrama de Flujo Vehicular



A.3.2.2. Análisis de capacidad vial (sin proyecto)

Fases del Semaforo

fase N°	Acceso	Tiempo (seg.)			Ciclo semaforo	relacion de verdes
		Verde	Ambar	Rojo		
1	N	52	3	65	120	0.43
2	O	10	3	107	120	0.08
3	S	21	3	96	120	0.18
4	E	17	3	100	120	0.14

N°Carriles	U _i
1	1.00
2	1.05
3	1.10

Modulo de Ajuste de Volúmenes

Acceso	Movimiento	Volumen-Movimiento V (vph)	FHMD	Flujo vp (vph)	Grupo de Carriles	Flujo por Grupo vgi (vph)	Numero de Carriles N	Factor de Utilizacion U _i	Flujo ajustado vi (vph) 7x9	Proporcion de vueltas P _{vi} , P _{vd}
N	I	379	0.85	446	I	446	1	1.00	446	1I
	F	755	0.85	888	FD	941	3	1.10	1035	0.07D
	D	45	0.85	53	0	0	1	1.00	0	0
O	I	0	0.85	0	0	0	1	1.00	0	1I
	F	147	0.85	173	FD	274	3	1.10	302	0
	D	86	0.85	101	0	0	1	1.00	0	0
S	I	0	0.85	0	0	0	1	1.00	0	1I
	F	0	0.85	0	0	0	1	1.00	0	0
	D	219	0.85	258	D	258	1	1.00	258	0
E	I	114	0.85	134	0	0	1	1.00	0	1I
	F	337	0.85	396	IF	531	3	1.10	584	0
	D	0	0.85	0	0	0	1	1.00	0	0



Modulo de Flujo de Saturacion S

Acceso	Movimiento	Flujo de saturacion ideal S0 (vphvpc)	Numero de Carriles N	fA	fP	fE	fVP	fB	fL	fVD	fVI	Flujo de saturacion Ajustado (vphv)
N	I	1800	1	0.93	0.97	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.95	1388
	FD	1800	3	0.97	0.97	1.00	1.00	1.00	0.90	0.99	1.00	4527
	0	1800	1	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.95	0
O	0	1800	1	0.93	0.95	1.01	1.00	1.00	0.90	1.00	0.95	1373
	FD	1800	3	1.00	0.95	1.01	1.00	1.00	0.90	1.00	1.00	4663
	0	1800	1	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.95	0
S	0	1800	1	0.93	0.95	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.95	1360
	0	1800	1	0.97	0.95	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	1.00	1493
	D	1800	1	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.95	0
E	0	1800	1	0.93	0.95	0.99	1.00	1.00	0.90	1.00	0.95	1346
	IF	1800	3	1.00	0.95	0.99	1.00	1.00	0.90	1.00	1.00	4571
	0	1800	1	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.95	0

Modulo de Analisis de Capacidad

Acceso	Movimiento	Flujo ajustado vi (vph)	Flujo de saturacion Ajustado (vphv)	Relacion de Flujo v/s	Relacion de verde g/ci	Capacidad del Grupo de carriles vi (vph)	relacion (v/c) Xi	Grupo de carriles
N	I	446	1388	0.32	0.43	597	0.75	+
	FD	1035	4527	0.23	0.43	1947	0.53	-
	0	0	0	0.00	0.43	0	0.00	-
O	0	0	1373	0.00	0.08	110	0.00	+
	FD	302	4663	0.06	0.08	373	0.81	-
	0	0	0	0.00	0.08	0	0.00	-
S	0	0	1360	0.00	0.18	245	0.00	+
	0	0	1493	0.00	0.18	269	0.00	-
	D	258	0	0.00	0.18	0	0.00	-
E	0	0	1346	0.00	0.14	188	0.00	+
	IF	584	4571	0.13	0.14	640	0.91	-
	0	0	0	0.00	0.14	0	0.00	-

Nivel de servicio del grupo de carriles	Condicion
A	< 5 seg
B	5.1 seg. < N < 15 seg.
C	15.1 seg. < N < 25 seg.
D	25.1 seg. < N < 40 seg.
E	40.5 seg. < N < 60 seg.
F	> 60 seg.

Modulo de Nivel de Servicio

grupo de carriles		1er termino de la demora				2do termino de la demora		Demora del Grupo		Demoras totales y niveles de servicio		
Acceso	Movimiento	relacion (v/c) Xi	Relacion de verde g/ci	Longitud del Siglo C	Demora uniforme d1i (s/veh)	Capacidad del Grupo de carriles vi (vph)	Demora incrementada d2i (s/veh)	Factor de progresion FP	Demora del grupo de carriles di	Nivel de servicio del grupo de carriles	Demora en el acceso dA	Nivel de Servicio del Acceso
N	I	0.75	0.43	120.00	21.82	597	3.6	1.00	25.38	D	21.23	C
	FD	0.53	0.43	120.00	19.21	1947	0.2	1.00	19.44	C		
	-	0.00	0.43	120.00	14.64	0	0.0	1.00	14.64	-		
O	I	0.00	0.08	120.00	38.60	110	0.0	1.00	38.60	E	49.80	F
	F	0.81	0.08	120.00	41.26	373	8.5	1.00	49.80	F		
	-	0.00	0.08	120.00	38.32	0	0.0	1.00	38.32	-		
S	I	0.00	0.18	120.00	30.66	245	0.0	1.00	30.66	D	31.04	D
	F	0.00	0.18	120.00	30.66	269	0.0	1.00	30.66	E		
	-	0.00	0.18	120.00	31.04	0	0.0	1.00	31.04	-		
E	I	0.00	0.14	120.00	33.73	188	0.0	1.00	33.73	E	51.16	E
	F	0.91	0.14	120.00	38.66	640	12.5	1.00	51.16	D		
	-	0.00	0.14	120.00	33.60	0	0.0	1.00	33.60	-		

por lo tanto el Nivel de Servicio de la Interseccion es:

Demora en la interseccion (seg.)	Nivel de Servicio
32.13	D



A.4. DISEÑO DE ARMADURA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUPERESTRUCTURA Y LA SUBESTRUCTURA

Acero Principal M(+)

1.- Propiedades de los materiales

ϕ	=	0.9000	
f'_c	=	350.00	[kg/cm ²]
f_y	=	4200.00	[kg/cm ²]
γ_c	=	2.50	[ton/m ³]
E_s	=	2000000.00	[kg/cm ²]

2.- Propiedades de la Sección

b	=	1.00	[m]
h	=	0.20	[m]
r_c	=	3.00	[cm]
d_{sum}	=	2.540	[cm]
d_{at}	=	1.590	[cm]
d	=	14.140	[cm]
I_g	=	0.00067	[m ⁴]
Y_t	=	0.100	[m]

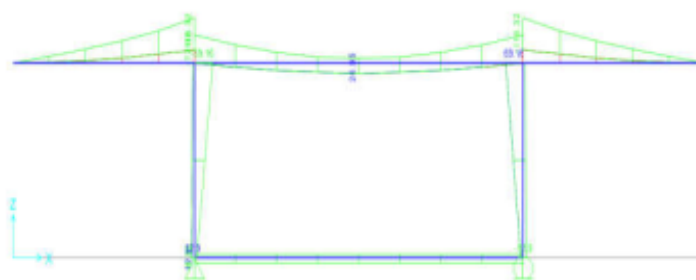


Figura 1. Momento para Acero Positivo

3.- Diseño en Rotura - Estado Límite de Resistencia I

$M_u(+)$	=	12.90	[ton-m]
S_{nc}	=	0.007	[m ³]
f_r	=	37.65	[kg/cm ²]
f_{cp}	=	0.00	[ksi]
M_{dnc}	=	0.00	[ton-m]
S_c	=	0.007	[m ³]
Y_1	=	1.60	
Y_2	=	0.00	
Y_3	=	0.67	

#varilla	Area (cm ²)	ϕ varilla (pulg)	ϕ de varilla (cm)
3	7.1	3/8"	0.956
4	1.29	1/2"	1.27
5	1.99	5/8"	1.59
6	2.84	3/4"	1.91
8	5.1	1"	2.54
11	10.06	1 3/8"	3.49

3.1 Cálculo de Momento crítico de agrietamiento AASTHO LRFD 5.7.3.3.2

$$M_{cr} = \gamma_2 \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cp}) \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$$

$$M_{cr} = 2.69 \quad [\text{ton-m}]$$

$$1.33 \cdot M_u(+) = 17.16 \quad [\text{ton-m}]$$

Se debe de diseñar al menos para el menor de M_{cr} o $1.33 M_u$ AASTHO LRFD 5.7.3.3.2

$$M_{u2} = 2.69 \quad [\text{ton-m}]$$

Por lo tanto el momento de diseño será el mayor de M_{u1} y M_{u2}

$$M_{u3} = 12.90 \quad [\text{ton-m}]$$

3.2.- Cálculo de Acero de refuerzo

k_u	=	64.519	[kg/cm ²]
m_c	=	14.118	
$preq$	=	0.019849975	
A_{s_req}	=	28.068	[cm ²]
s	=	0.150	[m]

Disposición de refuerzo:

A_{s_1}	=	2.84	[cm ²]
A_{s_cal}	=	37.867	[cm ²]

$$+ \quad A_{s_2} = 2.84 \quad [\text{cm}^2]$$

d_c	=	15.73	[cm]
a	=	5.346	
M_n	=	20.766	[ton-m]
ϕM_n	=	18.689	[ton-m]

$$A_{s_diseño} = 37.867$$

OK_i

$$DC = \frac{M_u}{\phi M_n} = 0.690 \quad \text{Índice de Demanda- Capacidad a Flexión}$$

4.- Verificación por Fisuración - Estado Límite de Servicio I AASTHO LRFD 5.7.3.4

$M_u(+)$	=	7.52	[ton-m]
E_c	=	283971.83	[kg/cm ²]
f_s	=	1477.18	[kg/cm ²]
d_c	=	4.27	[cm]
β_s	=	1.39	
Y_e	=	0.60	
S_{max}	=	27.9	[cm]

$$s \leq \frac{700 Y_e}{\beta_s f_s} - 2 d_e \quad \dots \text{espaciamiento máximo AASTHO LRFD 5.6.7-1}$$

OK!

por lo tanto:	Disponemos ϕ	3/4"	(a)	0.150	m.
---------------	-------------------	------	-----	-------	----

Acero Principal (M(-))

1.- Propiedades de los materiales

ϕ =	0.9000	
f'_c =	350.00	[kg/cm ²]
f_y =	4200.00	[kg/cm ²]
γ_c =	2.50	[ton/m ³]
E_s =	2000000.00	[kg/cm ²]

2.- Propiedades de la Sección

b =	1.00	[m]
h =	0.20	[m]
r_e =	3.00	[cm]
d_{sum} =	1.590	[cm]
d_{at} =	0.000	[cm]
d =	16.205	[cm]
I_g =	0.00067	[m ⁴]
Y_t =	0.100	[m]

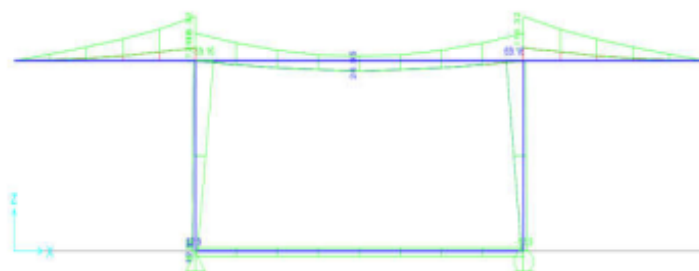


Figura 1. Momento para Acero Positivo

3.- Diseño en Rotura - Estado Límite de Resistencia I

$M_u(-)$ =	8.36	[ton-m]
S_{nc} =	0.007	[m ³]
f_r =	37.65	[kg/cm ²]
f_{cpe} =	0.00	[ksi]
M_{dnc} =	0.00	[ton-m]
S_c =	0.007	[m ³]
Y_1 =	1.60	
Y_2 =	0.00	
Y_3 =	0.67	

#varilla	Area (cm ²)	ϕ varilla (pulg.)	ϕ de varilla (cm)
3	7.1	3/8"	0.956
4	1.29	1/2"	1.27
5	1.99	5/8"	1.59
6	2.84	3/4"	1.91
8	5.1	1"	2.54
11	10.06	1 3/8"	3.49

