

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ**

Escuela de Posgrado



**Protección Sísmica de un Puente Continuo con Aisladores
Sísmicos**

Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería
Civil con mención en Estructuras Sismorresistentes
que presenta:

Ruben Dario Ordoñez Lima

Asesor:

José Alberto Acero Martínez

Lima, 2024

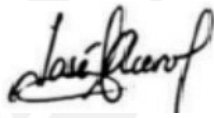
Informe de Similitud

Yo, José Alberto Acero Martínez, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulada(o) Protección Sísmica de un Puente Continuo con Aisladores Sísmicos, de el autor Rubén Darío Ordoñez Lima, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 29 de noviembre del 2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de investigación, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 11 de diciembre del 2024.

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Acero Martínez, José Alberto</u>	
DNI: 29662895	Firma 
ORCID: 0000-0003-4154-9510	

Dedicatoria

La presente tesis la dedico a mis padres y hermanas que siempre me apoyan e impulsan a seguir desarrollándome de manera profesional y personal, sin ellos los retos que asumo no serían posibles.



Agradecimiento

Principalmente quiero agradecer a Dios por darme salud para seguir progresando profesionalmente, sin el Todopoderoso nada sería posible. También agradecer a mi asesor por su inigualable guía en este trabajo, asimismo agradecer a mi familia por siempre brindarme su apoyo desinteresado e incondicional.



Resumen

En Perú, el diseño sísmico de puentes se fundamenta en el método de fuerzas, que emplea conceptos de ductilidad para soportar sismos severos. Sin embargo, esto no garantiza la operatividad del puente, dado que el nivel de daño que puede sufrir es incierto. Por esta razón, es esencial que los puentes cuenten con dispositivos de protección sísmica; entre los más utilizados en el mundo se encuentran los aisladores sísmicos, que aseguran la operatividad del puente ante eventos sísmicos severos. Así, el objetivo de esta tesis es describir el procedimiento adecuado para diseñar la protección sísmica de un puente continuo con aisladores sísmicos, así como su diseño estructural.

La tesis se desarrolló en función de los siguientes conceptos: la descripción del comportamiento estructural de los aisladores sísmicos, la elección y configuración estructural del puente, el análisis estructural del puente con su sistema de aislamiento, el análisis del desplazamiento máximo y la generación de la curva bilineal del aislador en función de las propiedades dinámicas del puente, el diseño y la generación de la curva bilineal del aislador de acuerdo con sus propiedades mecánicas, y el diseño estructural del puente. Este procedimiento es guiado por las normas AASHTO.

Una forma de verificar el procedimiento de diseño de la protección sísmica de un puente es mediante las curvas bilineales de análisis y diseño del aislador, que en esta tesis son similares. Esto valida que el cálculo del desplazamiento máximo del aislador fue correcto. Además, el diseño estructural del puente cumple con los criterios de resistencia y deformación, lo cual se verifica mediante el ratio de demanda frente a capacidad, que es menor a uno.

Abstract

In Peru, the seismic design of bridges is based on the force method, which utilizes ductility concepts to withstand severe earthquakes. However, this approach does not guarantee the operability of the bridge, as the potential level of damage remains uncertain. For this reason, it is essential for bridges to be equipped with seismic protection devices; among the most widely used worldwide are seismic isolators, which ensure the bridge's functionality during severe seismic events. Therefore, the objective of this thesis is to describe the appropriate procedure for designing the seismic protection of a continuous bridge with seismic isolators, as well as its structural design.

This thesis is developed around several key concepts: the characterization of the structural behavior of seismic isolators, the selection and structural configuration of the bridge, the structural analysis of the bridge in relation to its isolation system, the analysis of maximum displacement, and the generation of the isolator's bilinear curve based on the dynamic properties of the bridge. Additionally, it includes the design and generation of the isolator's bilinear curve according to its mechanical properties, along with the structural design of the bridge. This entire process was guided by AASHTO standards.

One way to verify the seismic protection design procedure of a bridge is through the bilinear curves for analysis and design of the isolator, which are similar in this thesis. This validates that the maximum displacement calculation of the isolator was correct. Furthermore, the structural design of the bridge meets the strength and deformation criteria, which is verified through the demand-to-capacity ratio, which is less than one

Índice

Dedicatoria	iii
Agradecimiento	iv
Resumen	v
Abstract	vi
Índice	1
Lista de Tablas	4
Lista de Figuras	5
Introducción	7
1. Generalidades	9
1.1. Planteamiento del Problema	9
1.2. Objetivo General	10
1.3. Objetivo Especifico	10
1.4. Justificación	10
2. Aislamiento Sísmico en Puentes	12
2.1. Flexibilidad	12
2.2. Disipación de Energía	13
2.3. Rigidez Bajo Carga de Servicio	14
3. Aisladores Sísmicos	17
3.1. Tipos de Aisladores Sísmicos	17
3.2. Criterios de Selección de Aisladores Sísmicos	17
3.3. Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo	18
3.4. Ventajas de los Aisladores de Elastoméricos con Núcleo de Plomo	20
4. Descripción General del Puente	22
4.1. Normativa	23
5. Predimensionamiento del Puente	24
5.1. Predimensionamiento del Tablero	24
5.2. Predimensionamiento de Viga Metálica	25
5.2.1. Cálculo del Peralte de la Viga Metálica	26
5.2.2. Cálculo del Ancho de las Alas	26
5.2.3. Cálculo del Espesor del Alma	26
5.2.4. Cálculo del Espesor del Ala	27
5.2.5. Verificación de Proporción	27

5.3. Predimensionamiento del Pilar	28
5.3.1. Cálculo de Diámetro Máximo y Mínimo por Dirección Longitudinal.....	28
5.3.2. Cálculo de Diámetro Mínimo por Dirección Transversal.....	28
5.3.3. Cálculo de Diámetro del Pilar.....	29
5.4. Predimensionamiento de la Viga Cabezal	29
5.4.1. Ancho de la Viga Cabezal	29
5.4.2. Peralte de la Viga Cabezal	29
5.4.3. Sección del Pórtico Viga Cabezal y Pilares.....	30
6. Análisis de Cargas del Puente.....	31
6.1. Carga Permanente - DC	31
6.2. Carga Permanente - DW	32
6.3. Cargas Transitorias	32
6.3.1. Sobrecarga Vehicular LL + IM.....	32
6.3.2. Sobrecarga Vehicular para el Cálculo de Momentos Negativos	35
6.3.3. Carga de Fatiga	35
6.4. Fuerza de Frenado - BR	35
6.5. Carga de Viento - WS.....	36
6.5.1. Velocidad Horizontal del Viento	36
6.5.2. Presión de Viento sobre la Superestructura	37
6.5.3. Carga de Viento sobre la Superestructura.....	38
6.5.4. Carga de Viento sobre la Subestructura.....	39
6.5.5. Presión Vertical del Viento.....	39
6.6. Cargas de Sismo - EQ.....	39
6.6.1. Coeficientes de Aceleración	40
6.6.2. Clases de Sitio.....	40
6.6.3. Factores de Sitio.....	40
6.6.4. Espectro de Diseño	42
6.6.5. Combinación de las Fuerzas Sísmicas	43
6.6.6. Elaboración del Espectro de Diseño	43
7. Modelo Computacional del Puente.....	46
8. Diseño del Aislamiento Sísmico.....	48
8.1. Análisis por el Método Directo Simplificad	50
8.2. Análisis por el Método Multimodal del Puente	55

8.2.1. Configuración del Espectro para el Método Multimodal	55
8.3. Análisis por el Método Tiempo Historia del Puente.....	57
8.3.1. Selección de Acelerogramas	57
8.3.2. Espectro Compatibilización de Acelerogramas	58
8.3.3. Propiedades No Lineales de los Aisladores	59
9.3.4. Desplazamiento No Lineales de los Aisladores.....	60
9.3.5. Diagrama de Fuerza vs Desplazamiento del Aislador	61
8.4. Comparación y Conclusión de Desplazamiento por Aislamiento.	63
8.5. Diseño de los Aisladores Sísmicos	63
9. Criterio de Combinación de Solicitaciones.....	68
9.1. Estados de Límite.....	68
10. Diseño Estructural del Puente	71
10.1. Diseño en Concreto Armado.....	71
10.1.1. Diseño por Flexión.....	71
10.1.2. Diseño por Acero de Temperatura	76
10.1.3. Diseño por Corte y Torsión	76
10.1.4. Diseño por Punzonamiento	82
10.2. Diseño en Acero Estructural	83
10.2.1. Diseño por Flexión Positiva.....	83
10.2.2. Diseño por Flexión Negativa	92
10.2.3. Diseño por Corte	108
10.2.4. Verificación de los Rigidizadores.....	110
10.2.5. Diseño de los Diafragmas	113
10.2.6. Diseño de los Pernos de Corte	120
11. Conclusiones.....	126
12. Recomendaciones	127
13. Referencias Bibliográficas	128
15. Anexo	129
Diseño de Losa del Puente.....	130
Diseño de Viga Metálica por Flexión Positiva	140
Diseño de Viga Metálica por Flexión Negativa.....	154
Diseño de Viga Metálica por Corte	171
Diseño de Conectores por Corte	179

Diseño de Diafragmas.....	184
Diseño de Viga Cabezal.....	192
Diseño de Pilares.....	205
Diseño de Zapata.....	216
Diseño de Estribo.....	233
Plano Estructural del Puente.....	273

Lista de Tablas

Tabla 1. Cálculo del Espesor del Tablero.....	25
Tabla 2. Tabla 3.6.2.1-1, AASHTO – Factor de Incremento por Carga Dinámica.....	34
Tabla 3. Tabla 3.6.1.1.2-1, AASHTO - Factores de Presencia Múltiple.....	34
Tabla 4. Tabla 3.8.1.1-1, AASHTO – Valores de V_o y Z_o	37
Tabla 5. Tabla 3.10.3.2-1 AASHTO – Valores de Factor de Sitio F_{pga} en periodo cero.....	41
Tabla 6. Tabla 3.10.3.2-2 AASHTO – Valores de Factor de Sitio F_a en periodo corto.....	41
Tabla 7. Tabla 3.10.3.2-3 AASHTO – Valores de Factor de Sitio F_v en periodo largo.....	41
Tabla 8. Cálculo del Desplazamiento del Puente por el Método Simplificado - Eje Longitudinal.....	53
Tabla 9. Cálculo del Desplazamiento del Puente por el Método Simplificado - Eje Transversal.....	54
Tabla 10. Desplazamiento Resultante por el Método Simplificado.....	54
Tabla 11. Cálculo de la Rigidez Elástica de Un Aislador – Eje Longitudinal.....	56
Tabla 12. Cálculo de la Rigidez Elástica de Un Aislador – Eje Transversal.....	56
Tabla 13. Desplazamiento Resultante por el Método Multimodal.....	56
Tabla 14. Propiedades No Lineales de Grupo de Aisladores – Eje Longitudinal.....	60
Tabla 15. Propiedades No Lineales de un Aislador – Eje Longitudinal.....	60
Tabla 16. Propiedades No Lineales de Grupo de Aisladores – Eje Transversal.....	60
Tabla 17. Propiedades No Lineales de un Aislador – Eje Transversal.....	60
Tabla 18. Desplazamientos Máximos por el Método Tiempo Historia – Eje Longitudinal.....	61
Tabla 19. Desplazamientos Máximos por el Método Tiempo Historia – Eje Transversal.....	61
Tabla 20. Desplazamientos Resultantes por el Método Tiempo Historia.....	61
Tabla 21. Comparación de Desplazamientos Resultantes por los 3 Métodos.....	63
Tabla 22. Desplazamiento Resultante Máximo.....	63

Tabla 23. Propiedades del Aislador obtenidas del Análisis	63
Tabla 24. Procedimiento de Diseño de Un Aislador.....	66
Tabla 25. Resumen de Propiedades para Fabricar los Aisladores	67

Lista de Figuras

Figura 1. Efectos del Incremento del Periodo. Fuente Manual de Zigurat.....	12
Figura 2. Efecto de Incrementar el Amortiguamiento. Fuente Manual de Zigurat.....	13
Figura 3. Modelo Bilineal del Aislador Sísmico. Fuente Manual de Zigurat.....	15
Figura 4. Esquema Interno de un Aislador LRB. . Fuente Manual de Zigurat.....	20
Figura 5. Vista Longitudinal del Puente	22
Figura 6. Geometría del Tablero.....	23
Figura 7. Sección de la Viga Metálica.....	27
Figura 8. Vista Transversal del Puente	28
Figura 9. Esquema de la Viga Cabezal y los Pilares.....	30
Figura 10. Esquema del Camión de Diseño HL93. Fuente Ing. Arturo Serquen	33
Figura 11. Esquema del Tándem de Diseño HL93. Fuente Ing. Arturo Serquen.....	33
Figura 12. Esquema de la Carga de Carril de Diseño HL93. Fuente Ing. Arturo Serquen.....	33
Figura 13. Figura 3.10.4.1-1, AASHTO – Espectro Sísmico de Diseño. Fuente Ing. Arturo Serquen	42
Figura 14. Espectro Sísmico de Diseño	45
Figura 15. Vista 3D del Puente.....	47
Figura 16. Vista de Elevación del Puente	47
Figura 17. Esquema del Comportamiento del Aislador Sísmico. Fuente Guia AASHTO	48
Figura 18. Espectro de Aceleraciones Escalado para Ambos Ejes.....	56
Figura 19. Acelerograma de Ica 2007 - NS	58
Figura 20. Acelerograma de Ica 2007 - EW	58
Figura 21. Acelerograma Espectro Compatibilizado de Ica 2007 NS.....	58
Figura 22. Acelerograma Espectro Compatibilizado de Ica 2007 EW	59
Figura 23. Diagrama de Histéresis en el Eje Y con Acelerograma de Loreto	62
Figura 24. Diagrama de Histéresis en el Eje Y con Acelerograma de Ica.....	62
Figura 25. Diagrama de Histéresis en el Eje Y con Acelerograma de Moquegua.....	62
Figura 26. Comparación del Modelos Bilineales.....	67

Figura 27. Esquema de posición para el cálculo del eje neutro	86
Figura 28. Esquema de posición para el cálculo del eje neutro	95



Introducción

Actualmente en el Perú, el criterio para diseñar un puente ante sismos severos es permitir que sus desplazamientos laterales incursionen en el rango inelástico sin llegar al colapso, es decir el puente se dañara, pero la operatividad es incierta. Ante este problema, en muchos puentes del mundo se están empleando aisladores sísmicos, como sistema de protección sísmica, porque aseguran la operatividad del puente ante sismos severos al limitar los desplazamientos laterales del puente en su rango elástico, lo que significa que el puente no se dañara. Pero en el Perú, los aisladores sísmicos en puentes son tecnología nueva, porque recién se está empleando, lo que conlleva a no tener una guía formal de diseño.

Por esto, el objetivo de esta tesis es mostrar el procedimiento adecuado para realizar el diseño de la protección sísmica de un puente continuo con aisladores sísmicos y a la vez el diseño estructural del puente.

Los aisladores sísmicos deben cumplir tres criterios fundamentales para que puedan proteger al puente durante un sismo: el primer criterio, los aisladores deben ser muy flexibles lateralmente en comparación de la subestructura, para que el periodo fundamental del puente pueda alargarse, de esta manera se reducen las fuerzas sísmicas pero se incrementa el desplazamiento lateral de la superestructura; el segundo criterio, los aisladores deben tener la capacidad de disipar energía, ya que los desplazamientos laterales se concentraran en ellos durante un sismo severo, este amortiguamiento genera una reducción significativa de las fuerzas sísmicas y del desplazamiento lateral de la superestructura; el tercer criterio, los aisladores deben ser rígidos lateralmente para evitar desplazamientos significativos ante cargas

de servicio, es decir deben permanecer casi rígidos ante sismos leves, cargas de frenado, viento, vibraciones, etc.

El método empleado en la presente tesis se basa en calcular la curva bilineal de diseño del aislador en función de sus propiedades mecánicas, para ello es fundamental calcular el desplazamiento máximo del aislador. Esto se logra con el siguiente procedimiento: primero, debemos entender el comportamiento estructural de los aisladores y las ventajas que ofrece; segundo, definir la geometría del puente junto con su predimensionamiento estructural; tercero, cuantificar las cargas verticales y horizontales que actúan sobre el puente; cuarto, modelar computacionalmente el puente con su sistema de aislamiento; quinto, calcular el desplazamiento máximo y curva bilineal de análisis del aislador en base a las propiedades dinámicas del puente; sexto, calcular la curva bilineal de diseño del aislador en función de sus propiedades mecánicas; séptimo, diseñar estructuralmente todos los elementos estructurales del puente. Todo este procedimiento es realizado de acuerdo con las indicaciones de las normas AASHTO. Para realizar el análisis estructural del puente con el sistema aislado se empleó el programa CSi Bridge v25, ya que es un software especializado en el análisis de puentes.

Por todo lo mencionado, se pudo concluir que el procedimiento planteado es aceptable ya que permite calcular un valor adecuado del desplazamiento máximo del aislador. Esto se respalda al comparar la curva bilineal de análisis vs la de diseño ya que son muy parecidas, pero levemente mayor la curva de diseño por criterios de seguridad. Además, el diseño de los elementos estructurales del puente cumple con los criterios de resistencia y deformación, esto se verifica con el ratio de demanda vs capacidad que son menores a uno.

1. Generalidades

Este capítulo desarrolla la importancia del aislamiento sísmico como sistema de protección ante eventos sísmicos.

1.1. Planteamiento del Problema

En el Perú se ha registrado innumerables sismos de diferentes magnitudes a través de su historia, por ello es considerado un país altamente sísmico, la razón es por la interacción de la placa de Nazca con la placa Sudamericana.

Los eventos sísmicos generan daño en las estructuras por ello son peligrosos. El daño se produce porque la estructura sobrepasa su rango elástico e incursiona en su rango inelástico. Dependiendo de la escala del sismo la incursión en el rango inelástico puede ser menor o mayor. En el caso de sismos severos la estructura puede sobrepasar el rango inelástico generando el colapso de la estructura. Los eventos sísmicos son parte de la naturaleza y no se puede evitar, por ello debemos proteger las estructuras de los sismos severos para que no colapsen.

Ante un evento sísmico, el método tradicional para prevenir el colapso de una estructura es emplear su capacidad de ductilidad, pero la ductilidad permite que la estructura sufra daños. Sin embargo, la ductilidad causa incertidumbre porque existe la posibilidad que la estructura no esté operativa por sufrir daños considerables, aun cuando el método tradicional esta normado en los códigos de diseño.

En la actualidad, se cuenta con métodos modernos para prevenir el colapso de estructuras, como son: el aislamiento sísmico, disipación sísmica, etc. El propósito es incorporar dispositivos en las estructuras que disipen la energía sísmica y protegen del daño durante un evento sísmico, de esta manera se garantiza la operatividad de la estructura en todo momento.

Los puentes son estructuras muy importantes que deben estar operacionales luego de un evento sísmico, por ello la presente tesis busca proporcionar información de consulta sobre como diseñar la protección sísmica en puentes mediante aisladores sísmicos.

1.2. Objetivo General

El objetivo principal de esta tesis es diseñar la protección sísmica de un puente mediante aisladores sísmicos.

1.3. Objetivo Especifico

- Describir el comportamiento del aislamiento sísmico en puentes.
- Describir las ventajas de un sistema de aislamiento en puentes.
- Realizar el análisis estructural del sistema de aislamiento en puente
- Diseñar los aisladores sísmicos del puente.
- Realizar el diseño estructural del puente con aisladores sísmicos.

1.4. Justificación

Los puentes son estructuras muy importantes en la sociedad por ello deben estar operativos durante toda su vida útil, especialmente después de un evento sísmicos.

Si bien el método tradicional de diseño sísmico de puentes ha dado buenos resultados, pero el concepto que reciba daño no garantiza la operatividad luego de un evento sísmico severo, aunque este no haya colapsado.

En cambio, el método moderno de diseño sísmico con aisladores es ideal porque garantiza la operatividad y protege de daños en el puente luego de un evento sísmico severo. Los aisladores sísmicos ofrecen estas ventajas ya que modifican la respuesta sísmica mediante la incorporación de una interfaz flexible y el incremento del amortiguamiento, lo que se traduce en la reducción de fuerzas sísmicas y desplazamiento laterales del puente.

De acuerdo con Wai-Fah Chen and Lian Duan en términos económicos; el costo de incorporar aisladores sísmicos en los puentes es relativamente bajo, ya que la reducción de fuerza laterales se traduce en reducción de cantidad de material. Por otro lado, al momento de construir el costo de incorporar aisladores es levemente mayor que no incorporar aisladores, pero luego de un evento sísmico severo el costo de incorporar aisladores es aproximadamente 30% menor que no incorporar aisladores. Esto se justifica en el costo de reparaciones por los daños sufridos en el puente al no tener aisladores.