3.1 Cálculo de Momento crítico de agrietamiento AASTHO LRFD 5.7.3.3.2

$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot \left(\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe} \right) \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right)$$

$$M_{cr} = 2.69 \text{ [ton-m]}$$

$$1.33 \cdot M_u(-) = 11.12 \text{ [ton-m]}$$

Se debe de diseñar al menos para el menor de M_{cr} o $1.33 M_u$ AASTHO LRFD 5.7.3.3.2

$$M_{u2} = 2.69 \text{ [ton-m]}$$

Por lo tanto el momento de diseño será el mayor de M_{u1} y M_{u2}

$$M_{u3} = 8.36 \text{ [ton-m]}$$

3.2.- Cálculo de Acero de refuerzo

k_u =	35.372	[kg/cm ²]
m_e =	14.118	
pr_{eq} =	0.010074199	
A_{s_req} =	16.325	[cm ²]
s =	0.200	[m]

Disposición de refuerzo:

$$A_{s_1} = 1.99 \text{ [cm}^2\text{]} + A_{s_2} = 1.99 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{s_cal} = 19.900 \text{ [cm}^2\text{]}$$

d_e =	15.73	
a =	2.809	
M_n =	11.973	[ton-m]
ϕM_n =	10.776	[ton-m]
$A_{s_diseño}$ =	19.900	

OK_i

$$DC = \frac{M_u}{\phi M_n} = 0.776 \text{ Índice de Demanda- Capacidad a Flexión}$$

4.- Verificación por Fisuración - Estado Límite de Servicio I AASTHO LRFD 5.7.3.4

$M_u(-)$ =	4.62	[ton-m]
E_c =	283971.83	[kg/cm ²]
f_s =	1665.51	[kg/cm ²]
d_c =	4.27	[cm]
β_s =	1.39	
γ_e =	0.60	
S_{max} =	23.8	[cm]

$$s \leq \frac{700 \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2 d_e \text{espaciamiento maximo AASHTO LRFD 5.6.7-1}$$

OK!

por lo tanto: Disponemos ϕ 5/8" @ 0.200 m.



Diseño de la Losa Inferior por Flexión Acero por temperatura y distribución

5.- Acero por temperatura - Estado Límite de Resistencia LAASHTO LRFD 5.10.6

b =	100.00	[cm]	$Ast = \frac{0.18 \cdot b \cdot h}{2(b + h)}$	#varilla	Area (cm ²)	øvarilla(pulg)	ø de varilla (cm)
h =	20.00	[cm]		3	0.71	3/8"	0.956
Ast =	2.33	[cm ² /m]		4	1.29	1/2"	1.27
Disposicion de refuerzo:	As_l=	1.29	[cm ²]	5	1.99	5/8"	1.59
S =	55.00	[cm]		6	2.84	3/4"	1.91
Smax=	30.0	[cm]		8	5.1	1"	2.54
				11	10.06	1 3/8"	3.49
por lo tanto:	Disponemos	ø	1/2"	(a)	0.250	m.	

6.- Acero por distribución- Estado Límite de Resistencia I

b =	100.00	[cm]	$Asd \leq \begin{cases} 0.5 \cdot Ast \\ 55 \\ 100 \cdot \sqrt{L} \end{cases}$	
h =	20.00	[cm]		
L =	3.45	[m]		
Ast =	8.09	[cm ² /m]		
Asd =	2.40	[cm ² /m]	OK _{ii}	
Disposicion de refuerzo:	As_l=	1.29	[cm ²]	
S =	55.00	[cm]		
Smax=	30.0	[cm]		
por lo tanto:	Disponemos	ø	1/2"	(a) 0.250 m.

Diseño de la Losa Superior por Flexión Acero Principal M(+)

1.- Propiedades de los materiales

ϕ =	0.9000	
f'_c =	350.00	[kg/cm ²]
f_y =	4200.00	[kg/cm ²]
γ_c =	2.50	[ton/m ³]
E_s =	2000000.00	[kg/cm ²]

2.- Propiedades de la Sección

b =	1.00	[m]
h =	0.25	[m]
r_c =	3.00	[cm]
d_{sum} =	2.540	[cm]
d_{at} =	1.590	[cm]
d =	19.140	[cm]
I_g =	0.00130	[m ⁴]
Y_t =	0.125	[m]

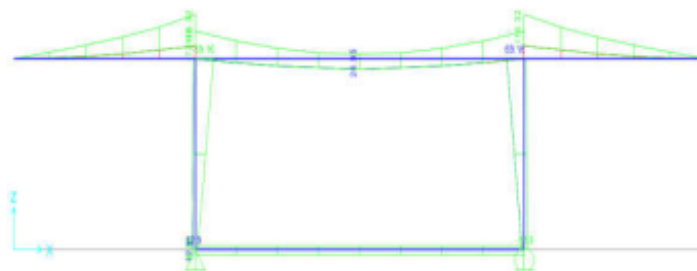


Figura 1. Momento para Acero Positivo

3.- Diseño en Rotura - Estado Límite de Resistencia I

$M_u(+)$ =	26.95	[ton-m]
S_{nc} =	0.010	[m ³]
f_r =	37.65	[kg/cm ²]
f_{cpe} =	0.00	[ksi]
M_{dnc} =	0.00	[ton-m]
S_c =	0.010	[m ³]
Y_1 =	1.60	
Y_2 =	0.00	
Y_3 =	0.67	

#varilla	Area (cm ²)	gvarilla(pulg)	g de varilla (cm)
3	7.1	3/8"	0.956
4	1.29	1/2"	1.27
5	1.99	5/8"	1.59
6	2.84	3/4"	1.91
8	5.1	1"	2.54
11	10.06	1 3/8"	3.49

3.1 Cálculo de Momento crítico de agrietamiento AASTHO LRFD 5.7.3.3.2

$$M_{cr} = \gamma_s \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$$

$$M_{cr} = 4.20 \quad [\text{ton-m}]$$

$$1.33 \cdot M_u(+) = 35.84 \quad [\text{ton-m}]$$

Se debe de diseñar al menos para el menor de M_{cr} o $1.33M_u$ AASTHO LRFD 5.7.3.3.2

$$M_{u2} = 4.20 \quad [\text{ton-m}]$$

Por lo tanto el momento de diseño será el mayor de M_{u1} y M_{u2}

$$M_{u3} = 26.95 \quad [\text{ton-m}]$$

3.2.- Cálculo de Acero de refuerzo

k_u =	73.566	[kg/cm ²]
m_e =	14.118	
p_{req} =	0.023291014	
A_{s_req} =	44.579	[cm ²]
s =	0.200	[m]

Disposición de refuerzo:

$$A_{s_1} = 5.10 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{s_2} = 5.10 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{s_cal} = 51.000 \quad [\text{cm}^2]$$

$$d_c = 20.73 \quad [\text{cm}]$$

$$a = 7.200$$

$$M_n = 36.692 \quad [\text{ton-m}]$$

$$\phi M_n = 33.023 \quad [\text{ton-m}]$$

$$A_{s_diseño} = 51.000$$

OK_i

$$DC = \frac{M_u}{\phi M_n} = 0.816 \quad \text{Índice de Demanda- Capacidad a Flexión}$$

4.- Verificación por Fisuración - Estado Límite de Servicio I AASTHO LRFD 5.7.3.4

$M_u(+)$ =	16.51	[ton-m]
E_c =	283971.83	[kg/cm ²]
f_s =	1829.61	[kg/cm ²]
d_c =	4.27	[cm]
β_s =	1.29	
γ_e =	0.60	
S_{max} =	23.0	[cm]

$$s \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_e \quad \dots \text{espaciamiento máximo AASHTO LRFD 5.6.7-1}$$

OK!

por lo tanto:

$$\text{Disponemos } \phi \quad 1" \quad (a) \quad 0.200 \quad \text{m.}$$

Acero Principal M(-)

1.- Propiedades de los materiales

ϕ	=	0.9000	
$f'c$	=	350.00	[kg/cm ²]
f_y	=	4200.00	[kg/cm ²]
γ_c	=	2.50	[ton/m ³]
E_s	=	2000000.00	[kg/cm ²]

2.- Propiedades de la Sección

b	=	1.00	[m]
h	=	0.35	[m]
r_c	=	3.00	[cm]
d_{asum}	=	1.590	[cm]
dat	=	0.000	[cm]
d	=	31.205	[cm]
I_g	=	0.00357	[m ⁴]
Y_t	=	0.175	[m]

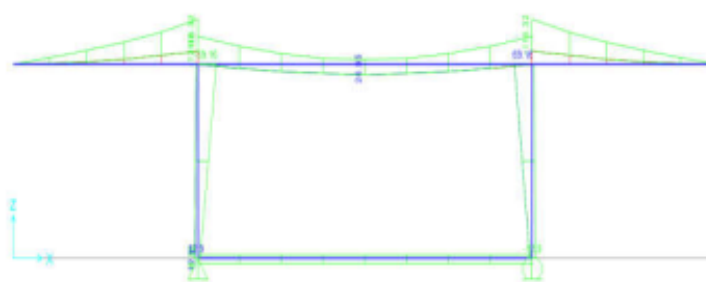


Figura 1. Momento para Acero Positivo

3.- Diseño en Rotura - Estado Limite de Resistencia I

$M_u(-)$	=	72.02	[ton-m]
S_{nc}	=	0.020	[m ³]
f_r	=	37.65	[kg/cm ²]
f_{cp}	=	0.00	[ksi]
M_{dnc}	=	0.00	[ton-m]
S_c	=	0.020	[m ³]
γ_1	=	1.60	
γ_2	=	0.00	
γ_3	=	0.67	

#varilla	Area (cm ²)	ϕ varilla (pulg)	ϕ de varilla (cm)
3	7.1	3/8"	0.956
4	1.29	1/2"	1.27
5	1.99	5/8"	1.59
6	2.84	3/4"	1.91
8	5.1	1"	2.54
11	10.06	1 3/8"	3.49

3.1 Cálculo de Momento critico de agrietamiento AASTHO LRFD 5.7.3.3.2

$$M_{cr} = \gamma_b \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cp}) \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$$

$$M_{cr} = 8.24 \quad [\text{ton-m}]$$

$$1.33 \cdot M_u(-) = 95.79 \quad [\text{ton-m}]$$

Se debe de diseñar al menos para el menor de M_{cr} o $1.33M_u$ AASTHO LRFD 5.7.3.3.2

$$M_{u2} = 8.24 \quad [\text{ton-m}]$$

Por lo tanto el momento de diseño será el mayor de M_{u1} y M_{u2}

$$M_{u3} = 72.02 \quad [\text{ton-m}]$$

3.2.- Cálculo de Acero de refuerzo

k_u	=	82.179	[kg/cm ²]
m_c	=	14.118	
$preq$	=	0.026816853	
A_{s_req}	=	83.682	[cm ²]
s	=	0.200	[m]

Disposicion de refuerzo: $A_{s1} = 10.06 \quad [\text{cm}^2]$ + $A_{s2} = 10.06 \quad [\text{cm}^2]$

$$A_{s_cal} = 100.600 \quad [\text{cm}^2]$$

$$d_c = 30.73 \quad [\text{cm}]$$

$$a = 14.202$$

$$M_n = 99.837 \quad [\text{ton-m}]$$

$$\phi M_n = 89.853 \quad [\text{ton-m}]$$

$$A_{s_diseño} = 100.600 \quad \text{OK}_i$$

$$DC = \frac{M_u}{\phi M_n} = 0.802 \quad \text{Indice de Demanda- Capacidad a Flexion}$$

4.- Verificación por Fisuración - Estado Limite de Servicio I AASTHO LRFD 5.7.3.4

$M_u(-)$	=	45.49	[ton-m]
E_c	=	283971.83	[kg/cm ²]
f_s	=	1755.64	[kg/cm ²]
d_c	=	4.27	[cm]
β_s	=	1.20	
γ_e	=	0.60	
s_{max}	=	26.9	[cm]

$$s \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_e \quad \dots \text{espaciamiento maximo AASHTO LRFD 5.6.7-1}$$

OK!

por lo tanto: Disponemos ϕ 1 3/8" @ 0.200 m.