En la actualidad, las estructuras aisladas sísmicamente han respondió como se esperaba ante evento sísmicos, dichas estructuras muestran una buena correlación entre el diseño y rendimiento registrado.

2. Aislamiento Sísmico en Puentes

El aislamiento sísmico en puentes es una técnica que evita o reduce los daños sísmicos mediante la modificación de la respuesta sísmica. Esto se logra incorporando dispositivos de baja rigidez lateral entre la superestructura y la subestructura. Estos dispositivos se conocen como aisladores sísmicos. De esta manera, durante la acción de un sismo las deformaciones se concentran en los aisladores sísmicos, reduciendo las fuerzas sísmicas y los desplazamientos transmitidos de la superestructura a la subestructura. Los aisladores sísmicos deben cumplir los tres criterios básicos que son: flexibilidad, disipación de energía y rigidez bajo cargas de servicio para un óptimo desempeño.

2.1. Flexibilidad

La baja rigidez lateral de los aisladores sísmicos produce que el puente aumente su flexibilidad. Esto implica que el periodo fundamental del puente con aisladores aumente en comparación del periodo fundamental del puente sin aisladores.

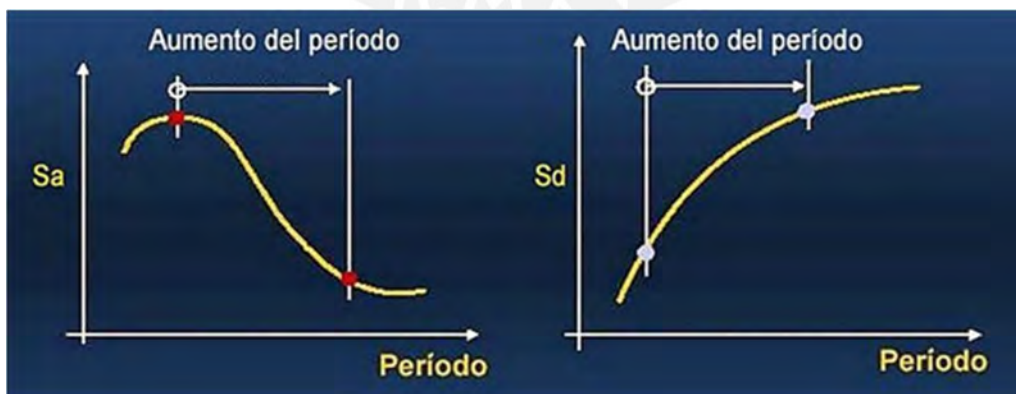


Figura 1. Efectos del Incremento del Periodo. Fuente Manual de Zigurat

En el espectro de aceleraciones el incremento del periodo fundamental conlleva la reducción del coeficiente de aceleración, es decir las fuerzas sísmicas se reducen. Pero en el espectro de desplazamientos el incremento del periodo fundamental se traduce en el aumento de desplazamiento, por ello en puentes con aisladores sísmicos la superestructura debe tener los espacios requeridos para que pueda desplazarse lateralmente.

En resumen, el criterio de flexibilidad permite disminuir las fuerzas sísmicas en el puente, pero aumenta el desplazamiento lateral de la superestructura. De esta manera se puede restringir las fuerzas y desplazamientos laterales de la subestructura a rangos elásticos.

2.2. Disipación de Energía

Los aisladores sísmicos, por naturaleza, pueden disipar energía mediante mecanismos de histéresis, este concepto se conoce como amortiguamiento histerético, es decir la energía sísmica que recibe el puente es absorbida por los aisladores para disiparla como energía térmica por mecanismos de histéresis.

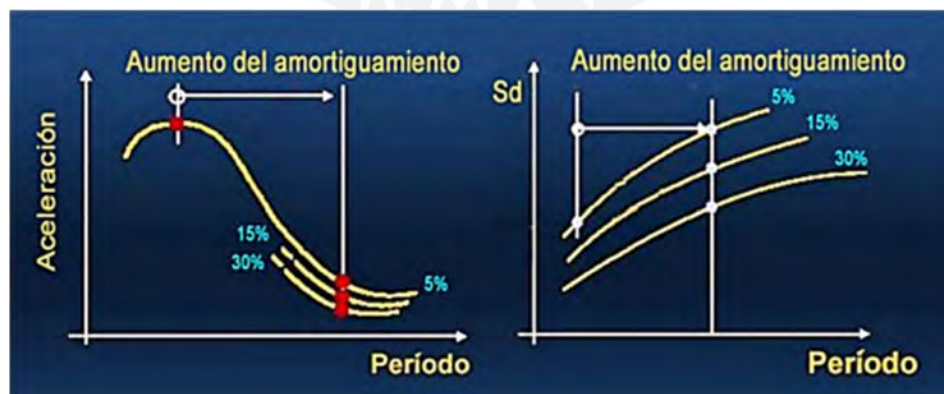


Figura 2. Efecto de Incrementar el Amortiguamiento. Fuente Manual de Zigurat

Los aisladores sísmicos para disipar energía deben tener un adecuado amortiguamiento, esto causa dos efectos: el primero, la curva de aceleración vs periodo desciende en función del porcentaje de amortiguamiento, es decir fuerzas laterales en la subestructura se reduce; el segundo, la curva de desplazamiento vs periodo también desciende en función del porcentaje de amortiguamiento, es decir los desplazamientos de la superestructura se reducen.

En resumen, el criterio de disipar energía o amortiguar permite reducir los desplazamientos laterales de la superestructura y fuerzas laterales de la subestructura. De esta manera se puede restringir en forma estricta las fuerzas laterales de la subestructura a rangos elásticos.

De acuerdo con la bibliografía revisada, muchos ejemplos de diseño obtienen porcentajes de amortiguamiento alrededor del 30%, este valor permite una adecuada disipación de energía sin afectar el criterio de flexibilidad, es decir los desplazamientos laterales de la superestructura son controlados eficientemente y fuerzas laterales de la subestructura son reducidas adecuadamente.

2.3. Rigidez Bajo Carga de Servicio

La excesiva flexibilidad lateral de los aisladores sísmicos puede ocasionar desplazamientos laterales inaceptables en la superestructura bajo la acción de carga de servicio.

Esto se puede controlar diseñando aisladores sísmicos que permanezcan en el rango elástico durante la acción de cargas de servicio (viento, frenado, sismo de baja escala, etc.) pero que puedan incursionar en el rango inelástico durante un evento sísmico severo.

Es decir, para cumplir el criterio de rigidez bajo cargas de servicio el aislador sísmico debe cumplir un tipo de relación histerética, sin embargo, la relación bilineal de fuerza vs desplazamiento es la más empleada.

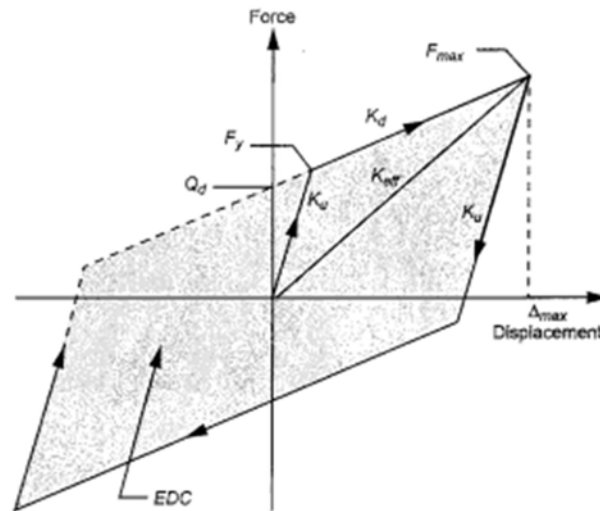
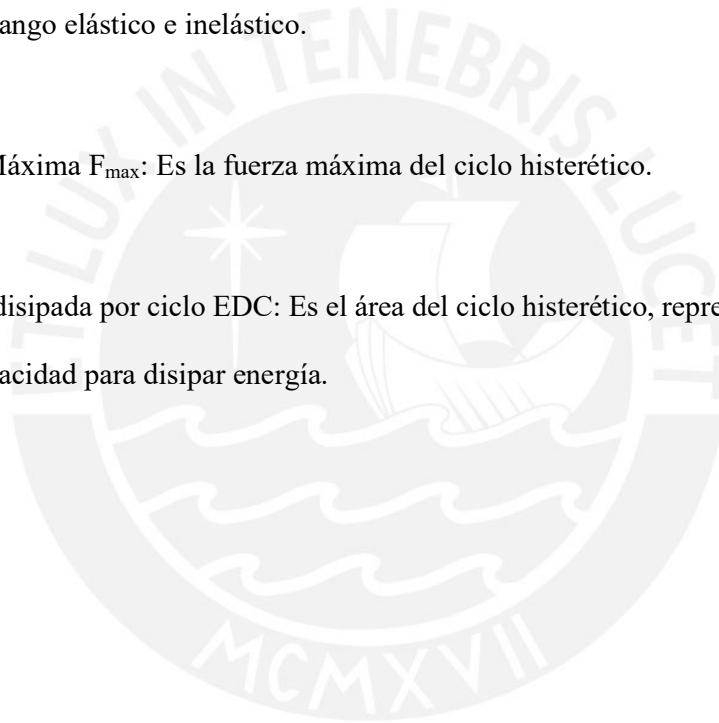


Figura 3. Modelo Bilineal del Aislador Sísmico. Fuente Manual de Zigurat

En el gráfico se distinguen las siguientes variables:

- Ciclo histerético: Es un gráfico de fuerza vs desplazamiento que muestra el comportamiento lineal y no lineal del aislador sísmico ante un ensayo de corte.
- Rigidez efectiva K_{eff} : Es la rigidez elástica equivalente del ciclo histerético.
- Desplazamiento máx. Δ_{max} : Es el desplazamiento máximo del ciclo histerético
- Rigidez elástica K_i : Es la rigidez inicial, este se ubica en el rango elástico o lineal.

- Rigidez post-elástica K_d : Es la rigidez secundaria a la rigidez inicial, este se ubica en el rango inelástico o no lineal.
- Resistencia característica Q_d : Es la fuerza correspondiente al desplazamiento cero, es decir es la fuerza requerida para iniciar el desplazamiento.
- Fuerza cedente F_y : Es la fuerza límite del rango elástico, a la vez permite diferenciar entre el rango elástico e inelástico.
- Fuerza Máxima F_{max} : Es la fuerza máxima del ciclo histerético.
- Energía disipada por ciclo EDC: Es el área del ciclo histerético, representa una medida de la capacidad para disipar energía.



3. Aisladores Sísmicos

Este capítulo se desarrolló en base al informe Diseño Sismorresistente de Puentes - Aisladores Sísmicos realizado por el instituto Zigurat. El objetivo de los aisladores sísmicos es aumentar el periodo fundamental y la capacidad de disipación de energía del puente, con la finalidad de reducir las fuerzas y desplazamientos laterales, de esta manera se mejora el desempeño sísmico de los puentes.

3.1. Tipos de Aisladores Sísmicos

Los aisladores sísmicos más utilizados son los siguientes:

- Los que emplean componentes elastoméricos sin núcleo de plomo. Estos pueden alcanzar 15% de amortiguamiento.
- Los que emplean componentes elastoméricos con núcleo de plomo. Estos pueden alcanzar 30% de amortiguamiento.
- Dispositivos deslizantes con superficies planas o curvas de deslizamiento. Esto tienen un amortiguamiento alrededor de 40%.
- Péndulos a fricción. Estos pueden ser de uno, dos o tres péndulos.

3.2. Criterios de Selección de Aisladores Sísmicos

Para seleccionar que tipo de aislador se debe emplear, se recomienda seguir las siguientes indicaciones:

- Capacidad axial: Los aisladores deslizantes tienen mayor capacidad de resistir cargas axiales.
- Espacio disponible: Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo requieren menor espacio para su instalación.
- Confiabilidad: Es la capacidad del aislador de mantener sus propiedades mecánicas bajo condiciones adversas durante largos periodos, este criterio se diseña con los factores de modificación.
- Costo: Este factor es muy importante que se debe considerar en etapas preliminares del proyecto, en muchos casos es el criterio que define que tipo de aislador emplear.

3.3. Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo

Este tipo de aislador sísmico es el más popular y sencillo que se emplea en puentes, por ello hemos considerado oportuno describirlo con más detalle.

El aislador elastomérico con núcleo de plomo está hecho a partir de capas de goma vulcanizada dispuesta alternadamente en forma de sandwich entre láminas delgadas de acero. En el medio del dispositivo hay un núcleo de plomo sólido. La función de este núcleo es aumentar la disipación de energía durante los desplazamientos horizontales. Las dos planchas de acero se fijan en la parte superior e inferior del aislador, la superestructura y a la subestructura mediante anclajes apernados. Alrededor del perímetro del aislador se fija una capa de goma que protege al aislador de agentes atmosféricos.

El número de anclajes, así como el espesor de las planchas varía en función de las solicitaciones estáticas y dinámicas previstas en el diseño. La forma en planta de este tipo de aislador puede ser circular, cuadrada o rectangular.

Las capas internas de goma proveen flexibilidad al aislador en la dirección lateral. Las láminas de acero intercaladas entre las capas de goma confinan el núcleo de plomo y proveen rigidez vertical y capacidad de soporte a cargas verticales. El núcleo de plomo provee resistencia a fuerzas originadas durante el frenado de vehículos o por la acción del viento minimizando el movimiento de los tableros durante las cargas de servicio. Esta cedencia permite movimientos lentos asociados a cambios de temperatura (expansión) sin que afecten a la subestructura del puente. La capacidad cedente del núcleo de plomo permite adicionalmente disipar energía durante la acción de fuertes movimientos laterales inducidos durante un sismo.

En definitiva, el aislador es muy rígido y fuerte en la dirección vertical, pero flexible en la dirección horizontal (especialmente una vez que el núcleo de plomo empieza a ceder). El comportamiento de este tipo de aislador es similar independientemente de la forma de su sección (circular o rectangular).

Una vez que se inicia la cedencia, la rigidez lateral del aislador se ve considerablemente reducida. A partir de ahí, las capas de goma se deforman fácilmente al corte suministrando la flexibilidad lateral necesaria para incrementar el período del puente.

Los requisitos fundamentales que debe cumplir un aislador elastomérico con núcleo de plomo son los siguientes:

- Debe ser capaz de transmitir la carga vertical (láminas de acero vulcanizado).
- Debe permitir el desplazamiento en el plano horizontal (elastómero).
- Debe ser capaz de disipar cantidades sustanciales de energía (plomo).
- Debe garantizar el auto posicionamiento o auto ajuste de la estructura a su posición original (elastómero).



Figura 4. Esquema Interno de un Aislador LRB. . Fuente Manual de Zigurat

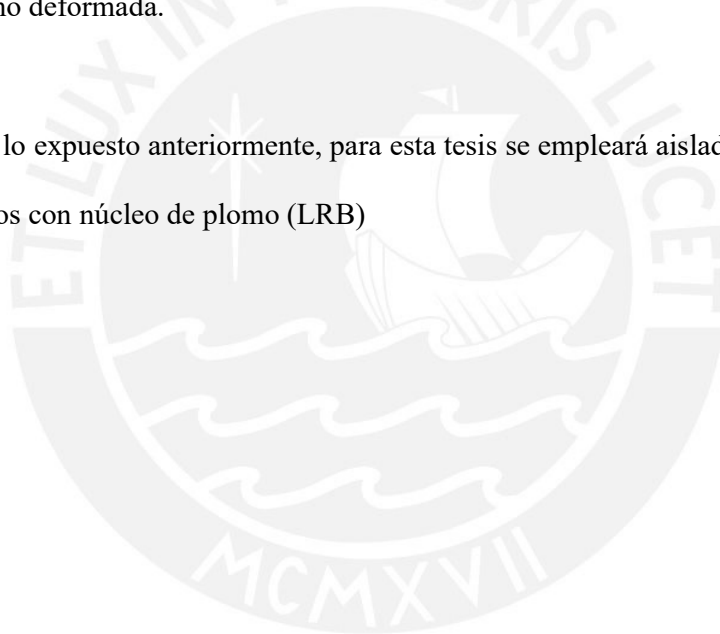
3.4. Ventajas de los Aisladores de Elastoméricos con Núcleo de Plomo

- Su dependencia con la temperatura no es muy marcada.
- El ratio de variación esfuerzo-deformación varía muy poco durante el amplio rango de frecuencias que caracterizan a los movimientos sísmicos
- Exhiben un comportamiento estable bajo cargas repetidas. De hecho, la reducción de la energía disipada durante un ciclo histerético después de 20 ciclos a máximo desplazamiento es apenas del 20%.
- Bajo un régimen de velocidades típicas inducidas térmicamente, el esfuerzo de corte inducido en el plomo es aproximadamente igual a un 30% del esfuerzo que resulta

cuando se lo somete a ratios mayores de variación de cargas asociadas, por ejemplo, a la acción sísmica.

- En otras palabras, la capacidad del plomo de resistir esfuerzos de corte se ve reducida tan solo en un 30% durante la acción de sismos severos.
- La vida útil puede asumirse igual a 30 años o más, dependiendo de las condiciones ambientales.
- La fuerza elástica de restauración (rigidez vs desplazamiento) del núcleo de plomo es lo suficientemente grande como para garantizar que la estructura recupere su posición original no deformada.

Por todo lo expuesto anteriormente, para esta tesis se empleará aisladores sísmicos del tipo elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)



4. Descripción General del Puente

Para el desarrollo de esta tesis se propone un puente del tipo viga metálica continuo, ya que la longitud a cubrir es de 120 m. Este tipo de puente tiene la ventaja de optimizar materiales de construcción, reducir tiempos de construcción y pesar poco.

El puente tiene la siguiente configuración:

- El puente se divide en 3 tramos de 40m.
- Cada apoyo intermedio cuenta con una viga cabezal y dos pilares circulares.
- Cada apoyo externo cuenta con un estribo.
- Cada tramo del puente cuenta con vigas metálicas.
- El tablero del puente cuenta con carpeta asfáltica, veredas y barandas.
- Para dar estabilidad lateral a las vigas se cuenta con diafragmas metálicos.
- En los apoyos se colocará los aisladores sísmicos.
- En los apoyos intermedios se propone continuidad estructural en las vigas metálicas.

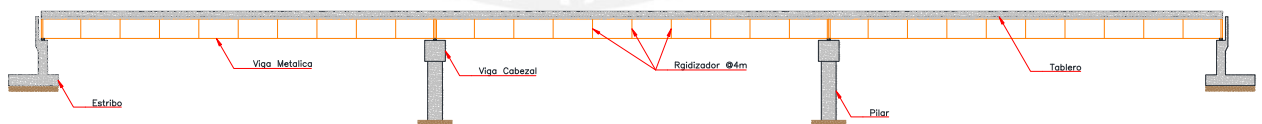


Figura 5. Vista Longitudinal del Puente

El puente tiene los siguientes materiales:

- El tablero, la viga cabezal, los pilares y los estribos serán de concreto con resistencia de 280 kg/cm^2 .

- Las vigas metálicas y diafragmas serán de acero estructural grado 50.

La geometría del tablero esta descrita en la siguiente imagen.

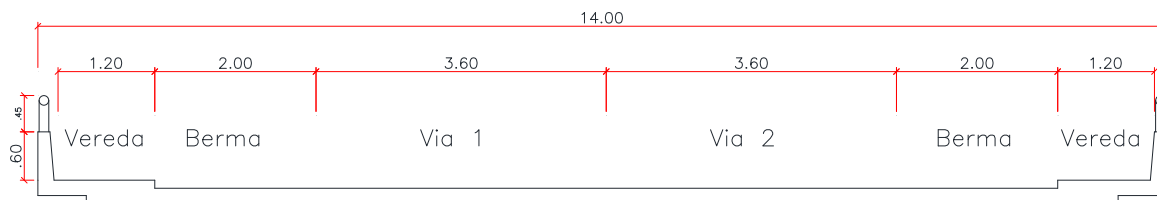


Figura 6. Geometría del Tablero

4.1. Normativa

Cada país del mundo propone sus propios códigos de diseño estructural, con el fin de garantizar la seguridad operacional de la estructura. Si bien todos los códigos del mundo siguen el mismo esquema de cálculo, pero no comparten los mismos criterios estructurales. Esto es debido a diferentes factores como clima, sismo, suelo, nivel de seguridad, economía, etc. Por ello, para esta tesis se decidió emplear la normativa internacional actual de EE. UU, ya que esta contiene lo último en investigación.