Diseño de la Losa Inferior por Flexión

Acero por temperatura y distribución

5.- Acero por temperatura - Estado Límite de Resistencia LAASHTO LRFD 5.10.6

b =	100.00	[cm]	$A_{st} = \frac{0.18 \cdot b \cdot h}{2(b + h)}$	#varilla	Area (cm ²)	øvarilla(pulg)	ø de varilla (cm)
h =	20.00	[cm]		3	0.71	3/8"	0.956
Ast =	2.33	[cm ² /m]	OK _{ii}	4	1.29	1/2"	1.27
Disposicion de refuerzo:	As ₁ =	1.29	[cm ²]	5	1.99	5/8"	1.59
S =	55.00	[cm]		6	2.84	3/4"	1.91
Smax =	30.0	[cm]		8	5.1	1"	2.54
				11	10.06	1 3/8"	3.49
por lo tanto:	Disponemos ø 1/2" @ 0.250 m.						

6.- Acero por distribución- Estado Límite de Resistencia I

b =	100.00	[cm]	$A_{sd} \leq \begin{cases} 0.5 \cdot A_{st} \\ 55 \\ 100 + \sqrt{L} \end{cases}$	
h =	20.00	[cm]		
L =	3.45	[m]		
Ast =	8.09	[cm ² /m]		
Asd =	2.40	[cm ² /m]	OK _{ii}	
Disposicion de refuerzo:	As ₁ =	1.29	[cm ²]	
S =	55.00	[cm]		
Smax =	30.0	[cm]		
por lo tanto:	Disponemos ø 1/2" @ 0.250 m.			



Diseño de Diafragma a Flexión

Acero Principal M(+)

1.- Propiedades de los materiales

ϕ =	0.9000	
f_c =	350.00	[kg/cm ²]
f_y =	4200.00	[kg/cm ²]
γ_c =	2.50	[ton/m ³]
E_s =	2000000.00	[kg/cm ²]

2.- Propiedades de la Sección

b=	0.60	[m]
h=	1.50	[m]
re=	3.00	[cm]
dasum=	2.540	[cm]
dat=	1.590	[cm]
d=	144.140	[cm]
	0.16875	[m ⁴]
Yt=	0.750	[m]

3.- Diseño en Rotura - Estado Límite de Resistencia I

Mu(+)=	66.20	[ton-m]
Snc=	0.225	[m ³]
fr=	37.65	[kg/cm ²]
fcp=	0.00	[ksi]
Mdnc=	0.00	[ton-m]
Sc=	0.225	[m ³]
Y1 =	1.60	
Y2 =	0.00	
Y3 =	0.67	

#varilla	Area (cm ²)	#varilla(pulg)	s de varilla (cm)
3	7.1	3/8"	0.956
4	1.29	1/2"	1.27
5	1.99	5/8"	1.59
6	2.84	3/4"	1.91
8	5.1	1"	2.54
11	10.06	1 3/8"	3.49

3.1 Cálculo de Momento crítico de agrietamiento AASTHO LRFD 5.7.3.3.2

$$M_{cr} = \gamma_2 \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cp}) \cdot S_e - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_e}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$$

$$M_{cr} = 90.81 \quad [\text{ton-m}]$$

$$1.33 \cdot Mu(+) = 88.05 \quad [\text{ton-m}]$$

Se debe de diseñar al menos para el menor de M_{cr} o $1.33Mu$ AASTHO LRFD 5.7.3.3.2

$$Mu_2 = 88.05 \quad [\text{ton-m}]$$

Por lo tanto el momento de diseño será el mayor de Mu_1 y Mu_2

$$Mu_3 = 88.05 \quad [\text{ton-m}]$$

3.2.- Cálculo de Acero de refuerzo

$$k_u = 7.063 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$m_e = 14.118$$

$$p_{req} = 0.001893836$$

$$A_{s_req} = 16.379 \quad [\text{cm}^2]$$

$$s = 0.150 \quad [\text{m}]$$

Disposición de refuerzo:

$$A_{s_1} = 2.84 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{s_2} = 2.84 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{s_cal} = 22.720 \quad [\text{cm}^2]$$

$$d_e = 145.73 \quad [\text{cm}]$$

$$a = 5.346$$

$$M_n = 136.511 \quad [\text{ton-m}]$$

$$\phi M_n = 122.860 \quad [\text{ton-m}]$$

$$A_{s_diseño} = 22.720 \quad \text{OK}$$

$$DC = \frac{Mu}{\phi M_n} = 0.717 \quad \text{Indice de Demanda- Capacidad a Flexión}$$

4.- Verificación por Fisuración - Estado Límite de Servicio LAASTHO LRFD 5.7.3.4

$$Mu(+) = 49.65 \quad [\text{ton-m}]$$

$$E_c = 283971.83 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$f_s = 1571.43 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$d_c = 4.27 \quad [\text{cm}]$$

$$\beta_s = 1.04$$

$$\gamma_e = 0.60$$

$$s_{max} = 37.1 \quad [\text{cm}] \quad \text{OK!}$$

$$s \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_e \quad \dots \text{espaciamiento maximo AASHTO LRFD 5.6.7-1}$$

por lo tanto: Disponemos ϕ 3/4" @ 0.150 m.

DISEÑO DE REFUERZO DEL ESTRIBO

1. ARMADURA PRINCIPAL DE LA PANTALLA

Recubrimiento:

C° en contacto con el terreno **5.00 [cm]**

$f'_c = 280$ [kgf/cm²]

$f_y = 4,200$ [kgf/cm²]

$E_s = 2,000,000$ [kgf/cm²]

$\phi = 0.90$

$b = 100$ [cm]

$t = 120$ [cm]

(análisis para 1 m de ancho)

Espesor de pantalla

$M_u = 176.75$ [ton-m]

$f_r = 33$ [kgf/cm²]

$S = 240,000$ [cm³]

$1.2 M_{cr} = 96.01$ [ton-m]

$4/3 M_u = 235.67$ [ton-m]

$M_{min} = 96.01$ [ton-m]

$M_{diseño} = 176.75$ [ton-m]

barra # **8**

Φ barra = **2.54** [cm]

$d = 113.73$ [cm]

Calculo del acero requerido:

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

$a = 7.50$ [cm]

$$A_s = \frac{0.85 f'_c a b}{f_y}$$

$A_s = 42.52$ [cm²/m]

$\beta_1 = 0.850$

$c/d = 0.078$

#	db cm	As cm ²
3	0.95	0.71
4	1.27	1.29
5	1.59	2.00
6	1.91	2.84
8	2.54	5.10
11	3.58	10.06
18	5.73	25.81

Colocamos: # **8** @ **20** [cm] +
8 @ **20** [cm]

A_s barra 1 = **5.10** [cm²]

A_s barra 2 = **5.10** [cm²]

$A_s = 51.00$ [cm²/m] **OK!**

2. ARMADURA PRINCIPAL EN TALON

Recubrimiento:

C° en contacto con el terreno **7.50 [cm]**

$f'_c = 280$ [kgf/cm²]

$f_y = 4,200$ [kgf/cm²]

$E_s = 2,000,000$ [kgf/cm²]

$\phi = 0.90$

$b = 100$ [cm]

$t = 150$ [cm]

(análisis para 1 m de ancho)

Espeor de zapata

$M_u = 195.86$ [ton-m]

$f_r = 33$ [kgf/cm²]

$S = 375,000$ [cm³]

$1.2 M_{cr} = 150.01$ [ton-m]

$4/3 M_u = 261.15$ [ton-m]

$M_{min} = 150.01$ [ton-m]

$M_{diseño} = 195.86$ [ton-m]

barra # **8**

Φ barra = **2.54** [cm]

$d = 141.23$ [cm]

Calculo del acero requerido:

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

$a = 6.63$ [cm]

$$A_s = \frac{0.85 f'_c a b}{f_y}$$

$A_s = 37.57$ [cm²/m]

$\beta_1 = 0.850$

$c/d = 0.055$

#	db cm	As cm ²
3	0.95	0.71
4	1.27	1.29
5	1.59	2.00
6	1.91	2.84
8	2.54	5.10
11	3.58	10.06
18	5.73	25.81

Colocamos: # **8** @ **15** [cm] +

8 @ **15** [cm]

As barra 1 = **5.10** [cm²]

As barra 2 = **5.10** [cm²]

As = **68.00** [cm²/m] **OK!**



3. ARMADURA PRINCIPAL EN LA PUNTERA

Recubrimiento:

C° en contacto con el terreno **7.50 [cm]**

$$f'c = 280 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4,200 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$E_s = 2,000,000 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\phi = 0.90$$

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

(análisis para 1 m de ancho)

$$M_u = 101.07 \text{ [ton-m]}$$

$$f_r = 33 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$S = 375,000 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$1.2 M_{cr} = 150.01 \text{ [ton-m]}$$

$$4/3 M_u = 134.76 \text{ [ton-m]}$$

$$M_{min} = 134.76 \text{ [ton-m]}$$

$$M_{diseño} = 134.76 \text{ [ton-m]}$$

$$\text{barra \#} = 8$$

$$\Phi \text{ barra} = 2.54 \text{ [cm]}$$

$$d = 141.23 \text{ [cm]}$$

Calculo del acero requerido:

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

$$a = 4.53 \text{ [cm]}$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c a b}{f_y}$$

$$A_s = 25.66 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$\beta_1 = 0.850$$

$$c/d = 0.038$$

#	db cm	As cm ²
3	0.95	0.71
4	1.27	1.29
5	1.59	2.00
6	1.91	2.84
8	2.54	5.10
11	3.58	10.06
18	5.73	25.81

Colocamos: # **8** @ **15 [cm]**

$$A_s \text{ barra} = 5.10 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_s = 34.00 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

OK!

ARMADURA SECUNDARIA

1 REFUERZO TRANSVERSAL EN ZAPATA

$$\begin{aligned} f_y &= 60 \text{ [ksi]} \\ b &= 331 \text{ [in]} \\ h &= 59 \text{ [in]} \end{aligned}$$

$$A_s \geq \frac{1.30bh}{2(b+h)f_y}$$

AASHTO LRFD 5.10.8.1

$$\begin{aligned} A_s \text{ temp} &= 0.54 \text{ [in}^2\text{/ft]} \\ A_s \text{ temp} &= 11.49 \text{ [cm}^2\text{/m]} \end{aligned}$$

en cada cara y en cada direccion

El area de acero de temperatura debe cumplir:

$$2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \leq A_s \leq 12.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

AASHTO LRFD 5.10.8.2

$$\begin{aligned} A_s \text{ temp} &= 11.49 \text{ [cm}^2\text{/m]} \\ s \text{ max} &= 30 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

Colocamos: # 8 @ 20 [cm] $s < s \text{ max}$ OK

$$\begin{aligned} A_s \text{ barra} &= 5.10 \text{ [cm}^2\text{]} \\ A_s &= 25.50 \text{ [cm}^2\text{/m]} \end{aligned}$$

OK

#	db [cm]	As [cm ²]
3	0.95	0.71
4	1.27	1.29
5	1.59	2.00
6	1.91	2.84
8	2.54	5.10
11	3.58	10.06

2 REFUERZO VERTICAL EN INTRADOS DE PANTALLA

$$\begin{aligned} f_y &= 60 \text{ [ksi]} \\ b &= 315 \text{ [in]} \\ h &= 47 \text{ [in]} \end{aligned}$$

$$A_{st} \geq \frac{1.30bh}{2(b+h)f_y}$$

AASHTO LRFD 5.10.8.1

$$\begin{aligned} A_s \text{ temp} &= 0.45 \text{ [in}^2\text{/ft]} \\ A_s \text{ temp} &= 9.42 \text{ [cm}^2\text{/m]} \end{aligned}$$

en cada cara y en cada direccion

El area de acero de temperatura debe cumplir:

$$2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \leq A_s \leq 12.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

AASHTO LRFD 5.10.8.2

$$\begin{aligned} A_s \text{ temp} &= 9.42 \text{ [cm}^2\text{/m]} \\ s \text{ max} &= 30 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