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 9th Edition.
- AASTHO Guide Specification por Seismic Isolation Design, 4th Edition.

5. Predimensionamiento del Puente

Para realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales del puente, se siguió los lineamientos de la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 9th Edition.

Los puentes tipo viga metálica continuo están conformados por 3 partes que son: tablero, superestructura y subestructura. A continuación, se describe cada parte:

- El tablero es la losa de concreto, que permite dar uso al puente.
- La superestructura son las vigas metálicas, que soportan las cargas de uso del puente, el tablero y su propio peso.
- La subestructura tiene diferentes tipos de estructuras que son: la viga cabezal, los pilares y los estribos, estos soportan el tablero y la superestructura transmitiendo las cargas al suelo.

5.1. Predimensionamiento del Tablero

El predimensionamiento del tablero está en función del número de vigas y la separación entre ellas que pueden ocupar el ancho de la calzada. Por ello se debe calcular el espesor de losa iterando el número de vigas, al final se elegirá el valor óptimo entre todos los resultados.

$$S = \frac{\text{Ancho de Calzada}}{N^{\circ} \text{vigas} - 1} \quad t_{min} = \frac{S + 3}{30}$$

Ancho de Calzada = 11.6 m

Tabla 1. Cálculo del Espesor del Tablero

Nº vigas und	S m	t_{\min} m
4	3.87	0.229
5	2.90	0.197
6	2.32	0.177
7	1.93	0.164

Donde:

- S = separación entre vigas
- t_{\min} = espesor mínimo del tablero

Entonces se define 6 vigas con un espesor de 19 cm de tablero.

En la práctica el espesor de losa es un múltiplo de 5 centímetros, pero por conceptos de optimización de peso, se escogió 19 cm.

5.2. Predimensionamiento de Viga Metálica

Las partes de una viga metálica son: el ala superior, el alma y el ala inferior. Cada parte está conformada por planchas metálicas, por ello el predimensionamiento consiste en definir sus espesores y anchos.

Para definir los espesores de las planchas se empleó la Hoja Técnica de Planchas de Acero Estructural A709 de la empresa Aceros Arequipa

5.2.1. Cálculo del Peralte de la Viga Metálica

$$D_{min} = 0.027L$$

$L = 40$ m. longitud del puente en un tramo.

$D_{min} = 0.96$ m. peralte mínimo de la viga.

$D = 1.9$ m. peralte elegido de la viga.

5.2.2. Cálculo del Ancho de las Alas

$$b_{f-min} \geq \frac{D}{6}$$

$D = 1900$ mm. peralte de la viga.

$b_{f-min} = 316.7$ mm. ancho mínimo del ala.

$b_f = 500$ mm. ancho elegido del ala.

5.2.3. Cálculo del Espesor del Alma

$$\frac{D}{t_{w-min}} \leq 150$$

$D = 1900$ mm. peralte de la viga.

$t_{w-min} = 12.7$ mm. espesor mínimo del alma.

$t_w = 16$ mm. espesor elegido del alma.

5.2.4. Cálculo del Espesor del Ala

$$t_{f-min} = 1.1 t_w$$

$t_w = 16 \text{ mm.}$	espesor del alma
$t_{f-min} = 17.6 \text{ mm.}$	espesor mínimo del ala.
$t_{f-sup} = 25 \text{ mm}$	espesor elegido del ala superior.
$t_{f-inf} = 38 \text{ mm.}$	espesor elegido del ala inferior.

5.2.5. Verificación de Proporción

$$r = \frac{b_f}{2 t_f} < 12$$

$r_{sup} = 10$	< 12	Ok
$r_{inf} = 6.58$	< 12	Ok

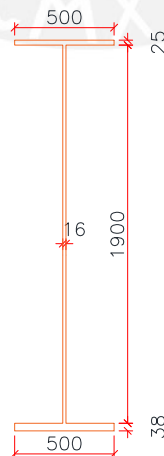


Figura 7. Sección de la Viga Metálica

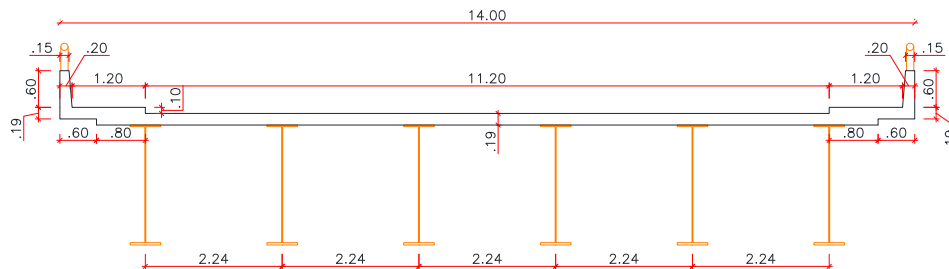


Figura 8. Vista Transversal del Puente

5.3. Predimensionamiento del Pilar

El pilar es el elemento vertical del pórtico que funciona como apoyo intermedio del puente. El pilar es circular por ello el predimensionamiento es calcular el diámetro.

5.3.1. Cálculo de Diámetro Máximo y Mínimo por Dirección Longitudinal

$$22 < \frac{2.1 H_{pilar}}{0.25 DP} < 100$$

$H_{pilar} = 6$ m. altura del pilar.

$DP_{max-L} = 2.29$ m. diámetro máximo del pilar por sentido longitudinal.

$DP_{min-L} = 0.50$ m. diámetro mínimo del pilar por sentido longitudinal.

5.3.2. Cálculo de Diámetro Mínimo por Dirección Transversal

$$22 < \frac{1.2 H_{pilar}}{0.25 DP}$$

$DP_{min-T} = 1.31$ m. diámetro mínimo del pilar por sentido transversal

5.3.3. Cálculo de Diámetro del Pilar

Entonces se procede a elegir un diámetro entre DP_{\max} y DP_{\min} .

$DP_{\max} = 2.29$ m. diámetro máximo del pilar.

$DP_{\min} = 1.31$ m. diámetro mínimo del pilar.

$DP = 1.50$ m. diámetro del pilar elegido.

5.4. Predimensionamiento de la Viga Cabezal

La viga cabezal es el elemento horizontal del pórtico que funciona como apoyo intermedio del puente. La viga cabezal es de sección rectangular por ello el predimensionamiento es calcular el ancho y peralte.

5.4.1. Ancho de la Viga Cabezal

$$b_{\text{cabezal}} = DP + 0.6 \text{ m}$$

$DP = 1.50$ m. diámetro del pilar.

$b_{\text{cabezal}} = 2.10$ m. ancho de la viga cabezal

5.4.2. Peralte de la Viga Cabezal

$$0.7 < \frac{DP}{h_{\text{cabezal}}} < 1$$

- $DP = 1.5 \text{ m.}$ diámetro del pilar
 $h_{\text{cabezal-min}} = 1.50 \text{ m.}$ peralte mínimo de la viga cabezal.
 $h_{\text{cabezal-max}} = 2.14 \text{ m.}$ peralte máximo de la viga cabezal.
 $h_{\text{cabezal}} = 2.10 \text{ m.}$ peralte elegido en la viga cabezal.

5.4.3. Sección del Pórtico Viga Cabezal y Pilares.

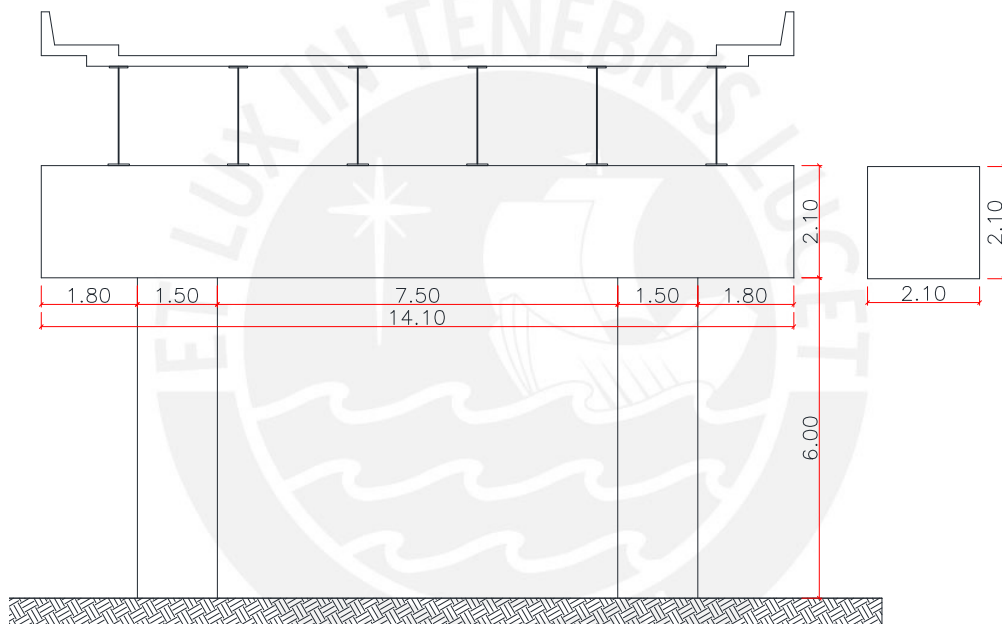


Figura 9. Esquema de la Viga Cabezal y los Pilares

6. Análisis de Cargas del Puente

Para realizar el análisis de carga del puente, se siguió los lineamientos de la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 9th Edition.

Los puentes siempre están afectados por diferentes tipos de solicitaciones, por ello es muy importante calcular sus magnitudes y direcciones. En un puente las solicitaciones se clasifican en carga permanente, carga transitoria, carga de frenado, carga de viento, carga sísmica. A continuación, se calculará las cargas que actúan en el puente.

6.1. Carga Permanente - DC

La carga permanente tipo DC es el peso propio de todos los elementos estructurales y accesorios del puente. Actualmente la carga permanente DC no es necesario calcularla manualmente ya que los softwares estructurales lo calculan internamente, solo se debe indicar el peso unitario de los materiales. Para este puente solo se calculará el peso de la vereda y baranda.