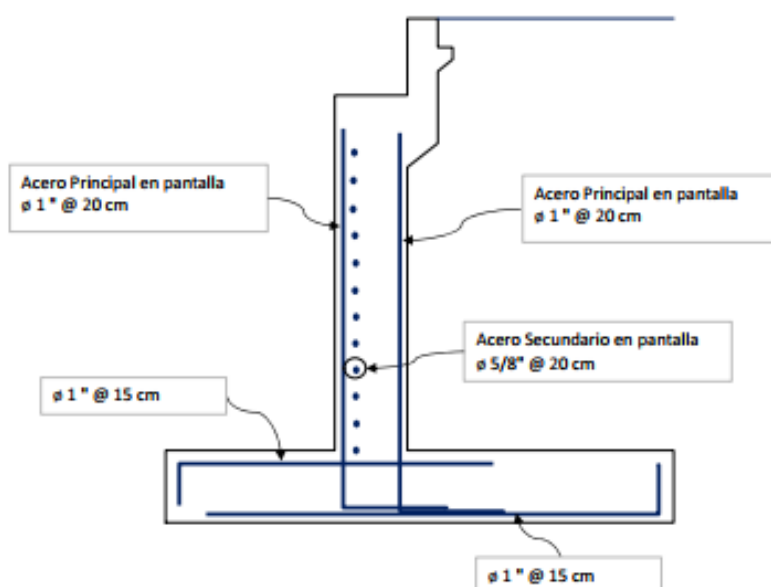
Colocamos: # 5 @ 20 [cm] $s < s \text{ max}$ OK

$$\begin{aligned} A_s \text{ barra} &= 2.00 \text{ [cm}^2\text{]} \\ A_s &= 10.00 \text{ [cm}^2\text{/m]} \end{aligned}$$

OK

#	db [cm]	As [cm ²]
3	0.95	0.71
4	1.27	1.29
5	1.59	2.00
6	1.91	2.84
8	2.54	5.10
11	3.58	10.06

ARMADURA EN ESTRIBO



Deflexiones y Contraflechas

1.- Propiedades de los materiales

L1=	25.00	[m]
L2=	30.00	[m]
f _c =	350.00	[kg/cm ²]
f _y =	4200.00	[kg/cm ²]
γ _c =	2.50	[ton/m ³]
E _{ci} =	250998.01	[kg/cm ²]

2.- Revisión de deflexiones y contraflechas Luz 1

etapa de transferencia (contraflecha)

$$\Delta_c = -\Delta_{preesf} + \Delta_{DC}$$

contraflecha debido al preesfuerzo 0.1 L

P _i =	1529276.16	[kg/cm ²]
e=	79.900	[cm]
I _{simple} =	112653821.33	[cm ⁴]

$$\Delta_{preesf} = \frac{1}{8} * \frac{p_l * e * L^2}{E_{ci} * I_{simple}}$$

$$\Delta_{preesf} = -33.76 \quad [\text{mm}]$$

contra flecha debido al peso DC

$$\text{Peso DC} = 91.360 \quad [\text{kg/cm}]$$

$$\Delta_{DC} = \frac{5}{384} * \frac{w_p * L^4}{E_{ci} * I_{simple}}$$

$$\Delta_{DC} = 16.43 \quad [\text{mm}]$$

contra flecha debido al peso DW

$$\text{Peso DW} = 25.080 \quad [\text{kg/cm}]$$

$$\Delta_{DW} = \frac{5}{384} * \frac{w_p * L^4}{E_{ci} * I_{simple}}$$

$$\Delta_{DW} = 4.51 \quad [\text{mm}]$$

deflexiones finales

$$\Delta_{preesf} = -33.76 \quad [\text{mm}]$$

$$\Delta_{DC} = 16.43 \quad [\text{mm}]$$

$$\Delta_{contraf} = -17.33 \quad [\text{mm}]$$

$$\Delta_{DW} = 4.51 \quad [\text{mm}]$$

$$\Delta_{LL_IM} = 5.02 \quad [\text{mm}]$$

$$\Delta_f = -\Delta_{contraf} + (\Delta_{DW}) + \Delta_{LL_IM}$$

$$\Delta_f = 26.86 \quad [\text{mm}]$$

Verificación de deflexión por carga viva

$$\Delta_{max} = \frac{L}{800} \quad \text{AASHTO LRFD 2.5.2.6.2}$$

para la Luz 1:

$$\Delta_{max} = 31.25 \quad [\text{mm}] \quad \text{OK!}$$

3.- Revisión de deflexiones y contraflechas Luz 2

etapa de transferencia (contraflecha)

$$\Delta_c = -\Delta_{preesf} + \Delta_{DC}$$

contraflecha debido al preesfuerzo 0.5 L

$$P_i = 1529276.16 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$e = 79.900 \quad [\text{cm}]$$

$$I_{simple} = 112653821.33 \quad [\text{cm}^4]$$

$$\Delta_{preesf} = \frac{1}{8} * \frac{P_i * e * L^2}{E_{ci} * I_{simple}}$$

$$\Delta_{preesf} = -48.61 \quad [\text{mm}]$$

contra flecha debido al peso DC

$$\text{Peso DC} = 91.360 \quad [\text{kg/cm}]$$

$$\Delta_{DC} = \frac{5}{384} * \frac{w_p * L^4}{E_{ci} * I_{simple}}$$

$$\Delta_{DC} = 34.08 \quad [\text{mm}]$$

contra flecha debido al peso DW

$$\text{Peso DW} = 25.080 \quad [\text{kg/cm}]$$

$$\Delta_{DW} = \frac{5}{384} * \frac{w_p * L^4}{E_{ci} * I_{simple}}$$

$$\Delta_{DW} = 9.35 \quad [\text{mm}]$$

deflexiones finales

$$\Delta_{preesf} = -48.61 \quad [\text{mm}]$$

$$\Delta_{DC} = 34.08 \quad [\text{mm}]$$

$$\Delta_{contraf} = -17.33 \quad [\text{mm}]$$

$$\Delta_{DW} = 9.35 \quad [\text{mm}]$$

$$\Delta_{LL_IM} = 7.90 \quad [\text{mm}]$$

$$\Delta_f = -\Delta_{contraf} + (\Delta_{DW}) + \Delta_{LL_IM}$$

$$\Delta_f = 34.58 \quad [\text{mm}]$$

Verificación de deflexión por carga viva

$$\Delta_{max} = \frac{L}{800} \quad \text{AASHTO LRFD 2.5.2.6.2}$$

para la Luz 2:

$$\Delta_{max} = 37.50 \quad [\text{mm}] \quad \text{OK!}$$



A.5. PLANOS

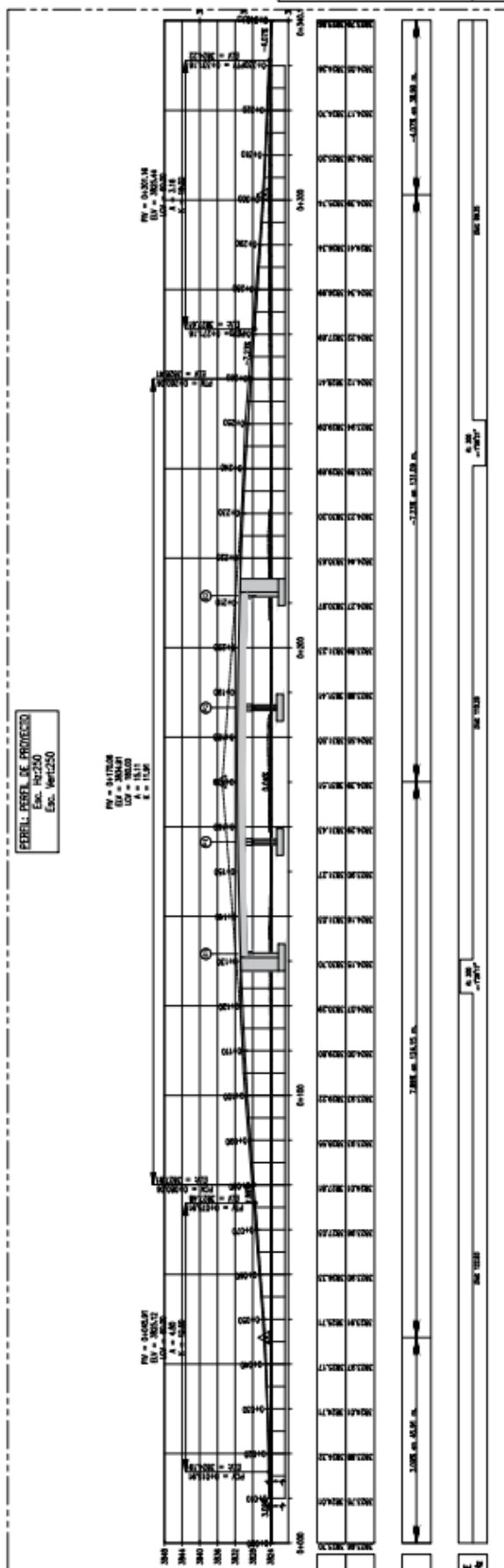


"OFICINA DE INVESTIGACIÓN"

PL-01



ELEMENTOS DE CUENCA CIRCULAR CON ESPALDA



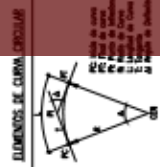
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS-TENSADO ENTRE LA AVENIDA ORONVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA*

[illegible]

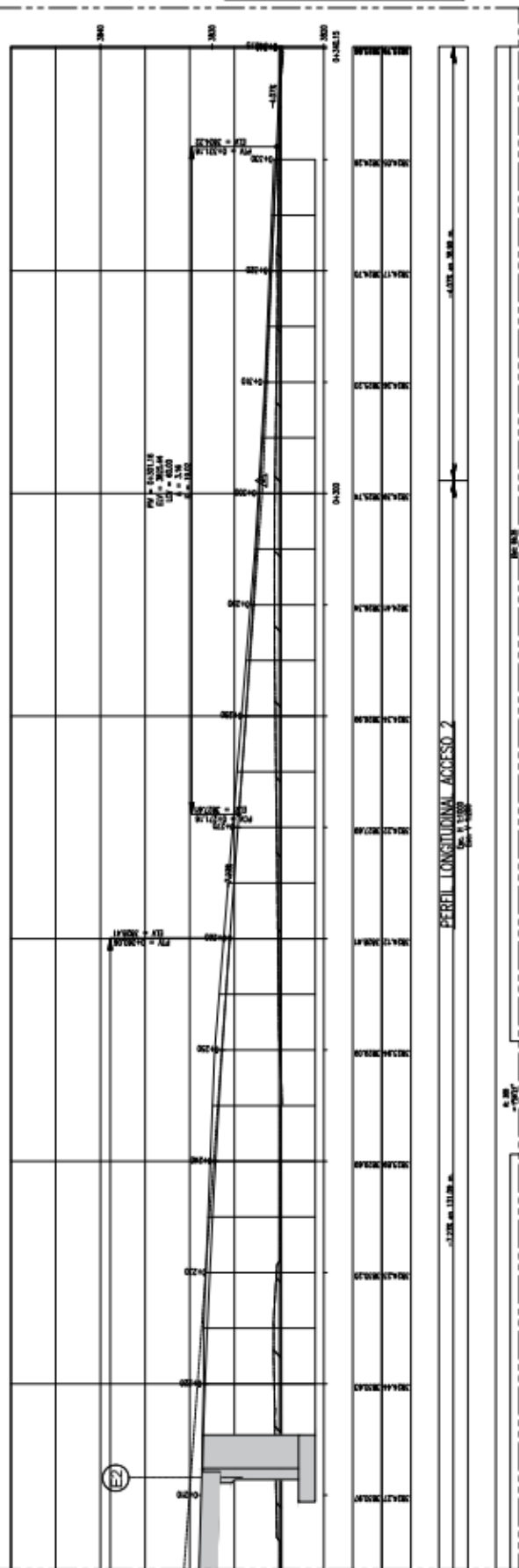
UNIVERSIDAD ANDINA
NESTOR CACERES VELASQUEZ
FACULTAD DE INGENIERIAS Y CIENCIAS PURAS
ESUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