Para calcular el peso unitario del concreto armado, se debe emplear la siguiente fórmula: concreto peso normal + 80 kg/m^3 , pero el concreto peso normal tiene dos opciones de cálculo, entonces elegimos la opción resistencia menor a 350 kg/cm^2 , ya que el concreto a usar tiene una resistencia de 280 kg/cm^2 , entonces el peso del concreto normal es 2320 kg/m^3 . Ahora, debemos adicionar 80 kg/m^3 , entonces el peso total de concreto armado es 2400 kg/m^3 .

Peso unitario del acero estructural grado 50 es 7850 kg/m^3

La carga de vereda es la zona donde la losa tiene doble espesor. El volumen de la vereda para un metro de longitud es 0.06 m^3 y el concreto pesa 2.4 tn/m^3 , entonces la carga de la vereda es 0.144 tn por metro de longitud del puente.

La carga de baranda está compuesta por un muro de concreto y perfiles metálicos lo que hace un peso de 0.302 tn/m .

6.2. Carga Permanente - DW

La carga permanente DW es el peso propio de la carpeta asfáltica. Para este puente se consideró emplear un espesor de 5 cm de carpeta asfáltica, como el peso unitario del asfalto es 2.24 tn/m^3 , entonces la carga por asfalto es 0.112 tn/m^2 .

6.3. Cargas Transitorias

Las cargas transitorias se presentan por momentos durante la vida útil del puente, también es llamada carga viva. Pero en esta tesis solo se calculará las cargas transitorias que provienen de los vehículos.

6.3.1. Sobrecarga Vehicular LL + IM

Por un puente pasan diferentes tipos de vehículos, lo que genera una incertidumbre en el cálculo de esta carga, por ello se definió un vehículo estándar, llamado HL-93. El vehículo

HL-93 nace de conceptos estadísticos, por ello está conformado por un camión de diseño, un tándem de diseño y un carril de diseño.

- Camión de Diseño

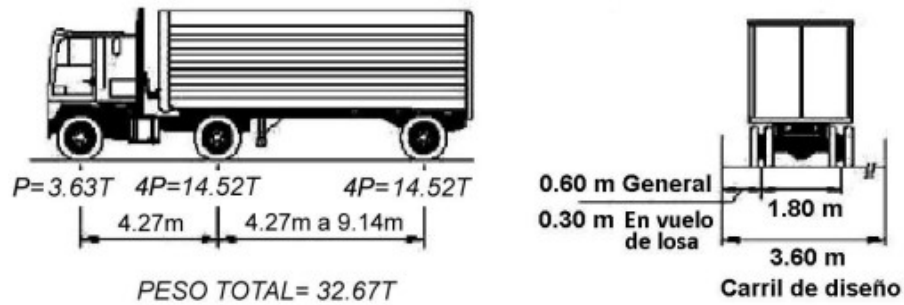


Figura 10. Esquema del Camión de Diseño HL93. Fuente Ing. Arturo Serquen

El camión de diseño tiene una distancia variable entre los ejes más pesados, esto permite calcular la máxima sollicitación posible.

- Tándem de Diseño

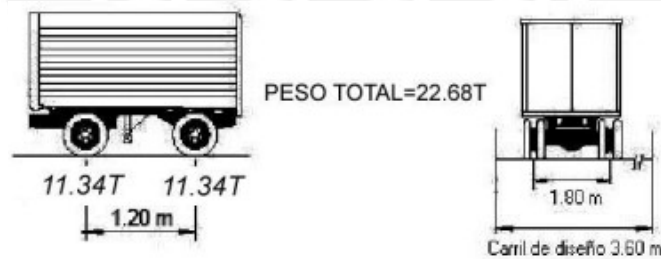


Figura 11. Esquema del Tándem de Diseño HL93. Fuente Ing. Arturo Serquen

- Carga de Carril de Diseño

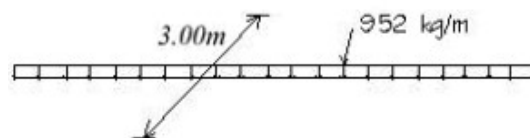


Figura 12. Esquema de la Carga de Carril de Diseño HL93. Fuente Ing. Arturo Serquen

El cálculo de la sobrecarga vehicular se realiza mediante la comparación de dos condiciones, pero se elige la condición de mayor sollicitación. La condición 1 es camión de diseño más carga de carril de diseño. La condición 2 es tándem de diseño más carga de carril de diseño.

Hasta el momento solo se consideró los efectos estáticos de la sobrecarga vehicular, pero no sus efectos dinámicos. La forma de adicionar el efecto dinámico es amplificar el efecto estático mediante un porcentaje de este. Este concepto se llama factor de incremento por carga dinámica (IM). A continuación, se presenta los criterios y factores de amplificación.

Tabla 2. Tabla 3.6.2.1-1, AASHTO – Factor de Incremento por Carga Dinámica

Componente	IM
Todos los demás componentes	
Estado límite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás estados límites	33%

También se debe considerar, en la sobrecarga vehicular, las posibles combinaciones de carriles cargados. La forma de considerar este efecto es mediante los factores de presencia múltiple.

Tabla 3. Tabla 3.6.1.1.2-1, AASHTO - Factores de Presencia Múltiple

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

Nota: Para esta tesis, la sobrecarga vehicular en vigas será calculará mediante el método de factores de distribución ya que permite realizar un diseño conservador. Los factores de distribución tienen incorporado el factor de presencia múltiple.

6.3.2. Sobrecarga Vehicular para el Cálculo de Momentos Negativos

Para calcular solicitaciones negativas (es decir en apoyos intermedios), se debe considerar el 90% de la solicitación debidas a dos camiones de diseño separados como mínimo 15.24 entre eje delantero de un camión y el eje trasero del otro (la separación de ejes de cada camión es 4.27m) combinada con el 90% de la carga del carril de diseño.

6.3.3. Carga de Fatiga

Carga por fatiga se utiliza el camión de diseño con separación entre ejes de 9.14m

6.4. Fuerza de Frenado - BR

Existe la posibilidad que los vehículos puedan frenar en el puente generando fuerzas adicionales al puente. La forma de calcular la fuerza de frenado es de la siguiente manera.

- 25% de los pesos del camión de diseño
- 25% de los pesos del tándem de diseño
- 5% del camión de diseño más la carga de carril
- 5% del tándem de diseño más la carga de carril.

La fuerza de frenado se considera en cada carril del puente con la misma dirección, dependiendo de los carriles cargados se empleará el factor de presencia múltiple

correspondiente. La fuerza de frenado actúa horizontalmente a una altura de 1.80 m sobre la superficie de rodadura. No se aplica el incremento por carga dinámica

Calculamos los 4 casos de carga de frenado para dos vías, pero solo se elegirá el caso de mayor valor. Asimismo, se debe tener en cuenta que el camión pesa 32.67 tn y el tándem pesa 22.68 tn.

$$BR1 = 0.25 \times 32.67 \times 2 \times 1 = 16.34 \text{ tn}$$

$$BR2 = 0.25 \times 22.68 \times 2 \times 1 = 11.34 \text{ tn}$$

$$BR3 = 0.05 \times (32.67 + 120 \times 0.952) \times 2 \times 1 = 14.45 \text{ tn}$$

$$BR4 = 0.05 \times (22.68 + 120 \times 0.952) \times 2 \times 1 = 13.45 \text{ tn}$$

Entonces el caso de mayor fuerza de frenado es $BR1 = 16.34 \text{ tn}$

6.5. Carga de Viento - WS

La presión del viento se considera uniformemente distribuida sobre el área que recibe la acción del viento.

6.5.1. Velocidad Horizontal del Viento

La velocidad de viento se calcula con la siguiente ecuación.

$$V_{DZ} = 2.5 V_o \left(\frac{V_9}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right)$$

V_{DZ} = velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z (km/h)

V_o = velocidad friccional (km/h)

V_9 = Velocidad del viento a 9.15 m sobre el nivel del terreno o agua de diseño (km/h)

V_B = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 9.15 m

Z_o = longitud de fricción que trae el viento aguas arriba (m)

Z = altura de la estructura > 9.15 m

En ausencia de datos $V_9 = V_b = 160$ km/h

Tabla 4. Tabla 3.8.1.1-1, AASHTO – Valores de V_o y Z_o

Condición	Terreno Abierto	Área Suburbana	Área Urbana
V_o - km/h	13.20	17.50	19.30
Z_o - m	0.07	1.00	2.50

Entonces la velocidad del viento en el puente se calcula de la siguiente manera:

- La altura del puente $Z = 10.98$ m
- La condición es terreno abierto por ello $V_o = 13.2$ km/h y $Z_o = 0.07$ m.
- V_9 y V_B son iguales a 160 km/h.

$$V_{DZ} = 2.5 \times 13.2 \times (160/160) \times \ln(10.98/0.07)$$

$$V_{DZ} = 166.826 \text{ km/h}$$

6.5.2. Presión de Viento sobre la Superestructura

La presión de viento se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{160} \right)^2$$

P_D = presión del viento de diseño (kg/m^2)

P_B = presión básica del viento (kg/m^2) – Ver tabla 3.8.1.2.1-1, AASHTO

Entonces la presión del viento sobre el puente se calcula de la siguiente manera:

- Velocidad del viento $V_{DZ} = 166.826 \text{ km/h}$
- Presión básica $P_B = 245 \text{ kg/m}^2$

$$P_D = 245 \times (166.826/160)^2$$

$$P_D = 266.351 \text{ kg/m}^2.$$

6.5.3. Carga de Viento sobre la Superestructura

La carga de viento total cuenta con valores mínimos de aplicación.

- Para barlovento la carga mínima es 445 kg/m
- Para sotavento la carga mínima es 223 kg/m en componentes reticulados o en arco.
- Para sotavento la carga mínima es 445 kg/m en componentes de vigas o vigas cajón.

Entonces la carga de viento sobre el puente se calcula de la siguiente manera:

- Presión del viento $P_D = 266.351 \text{ kg/m}^2$

- Altura de la superestructura $h = 2.447$ m.

$$WS = 266.351 \times 2.447$$

$$WS = 652.495 \text{ kg/m (es mayor que el mínimo requerido } > 445 \text{ kg/m)}$$

6.5.4. Carga de Viento sobre la Subestructura

La carga de viento para la subestructura se calcula con una presión básica supuesta de 195 kg/m².

6.5.5. Presión Vertical del Viento

La presión de vertical del viento es ascendente, con un valor de 100 kg/m² que actúa en todo el ancho del tablero. Esta presión se convertirá en una carga lineal en el sentido longitudinal del puente, ubicada en 1/4 del ancho del tablero medido desde el borde del tablero en donde esta aplicada la carga horizontal del viento.