1



STUDENTS OF THE NEW YORK STATE BAR EXAMINATION

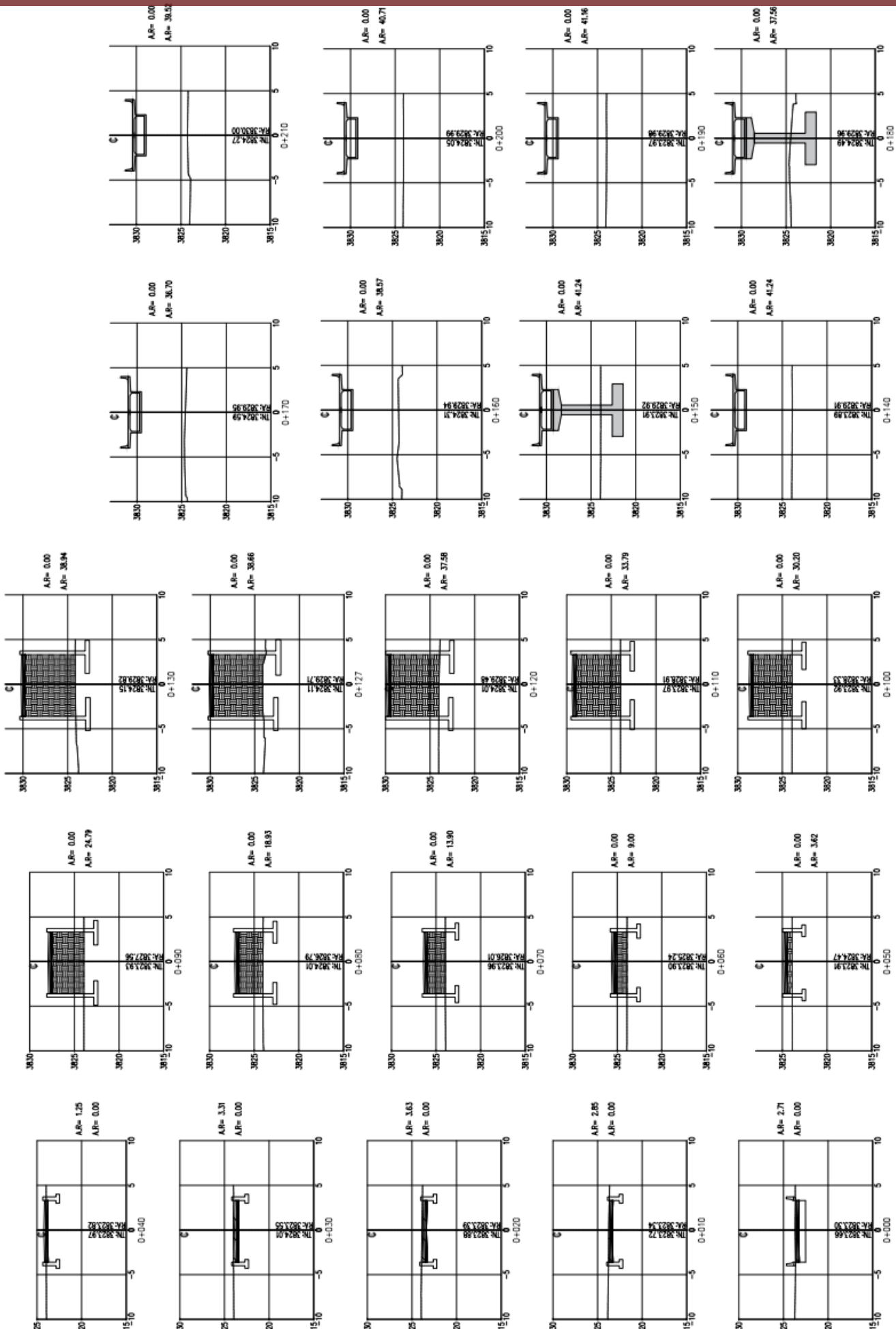


PUENTE TIPO VIGA CAJON
PERFIL LONGITUDINAL DE ACC

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS-TENSADO ENTRE LA AVENIDA ORGANIZACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA

UNIVERSIDAD ANDINA
NESTOR CÁCERES VELASQUEZ
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL





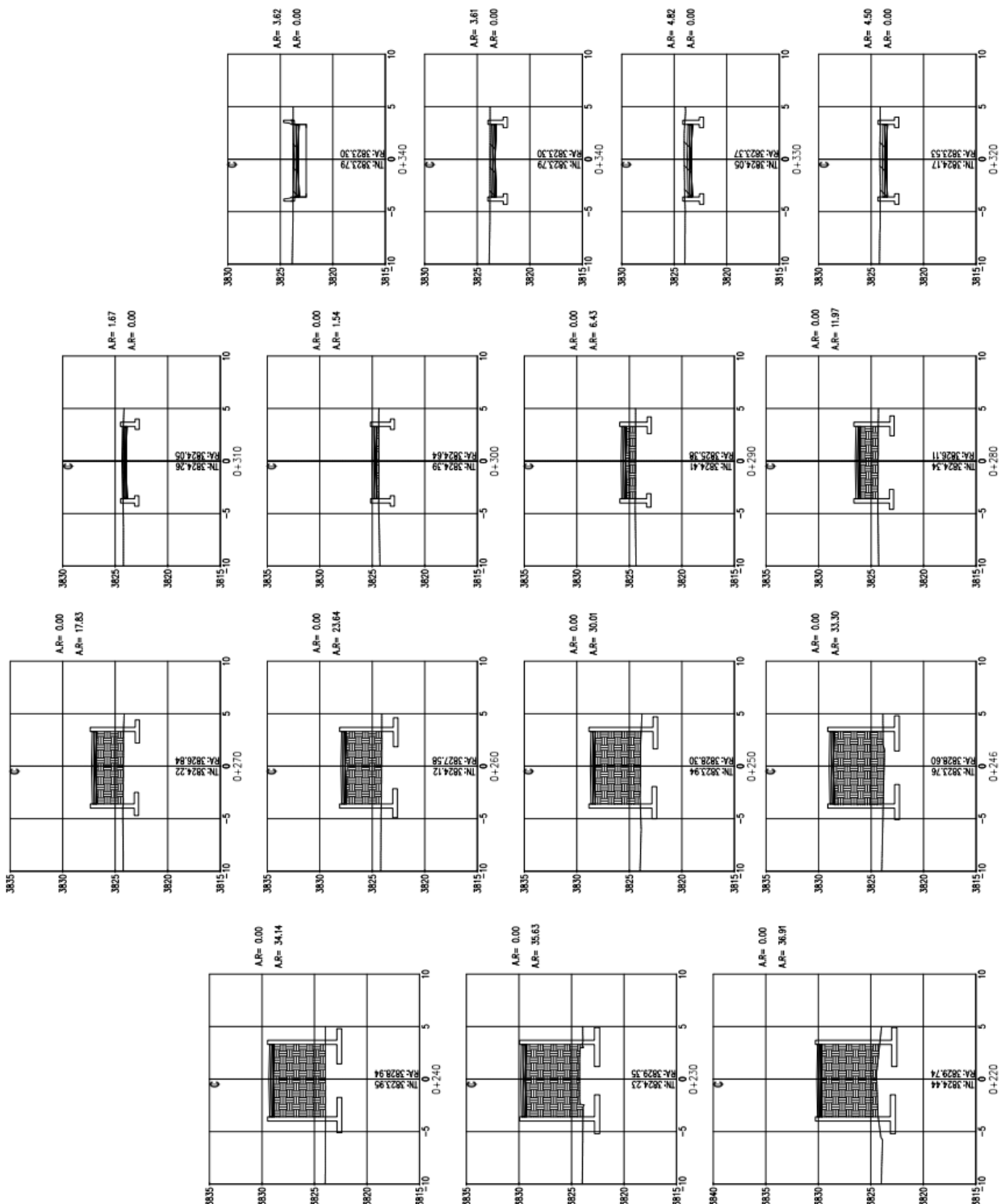
PUENTE TIPO VIGA CAJON
SECCIONES TRANSVERSALES

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCION VIGA CAJON UNICELULAR
POS-TENSADO ENTRE LA AVENIDA CIRCONVALACION ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA

UNIVERSIDAD ANDINA
NESTOR CERDAS VELASQUEZ
FACULTAD DE INGENIERIAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

UNIVERSIDAD ANDINA
NESTOR CERDAS VELASQUEZ
FACULTAD DE INGENIERIAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL







NOTAS:
1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.
2. Las elevaciones en metros sobre el nivel del mar (msnm) se indican en los planos.
3. Escalas indicadas son para planos en formato A2.
Para planos en formato A1 las escalas son el 50% de los valores indicados.

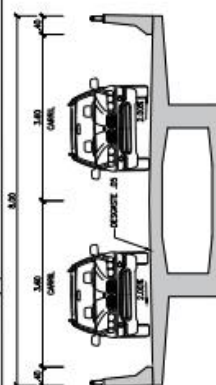
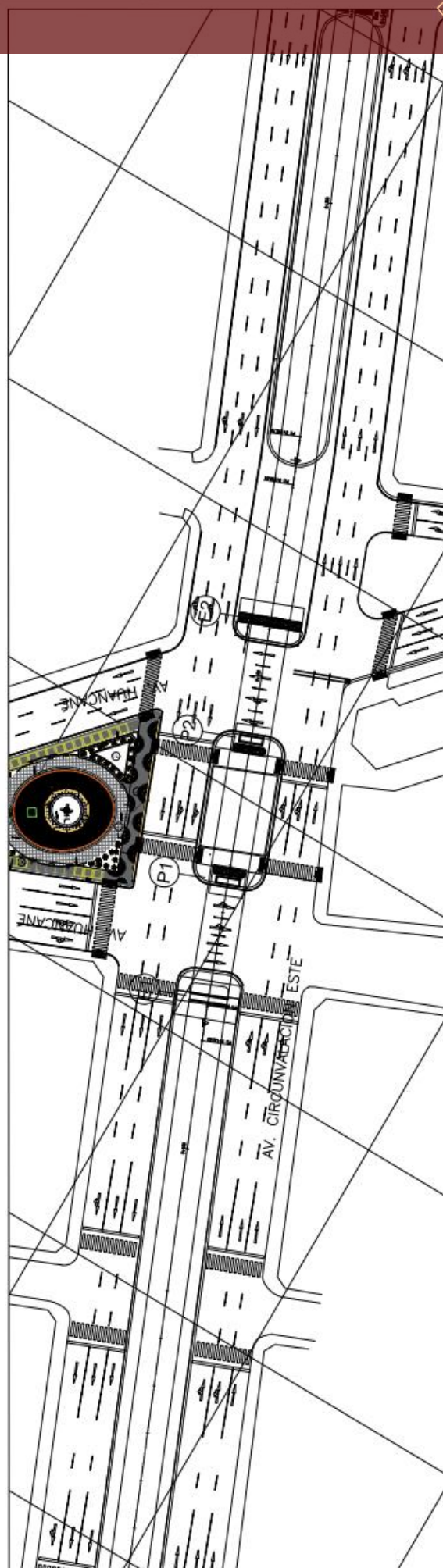
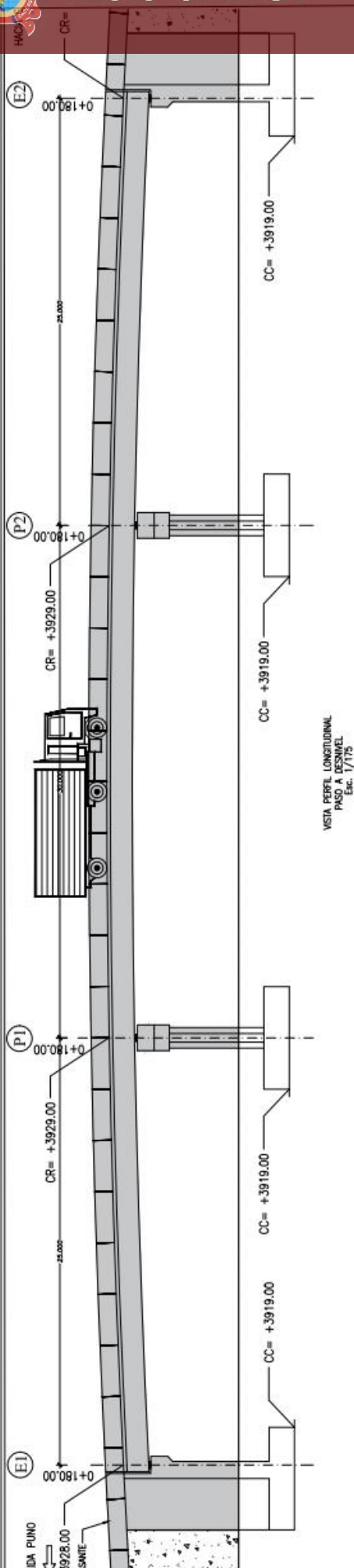
PUENTE TIPO VIGA CAJON
PLANO GENERAL

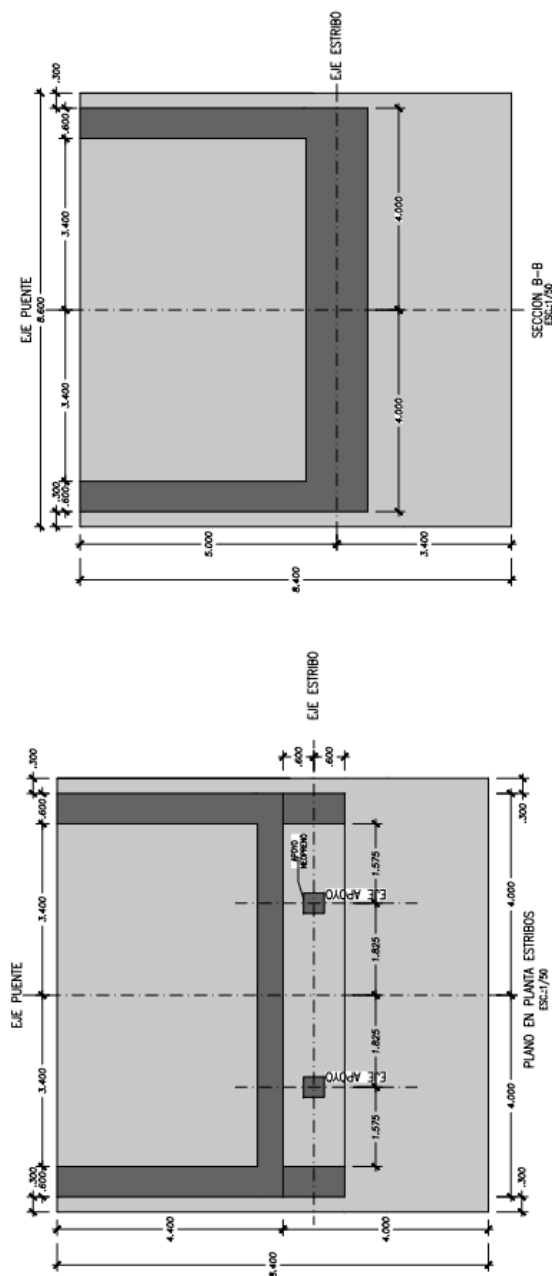
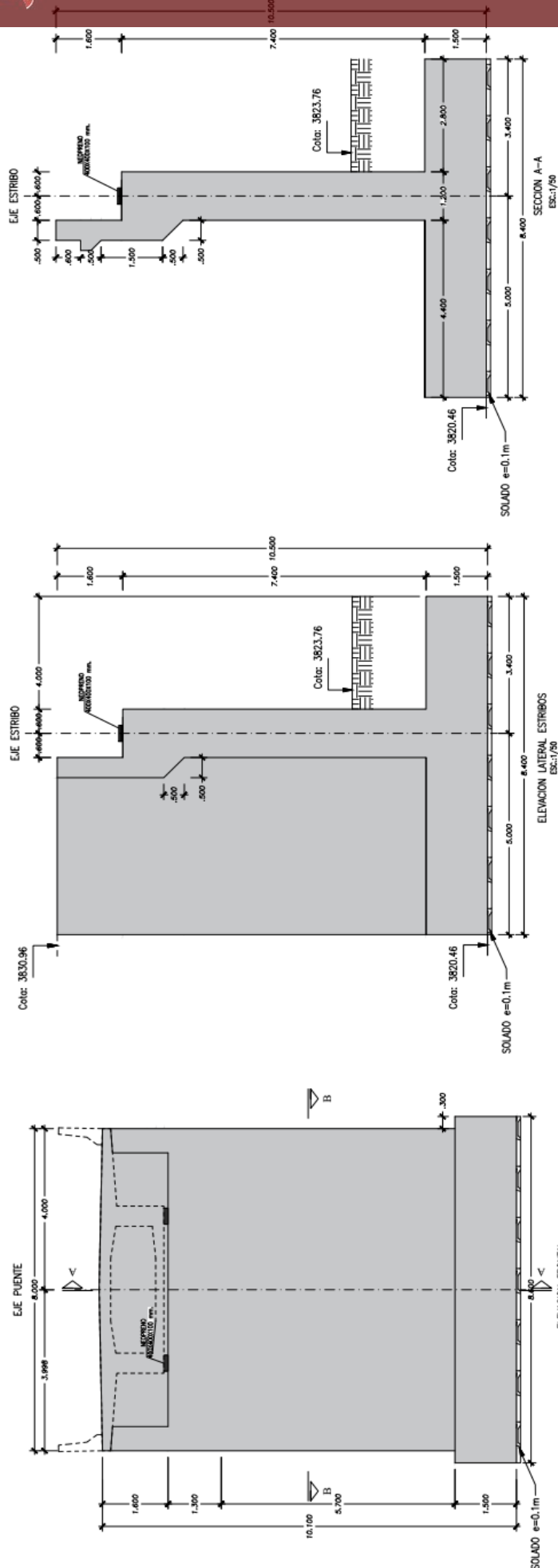
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJON
UNICELULAR POS-TENSADO ENTRE LA AVENIDA CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA
HUANCANE-JULIACA"

UNIVERSIDAD ANDINA
NESTOR CACERES VELASQUEZ
FACULTAD DE INGENIERIAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



E01





NOTAS:
1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.
2. Niveles en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.)
3. Escalas indicadas son para planos en formato A2.
Para planos en formato A1 las escalas son el 50% de los valores indicados.

UNIVERSIDAD ANDINA
NESTOR CÁCERES VELÁSQUEZ
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCION VIGA CAJON UNICELULAR POS-TENSADO ENTRE LA AVENIDA CIRCUNVALACION ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA

PLANO
PUENTE TIPO VIGA CAJON
ESTRIBOS - GEOMETRIA

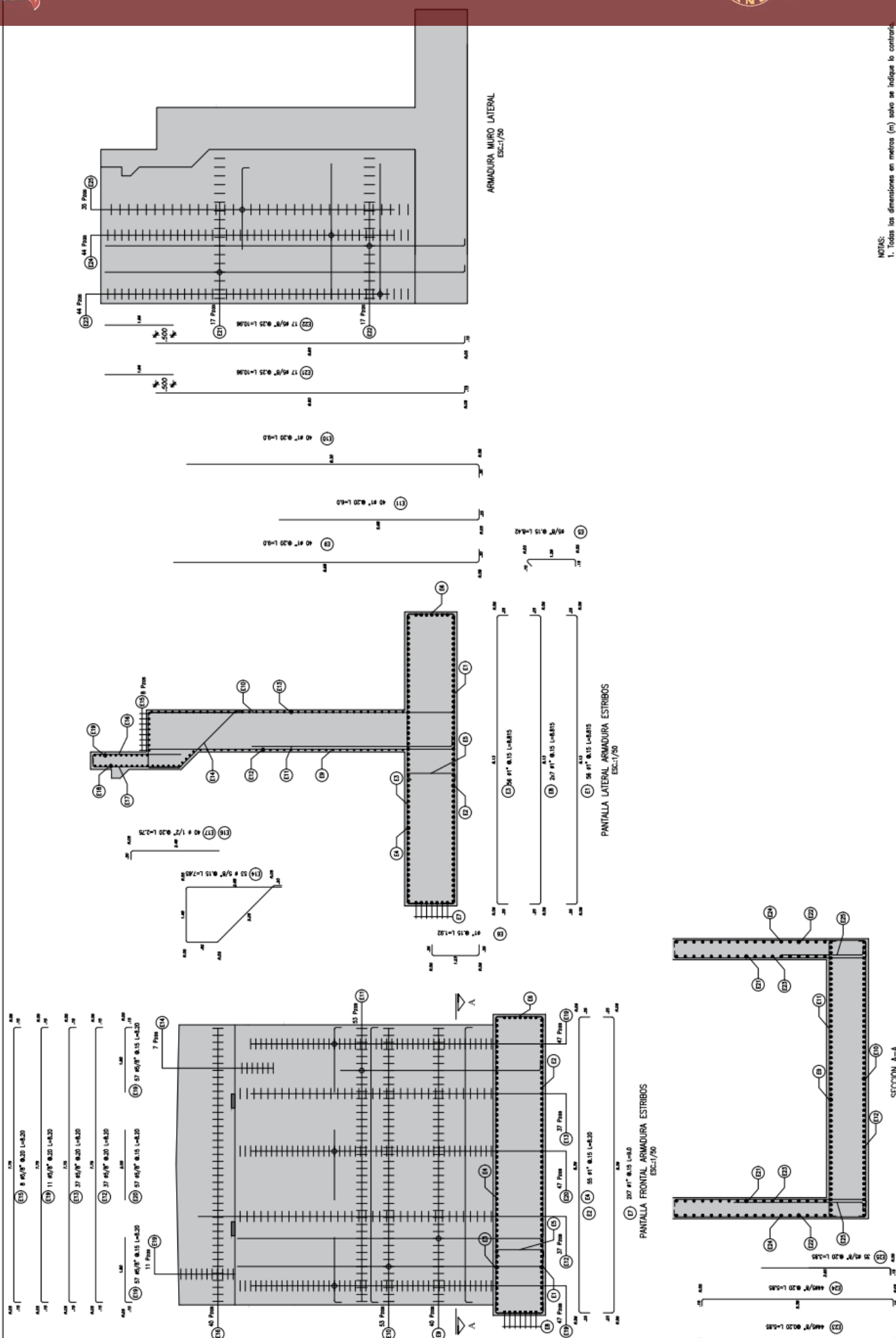
ESCALA:
FECHA:
CONGEO:

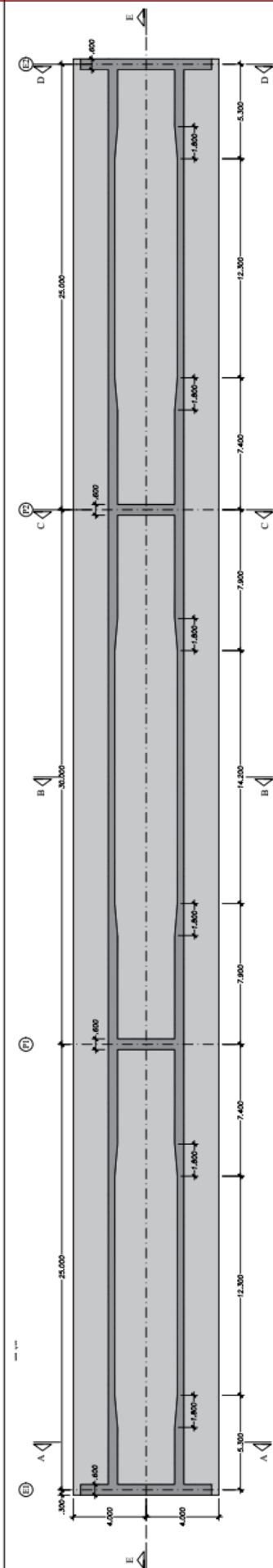
E-02



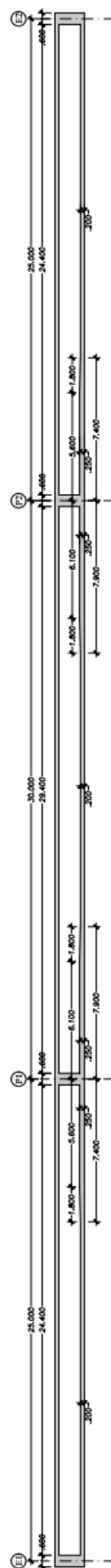
VOTAS:

- NOTAS:
1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.
 2. Niveles en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m).
 3. Escalas indicadas son para planos en formato A2.
Para planos en formato A1 las escalas son el 50% de los valores.