Entonces, el ancho del puente es 14 m, por ello la carga de viento es 1.4 tn/m ubicada a 3.5 m del borde del puente.

6.6. Cargas de Sismo - EQ

Los puentes son estructuras importantes por ello las sollicitaciones sísmicas tienen una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años (equivalente a un periodo de retorno de 1000

años). La carga símica se calcula en función del coeficiente de respuesta elástica y el peso de la superestructura.

6.6.1. Coeficientes de Aceleración

Los coeficientes de aceleración son los siguientes: PGA con un periodo de 0.0s, S_S con un periodo de 0.2s y S_1 con un periodo de 1.0s. Los coeficientes de aceleración se hallan en el mapa de isoaceleraciones para un suelo tipo roca B.

Para el caso del Perú, el manual de puentes del 2018 cuenta con sus mapas de isoaceleraciones, los cuales fueron empleados para esta tesis.

6.6.2. Clases de Sitio

El suelo se clasifica en función de su rigidez, que es determinado por la velocidad de la onda de corte superior a 100 ft, también se puede usar las pruebas de penetración estándar (SPT), el número de golpes y la resistencia al corte de las muestras de suelo no drenadas.

De acuerdo con las pruebas el suelo se clasifica tipo A, B, C, D, E y F, en el cual A es muy duro y F muy suave.

6.6.3. Factores de Sitio

Los factores de sitio F_{pga} , F_a y F_v , serán usados para el periodo cero, periodo corto y periodo largo respectivamente. Estos factores se determinan empleando la clase de sitio y los valores de los coeficientes de aceleración PGA, S_s y S_1 .

Tabla 5. Tabla 3.10.3.2-1 AASHTO – Valores de Factor de Sitio F_{pga} en periodo cero

Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración Pico de Terreno - F_{PGA}				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Tabla 6. Tabla 3.10.3.2-2 AASHTO – Valores de Factor de Sitio F_a en periodo corto

Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración Pico de Terreno - F_a				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Tabla 7. Tabla 3.10.3.2-3 AASHTO – Valores de Factor de Sitio F_v en periodo largo

Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración Pico de Terreno - F_v				
	$S_1 < 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 > 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

Nota: Emplear interpolación para calcular valores intermedios.

6.6.4. Espectro de Diseño

Los coeficientes de respuesta sísmica elástica del espectro sísmico de diseño se calculan de la siguiente forma.

$$C_{sm} = \begin{cases} A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_o} \right) & T_m < T_o \\ S_{DS} & T_o < T_m < T_s \\ \frac{S_{D1}}{T_m} & T_o < T_m \end{cases}$$

Donde:

- $A_s = F_{pga} \text{ (PGA)} \mid S_{DS} = F_s S_s \mid S_{D1} = F_v S_1$
- $T_s = S_{D1}/S_{DS}$
- $T_o = 0.2 T_s$
- $T_m = \text{periodo fundamental del puente}$

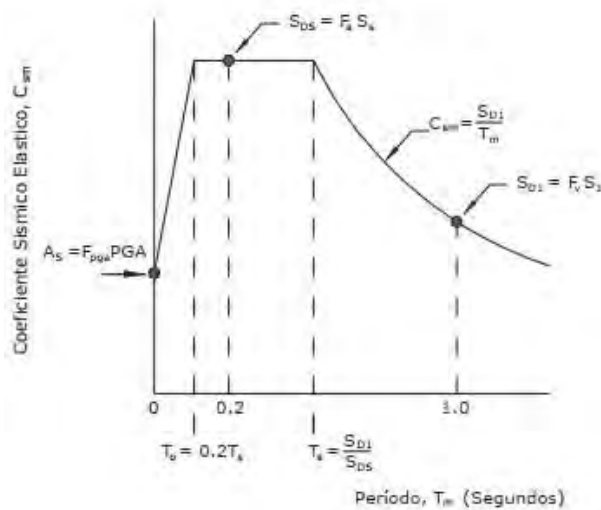


Figura 13. Figura 3.10.4.1-1, AASHTO – Espectro Sísmico de Diseño. Fuente Ing. Arturo Serquen

6.6.5. Combinación de las Fuerzas Sísmicas

Debido a que no se sabe el ángulo de incidencia de las solicitaciones sísmicas, el código propone combinar de la siguiente manera.

- 100% del valor absoluto en una de las direcciones ortogonales combinado con el 30% del valor absoluto en la segunda dirección ortogonal
- 100% del valor absoluto en la segunda dirección ortogonal combinado con el 30% del valor absoluto en la primera dirección ortogonal.

6.6.6. Elaboración del Espectro de Diseño

Para elaborar el espectro de diseño, debemos definir lo siguiente:

- El puente está ubicado en Lima – Perú.
- Los valores de las aceleraciones se obtendrán de los mapas de isoaceleraciones del manual de puentes 2018 del MTC.

Aceleraciones Base y Clase de Suelo

- $PGA = 0.5 \text{ g}$
- $S_s = 1.2 \text{ g}$
- $S_1 = 0.46 \text{ g}$
- Tipo de Suelo = C

Factores de Sitio

- $F_{PGA} = 1$
- $F_a = 1$
- $F_v = 1.36$

Aceleraciones Espectrales

$$A_S = PGA F_{PGA} \quad S_{DS} = S_S F_a \quad S_{D1} = S_1 F_v$$

- $A_S = 0.50 \text{ g}$
- $S_{DS} = 1.20 \text{ g}$
- $S_{D1} = 0.63 \text{ g}$

Periodos

$$T_S = \frac{S_{DS}}{S_{D1}} \quad T_O = 0.2 T_S$$

- $T_S = 0.521 \text{ s}$
- $T_O = 0.104$

Espectro de Aceleraciones

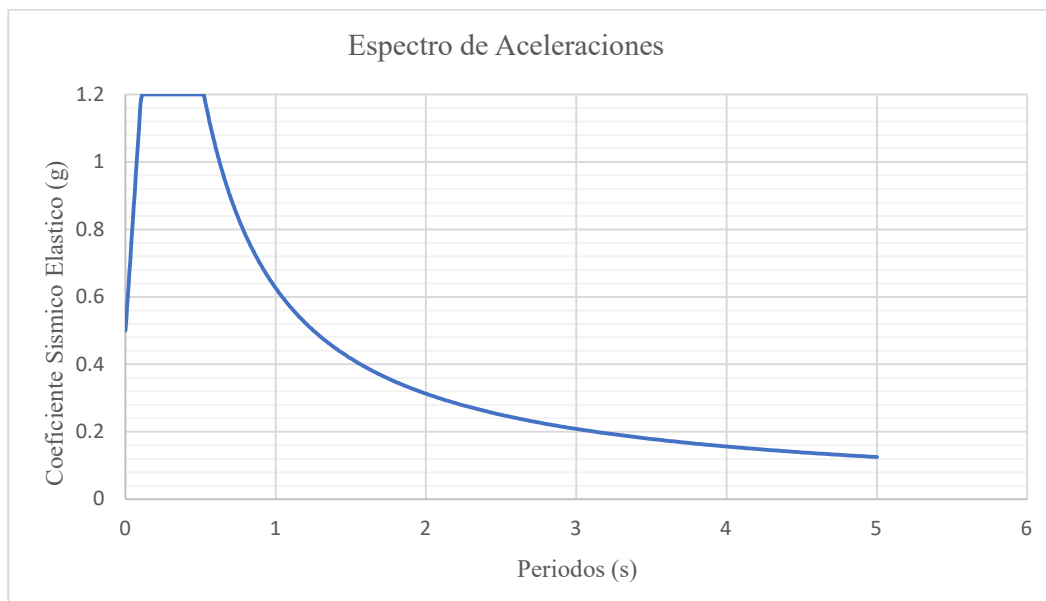


Figura 14. Espectro Sísmico de Diseño

Los softwares de modelamiento estructural de puentes permiten obtener el espectro sísmico para luego definir las cargas sísmicas, solo debemos definir las aceleraciones S_s , S_1 , PGA y tipo de suelo.

7. Modelo Computacional del Puente

El modelo computacional del puente se realizó con el programa CSI Bridge v25, el cual permite aplicar todos los criterios estructurales necesarios, como son los siguientes.

EL modelamiento de puente en el programa CSI Bridge v25 es muy fácil de realizar, ya que el programa permite la creación de todos los elementos estructurales y las solicitaciones actuantes de manera aislada, para luego ensamblar todo en uno y dar forma al puente. Los pasos que se debe seguir son los siguientes:

- Definir un eje, el cual permite definir la longitud del puente y los carriles.
- Definir carriles, para la aplicación de la carga vehicular.
- Definir las propiedades mecánicas los materiales, como son el concreto y acero.
- Definir la geometría de la sección transversal del puente, como son: las vigas y el tablero.
- Definir los diafragmas, viga cabezal y pilar
- Definir las condiciones de apoyo del puente en el estribo y pilares
- Definir los aisladores, para su fase lineal y no lineal.
- Definir la continuidad del puente en los apoyos intermedios.
- Definir las solicitaciones como son: peso propio, vereda, baranda, asfalto, HL-93, frenado, viento y sismo.

La ventaja del programa CSI Bridge v25 para el análisis estructural, son las siguientes:

- Realiza el cálculo del peso propio de los elementos estructurales.

- Permite introducir cargas estáticas como vereda, baranda, asfalto y viento.
- Realiza el cálculo de líneas de influencia, que son necesarios para la carga vehicular (HL-93) y frenado.
- Realiza el cálculo de la masa sísmica.
- Permite introducir el espectro sísmico de manera manual, que es definido de manera externa al programa.
- Realiza el análisis modal mediante el criterio de vectores ritz, que son más efectivos para el análisis de aislamiento sísmico.
- Realiza el análisis sísmico modal espectral.
- Permite introducir acelerogramas
- Realizar la espectro-compatibilización de los acelerogramas.
- Permite introducir las propiedades mecánicas de los aisladores para el análisis lineal y no lineal.
- Realiza el análisis no lineal tiempo historia mediante el método fast nonlinear analysis, este método es muy efectivo para el análisis de aislamiento sísmico.