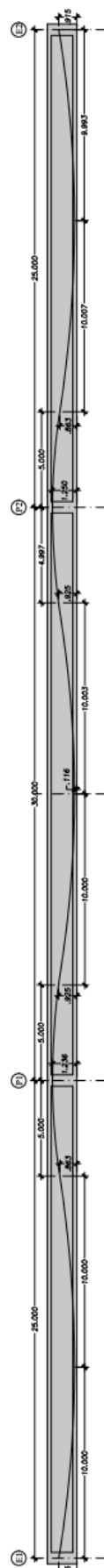




EN PLANTA DEL TABLERO
Esc. 1/175



CORTE LONGITUDINAL DEL TABLERO
SECCION: E-E
Esc. 1/175

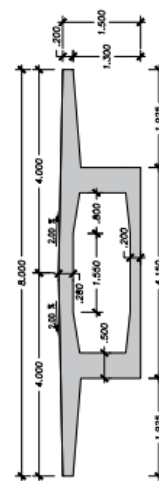


PERFIL DEL TENDON
Esc. 1/175

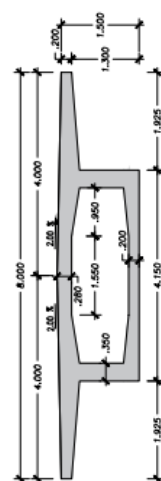
COORDENADAS DE LOS CABLES

CABLE		COORDENADAS DE LOS CABLES																																CABLE 12700 VARIAS		LONGITUD (m)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
DIREC																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
	Nro.	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	24.00	25.00	26.00	27.00	28.00	29.00	30.00	31.00	32.00	33.00	34.00	35.00	36.00	37.00	38.00	39.00	40.00																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
	X (m)	91.5	78.3	62.7	50.8	40.3	31.6	24.4	18.8	14.8	12.4	11.6	12.3	14.6	18.3	23.5	30.3	38.5	48.2	59.4	72.1	86.3	99.7	110.2	117.6	122.1	123.6	122.4	118.6	112.4	103.7	92.5	78.8	64.7	52.3	41.5	32.3	24.9	19.1	14.9	12.4	11.6																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
	Y (m)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										</

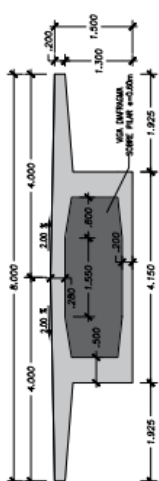
Nota: Se toma la distancia "Y" desde la base de la viga.



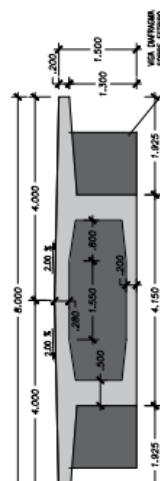
SECCION A-A
Esc. 1/75



SECCION B-B
Esc. 1/75



SECCION C-C
Esc. 1/50

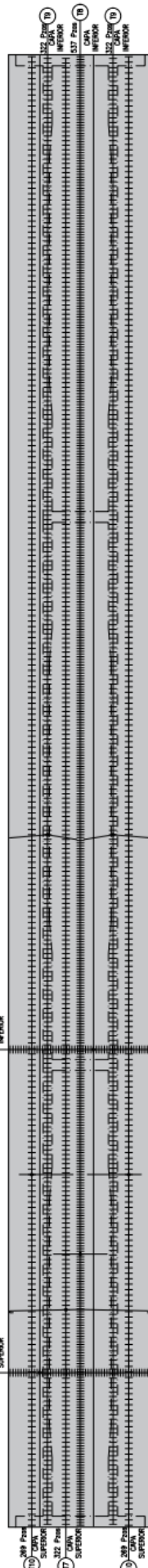
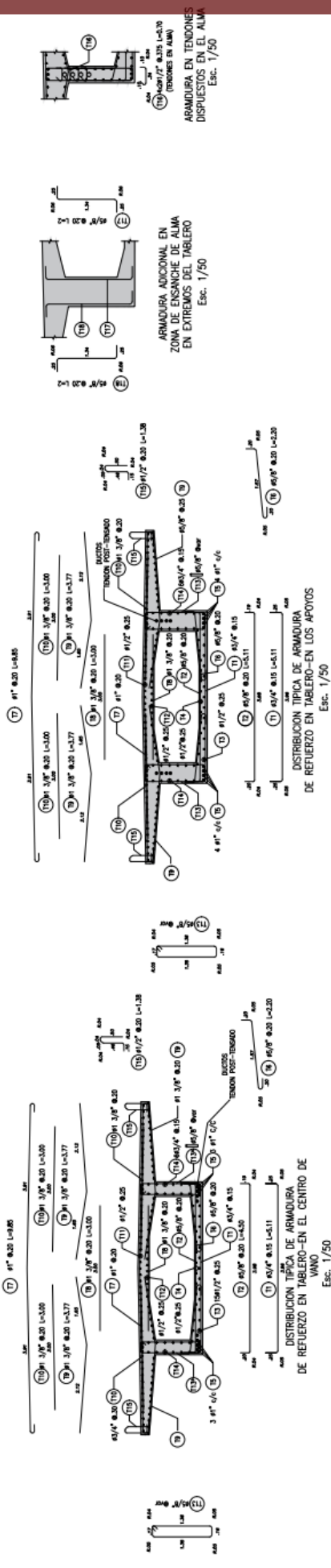


SECCION D-D
Esc. 1/50

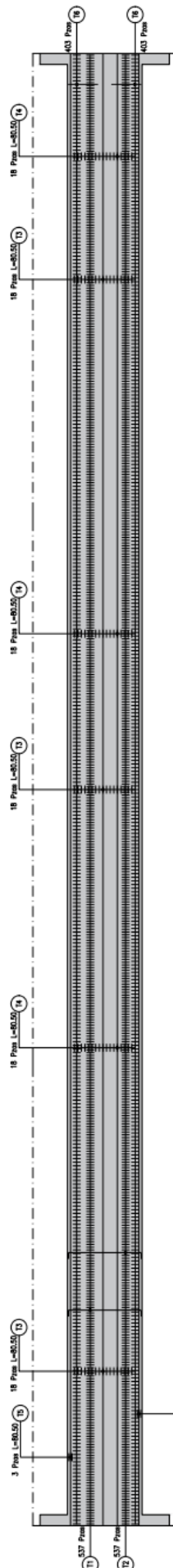
- NOTAS DE POST-TENSIONADO:**
1. CARACTERÍSTICAS DE POST-TENSIONADO ASUMIDAS PARA DISEÑO:
VALOR DE TENDON LONGITUDINAL
VALOR DE TENDON PARA LA INSTALACION DE LOS TENDONES DEBEN SER DE METAL CORROSIVOS Y GALVANIZADOS
COEFICIENTE DE FRICCION DE CURVATURA : 0.25
COEFICIENTE DE FRICCION OSCILANTE : 0.002 rad/m
ASIENTO DE CUNA : 6 mm
EL ACERO DE POST-TENSIONADO DEBE DE AJUSTARSE A LA NORMA ASTM A416, BAA
RELACION, CON 7 ALAMBRES POR CADA RESISTENCIA ULTIMA GARANTIZADA F_{pu} = 1860 MPa
 2. UNA RESISTENCIA MANERA DE COMPRESION F_{cd} = 200 kg/cm² DEBE DE SER OBTENIDA EN EL CONCRETO ANTES DE APLICAR EL PRESFUERZO.
 3. LOS TENDONES SERAN TENDONES EN APARTE INDEPENDIENTE CON RESPECTO A LA LINEA CENTRAL DEL PUNTO DE TENSIONADO.
 4. LOS TENDONES SERAN TENDONES DESDE LOS DOS EXTREMOS, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
 5. LAS UNIDADES DE CONSTRUCCION ENTRE LOS SEGMENTOS VACIADOS "n" SERAN DEBEN TENER UNA RUGOSIDAD DE 6mm

- NOTAS:**
1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.
 2. Niveles en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.)
 3. Escalas indicadas son para planos en formato A2.
- Para planos en formato A1 las escalas son el 50% de las valores indicadas.

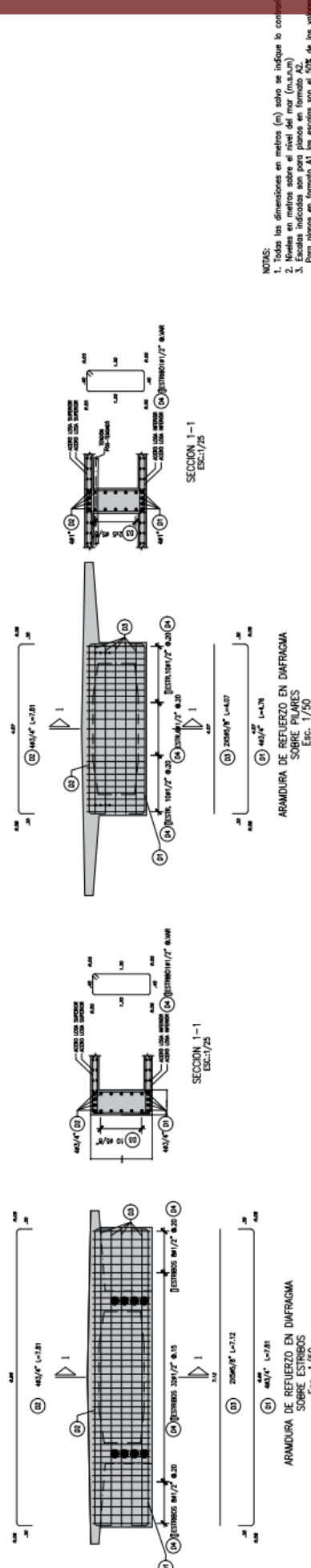




ARMADURA DE REFUERZO EN TABLERO - LOSA SUPERIOR



ARMADURA DE REFUERZO EN TABLERO - LOSA INFERIOR



NOTAS:
1. Todas las dimensiones en metros (m) solo se indique lo contrario.
2. Niveles en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.)
3. Escalas indicadas son para planos en formato A2.
Para planos en formato A1 las escalas son el 50% de las valores indicados.

UNIVERSIDAD ANDINA
NESTOR CÁCERES VELASQUEZ
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCIÓN VIGA CAJON UNICELULAR POS-TENSADO ENTRE LA AVENIDA CIRCUNVALACION ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA

PUENTE TIPO VIGA CAJON
TABLERO - ARMADURA

PLANO:

EDICIÓN: 01
FECHA: JUNIO 2024
CÓDIGO: E-05





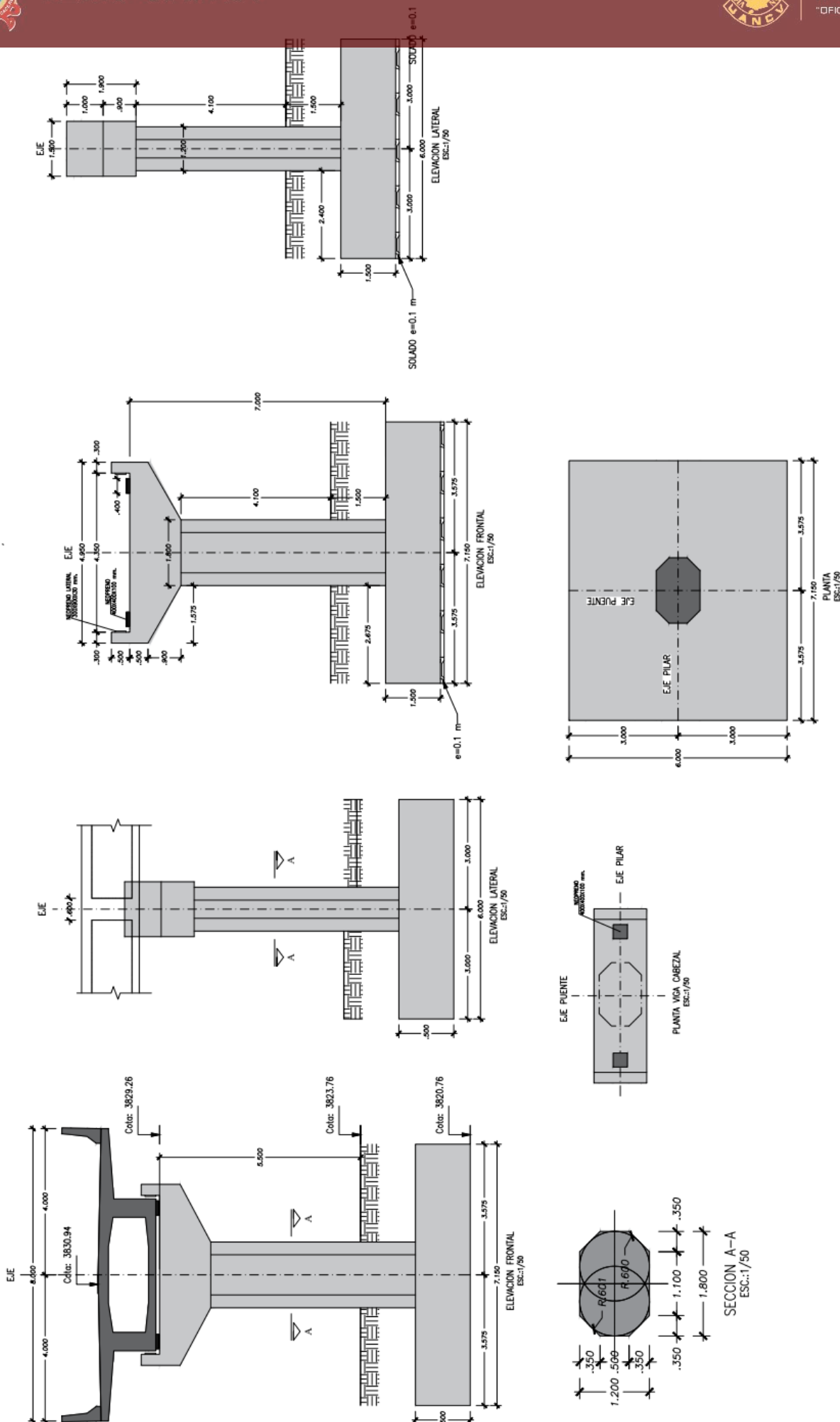
NOTAS:
1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.
2. Niveles en metros sobre el nivel del mar (msnm).
3. Escalas indicadas son para planos en formato A2.
Para planos en formato A1 las escalas son el 50% de las valores indicados.

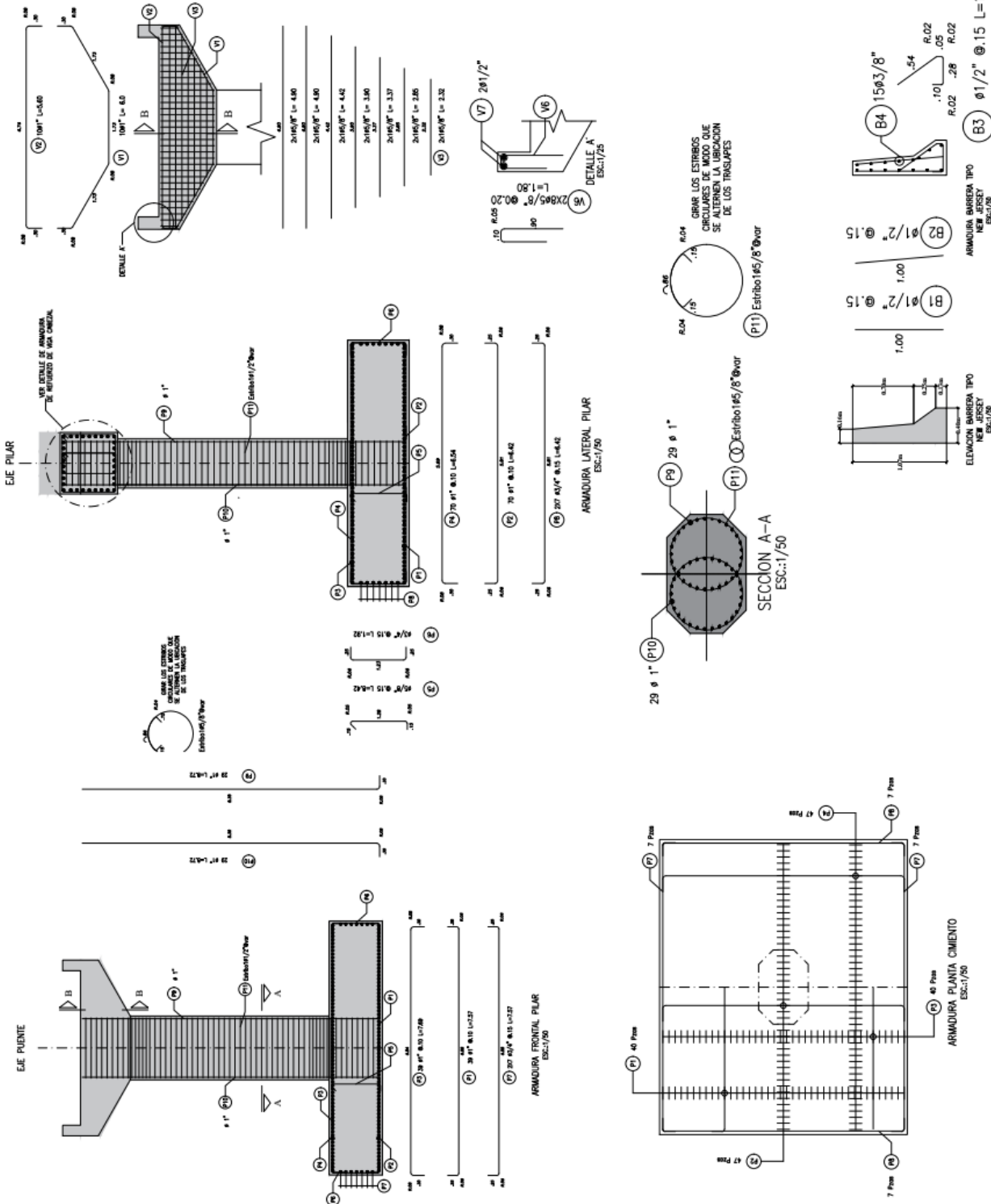
FECHA: 2024
FECHA: 2024
CODIGO: E-06

PROYECTO: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCION VIGA CAJON UNICELULAR POS-TENSADO ENTRE LA AVENIDA CIRCUVIALACION ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA

UNIVERSIDAD: UANCV
REGION: PASO
PROYECTO: PASO
DISEÑO: PASO
DISEÑO: PASO

UNIVERSIDAD ANDINA
NESTOR CACERES VELASQUEZ
FACULTAD DE INGENIERIAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL





NOTAS:

1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.
2. Niveles en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.).
3. Escalas indicadas son para planos en formato A2.

Pero planos en formato A1 las escalas son el 50% de las indicadas.

PROYECTO: PUENTE TIPO VIGA CAJON
ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCION VIGA CAJON UNICELULAR POS-TENSADO ENTRE LA AVENIDA CIRCUNVALACION ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA"

PROYECTISTA: NESTOR CACERES VELASQUEZ
REVISOR: DAN ROMAN
DISEÑADOR: DAN ROMAN
AUTORIZADO: DAN ROMAN

UBICACION: REGION: CACERES
PROYECTO: PUENTE TIPO VIGA CAJON
DISEÑO: DAN ROMAN
AUTORIZADO: DAN ROMAN

UNIVERSIDAD ANDINA
NESTOR CACERES VELASQUEZ
FACULTAD DE INGENIERIAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



PROYECTO: PUENTE TIPO VIGA CAJON
ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON SECCION VIGA CAJON UNICELULAR POS-TENSADO ENTRE LA AVENIDA CIRCUNVALACION ESTE CON AVENIDA HUANCANE-JULIACA"

PROYECTISTA: NESTOR CACERES VELASQUEZ
REVISOR: DAN ROMAN
DISEÑADOR: DAN ROMAN
AUTORIZADO: DAN ROMAN

ANEXO 1
FORMULARIO DE AUTORIZACIÓNAUTORIZACIÓN PARA LA INCORPORACIÓN DE LOS
TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN
EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL UANCVFormato digital ☐Fecha de entrega: 28/08/24

1. Datos del autor (es):

Nombres y Apellidos: WILLIAM JOEL VEGA SURICHAQUI
Dirección: Jr. SINCHI ROCA N° 252
DNI/Carné de Extranjería/Pasaporte N°: 46998594
Teléfono: 967 580850 email: j19.22334455@gmail.com

Nombres y Apellidos: _____
Dirección: _____
DNI/Carné de Extranjería/Pasaporte N°: _____
Teléfono: _____ email: _____

Facultad y/o Escuela de Posgrado: INGENIERIAS Y CIENCIAS PURAS
Escuela Profesional o Mención: INGENIERIA CIVIL
Título o Grado Académico a optar: INGENIERO CIVIL
Asesor: Dr. EFRAIN PARILLO SOSA

Esta obra se encuentra dentro de las siguientes denominaciones:

Trabajo de Investigación ☐ Tesis ☒ Trabajo de Suficiencia Profesional ☐ Trabajo Académico ☐

Título: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PASO A DESNIVEL CON
SECCIÓN VIGA CAJÓN UNICELULAR POS-TENSADO EN LA AVENIDA
CIRCUNVALACIÓN ESTE CON AVENIDA HUANCANÉ - JULIACA

Palabras claves, (3 a 5 términos): PASO A DESNIVEL, ANÁLISIS ESTRUCTURAL, CONCRETO POSTENSADO¿Esta obra se desarrolló en la UANCV ^{1, 2}?2

¹ Indicar si su producción intelectual ha empleado recursos tales como, instalaciones, laboratorios, insumos, equipos, bases de datos, asesoría técnica por parte del personal de la UANCV, financiamiento, entré otros relacionados.

² Si su producción intelectual se desarrolló en la UANCV totalmente o parcialmente, deberá autorizar el depósito en el Repositorio de manera obligatoria.



2. Referencia de tesis:

☐ Bachiller ☒ Título ☐ 2da Especialidad ☐ Maestría ☐ Doctorado

3. Licencias:

a) Licencia estándar:

Bajo los siguientes términos, autorizo el depósito de mi tesis en el Repositorio Digital de la UANCV.

Con la autorización de depósito de mi producción intelectual, otorgo a la Universidad Andina "Néstor Cáceres Velásquez" una licencia no exclusiva para reproducir, distribuir, comunicar al público, transformar (únicamente mediante su traducción a otros idiomas) y poner a disposición del público mi producción intelectual (incluido el resumen), en formato físico o digital, en cualquier medio, conocido o por conocerse, a través de los diversos servicios por la Universidad, creados o por crearse, tales como el Repositorio Digital de tesis UANCV, colección de producción intelectual, entre otros, en el Perú y en el extranjero por el tiempo y veces que considere necesarias, y libres de remuneraciones.

En virtud de dicha licencia, la Universidad Andina "Néstor Cáceres Velásquez" podrá reproducir mi producción intelectual en cualquier tipo de soporte y en más de un ejemplar, sin modificar su contenido, solo con propósitos de seguridad, respaldo y preservación.

Declaro que la producción intelectual es una creación de mi autoría y exclusiva titularidad, coautoría con titularidad compartida, y me encuentro facultado a conceder la presente licencia y, asimismo, garantizo que dicha producción intelectual no infringe derechos de autor de terceras personas.

La Universidad Andina "Néstor Cáceres Velásquez" consignará el nombre del y/o los autor(es) de la producción intelectual, y no le hará ninguna modificación más que la permitida en la licencia.

Autorizo su publicación (marque con una X)

- ☒ Sí, autorizo que se deposite inmediatamente.
- ☐ Sí, autorizo que se deposite a partir de la fecha (d/m/a): _____
- ☐ No autorizo.

b) Licencia CREATIVE COMMONS 4.0 INTERNACIONAL:

Si usted concede una licencia CREATIVE COMMONS sobre su producción intelectual, mantiene la titularidad de los derechos de autor de esta y, a la vez, permite que otras personas puedan reproducirla, comunicarla al público y distribuir ejemplares de esta, bajo las condiciones siguientes:

¿Quiere permitir usos comerciales de su producción intelectual?

Sí: significa que usted permite la reproducción, distribución y comunicación pública de la producción intelectual incluso con fines comerciales.

No: significa que usted permite la reproducción, y comunicación pública de la producción intelectual, pero sin fines comerciales.

- ☐ Sí autorizo
- ☒ No autorizo



Jurisdicción de su Licencia

Todas las licencias CREATIVE COMMONS son de ámbito mundial, sin embargo, usted puede elegir entre la opción "internacional" o una adaptada a su jurisdicción, como para el caso peruano.

La opción "internacional" emplea el lenguaje y la terminología de los tratados internacionales; en cambio, la adaptada a su jurisdicción, recoge las particularidades de la legislación peruana.

En consecuencia, la opción "internacional" goza de una mayor eficacia a nivel mundial, gracias a que tiene jurisdicción neutral. Mientras que la opción adaptada a la jurisdicción del Perú goza de una mayor eficacia ante los tribunales peruanos.



Internacional



Nacional

Línea de investigación: TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION P-17

Firma de Autor



huella digital

28 DE AGOSTO DEL 2024

Fecha