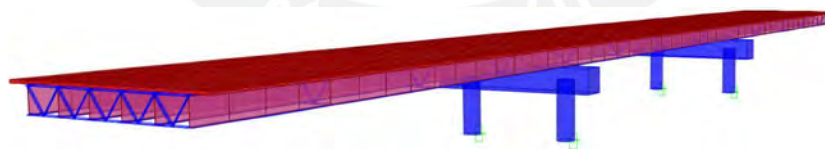


Figura 15. Vista 3D del Puente



Figura 16. Vista de Elevación del Puente

8. Diseño del Aislamiento Sísmico

El análisis y diseño del aislamiento sísmico del puente se realizó de acuerdo con la Guide Specifications for Seismic Isolation Design 4th Edition.

El análisis del aislamiento sísmico tiene como objetivo calcular el desplazamiento lateral máximo de los aisladores en cada apoyo del puente. Para ello dicha guía indica emplear tres métodos de análisis, que son: método directo simplificado, método multimodal y método tiempo historia. Sin embargo, solo se considera el mayor desplazamiento lateral entre los tres métodos.

El método directo simplificado tiene la particularidad de servir como punto partida para el método multimodal y tiempo historia, ya que permite calcular las propiedades lineales y no lineales de los aisladores, que son datos de entras para estos dos métodos.

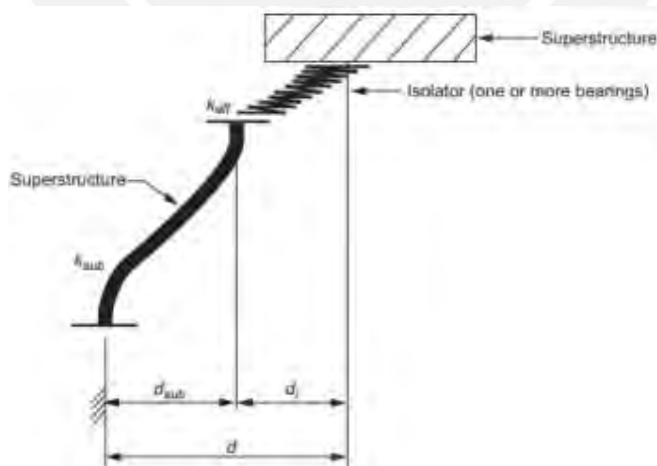


Figura 17. Esquema del Comportamiento del Aislador Sísmico. Fuente Guia AASHTO

De cada método de análisis se obtiene desplazamientos en la dirección longitudinal y transversal, es decir 4 valores de desplazamientos por apoyo, pero el aislador solo requiere un

valor de desplazamiento para su diseño, por ello los desplazamientos se deben promediar. A continuación, se explica el procedimiento de ponderación.

- El cálculo por dirección longitudinal tiene desplazamiento U_L y V_L
- El cálculo por dirección transversal tiene desplazamiento U_T y V_T .
- Para el caso longitudinal ponderamos los desplazamientos

$$U_1 = 1U_L + 0.3V_L$$

$$V_1 = 1U_L + 0.3V_T$$

$$R1 = \sqrt{U_1^2 + V_1^2}$$

- Para el caso transversal ponderamos los desplazamientos

$$U_2 = 0.3U_L + 1V_L$$

$$V_2 = 0.3U_L + 1V_T$$

$$R2 = \sqrt{U_2^2 + V_2^2}$$

- Entonces el valor final del desplazamiento es el máximo valor entre $R1$ y $R2$, esto se debe realizar para cada apoyo.

Este cálculo de ponderación del desplazamiento se debe realizar para cada método de análisis.

Cuando se obtiene el desplazamiento máximo del aislador por los tres métodos se procede a diseñar el aislador. Para realizar el diseño de un aislador existen varias formas, pero en este caso se empleará la guía de diseño descrita en el catálogo de la Bridgestone – Seismic Isolation Product Line Up del 2017.

Para la presente tesis, se empleará un aislador por viga es decir por punto de apoyo 6 aisladores, lo que hace en total 24 aisladores.

8.1. Análisis por el Método Directo Simplificad

Este método de análisis es del tipo estático, que permite calcular las propiedades lineales y no lineales del aislador. Este método de análisis se puede utilizar para puentes aislados que responden predominantemente como un sistema de un solo grado de libertad sin acoplamiento de desplazamiento entre dos o tres direcciones de coordenadas.

Antes de proceder con el método se debe calcular la rigidez lateral de los pilares y estribos en cada dirección, asimismo el peso sísmico en cada apoyo. A continuación, se describe el procedimiento del método.

- El cálculo de este método consiste en iterar el valor del desplazamiento en función del factor FI hasta que el valor inicial coincida con el valor final del desplazamiento.
- Primero se estima un desplazamiento total inicial, en función del factor FI y S_{D1} , se recomienda iniciar con $FI = 10\%$.

$$d = 2.54 FI S_{D1}$$

- Luego, calculamos la resistencia característica total en función de FI y el peso efectivo del puente.

$$Q_d = FI W_{eff}$$

- Luego, calculamos la rigidez post fluencia en función de la resistencia característica y el desplazamiento total.

$$K_d = \frac{Q_d}{d}$$

- Luego, calculamos la resistencia característica de cada apoyo en función del peso efectivo tributario y el peso efectivo total

$$Q_{d-j} = Q_d \left(\frac{W_{eff-j}}{W_{eff}} \right)$$

- Luego, calculamos la rigidez post fluencia de cada apoyo pilar y estribo en función del peso efectivo tributario y el peso efectivo total

$$K_{d-j} = K_d \left(\frac{W_{eff-j}}{W_{eff}} \right)$$

- Luego, calculamos el factor alfa de cada apoyo, en función de su rigidez post fluencia, resistencia característica, rigidez de la subestructura y el desplazamiento total.

$$\alpha_j = \frac{(K_{d-j} d + Q_{d-j})}{(K_{sub} d - Q_{d-j})}$$

- Luego, calculamos la rigidez efectiva en cada apoyo, en función del factor alfa y rigidez de la subestructura.

$$K_{eff-j} = \frac{\alpha_j K_{sub}}{(1 + \alpha_j)}$$

- Luego, calculamos el desplazamiento del aislador en cada apoyo.

$$d_{isol-j} = \frac{d}{(1 + \alpha_j)}$$

- Luego, calculamos la rigidez elástica del aislador en cada apoyo.

$$K_{isol-j} = \frac{Q_{d-j}}{d_{isol-j}} + K_{d-j}$$

- Luego, calculamos el desplazamiento de la subestructura en cada apoyo.

$$D_{sub-j} = d - d_{isol-j}$$

- Luego, calculamos periodo efectivo del puente, en función del peso total del puente por carga muerta y la rigidez efectiva de cada apoyo.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W_{total}}{g \sum K_{eff}}}$$

- Luego, calculamos el amortiguamiento efectivo del puente.

$$\xi_{eff} = \frac{2 \sum (Q_{d-j} d_{isol-j})}{\pi \sum [k_{eff-j} (d_{isol-j} + D_{sub-j})^2]}$$

- Luego, calculamos el factor de amortiguamiento del puente

$$B_L = \left(\frac{\xi_{eff}}{0.05} \right)^{0.3} ; \text{ si } \xi_{eff} > 0.3 \Rightarrow B_L = 1.7$$

- Finalmente, calculamos el desplazamiento total final, que luego de iterar debe ser igual al desplazamiento inicial.

$$d = \left(\frac{S_{D1} T_{eff}}{B_L} \right) \left(\frac{g}{4 \pi^2} \right)$$

- Ahora procedemos con los cálculos respectivos del método simplificado para obtener los desplazamiento de los aisladores en cada apoyo y dirección, que luego serán ponderados para obtener el desplazamiento resultante en cada apoyo.

Tabla 8. Cálculo del Desplazamiento del Puente por el Método Simplificado - Eje Longitudinal

Parámetros	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Total	Unidades
$W_{total} =$					1649.011	tn
$W_{eff-j} =$	168.2518	464.4567	464.4567	168.2518	1265.417	tn
$K_{sub-j} =$	431631.505	10514.1415	10514.1415	431631.505		tn/m
F.I =					11.78%	
$S_{D1} =$					0.616	m/s ²
$d =$					0.184	m
$Q_d =$					149.037	tn
$K_d =$					808.234	tn/m
$Q_{d-j} =$	19.8161	54.7022	54.7022	19.8161		tn
$K_{d-j} =$	107.4641	296.6531	296.6531	107.4641		tn/m
$\alpha_j =$	0.0005	0.0581	0.0581	0.0005		
$K_{eff-j} =$	214.8747	577.0256	577.0256	214.8747	1583.801	tn/m
$d_{isol-j} =$	0.1843	0.1743	0.1743	0.1843		m
$K_{isol-j} =$	214.9817	610.5322	610.5322	214.9817		tn/m
$D_{sub-j} =$	0.0001	0.0101	0.0101	0.0001		m
$T_{eff} =$					2.047	s
$\xi_{eff} =$					0.312	
$B_L =$					1.700	
$d =$					0.184	m

Tabla 9. Cálculo del Desplazamiento del Puesto por el Método Simplificado - Eje Transversal

Parámetros	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Total	Unidades
					1649.011	tn
$W_{\text{eff}-j} =$	168.2518	464.4567	464.4567	168.2518	1265.417	tn
$K_{\text{sub}-j} =$	97117088.7	35285.8151	35285.8151	97117088.7		tn/m
$F.I =$					11.69%	
$S_{D1} =$					0.616	
$d =$					0.183	m
$Q_d =$					147.976	tn
$K_d =$					808.234	tn/m
$Q_{d-j} =$	19.6752	54.3131	54.3131	19.6752		tn
$K_{d-j} =$	107.4641	296.6531	296.6531	107.4641		tn/m
$\alpha_j =$	0.0000	0.0170	0.0170	0.0000		
$K_{\text{eff}-j} =$	214.9279	588.3598	588.3598	214.9279	1606.575	tn/m
$d_{\text{isol}-j} =$	0.1831	0.1800	0.1800	0.1831		m
$K_{\text{isol}-j} =$	214.9284	598.3365	598.3365	214.9284		tn/m
$D_{\text{sub}-j} =$	0.0000	0.0031	0.0031	0.0000		m
$T_{\text{eff}} =$					2.033	s
$\xi_{\text{eff}} =$					0.316	
$B_L =$					1.700	
$d =$					0.183	m

Tabla 10. Desplazamiento Resultante por el Método Simplificado

Descripción	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
$u_L =$	0.184	0.174	0.174	0.184	m
$v_L =$	0.000	0.000	0.000	0.000	m
$u_T =$	0.000	0.000	0.000	0.000	m
$v_T =$	0.183	0.180	0.180	0.183	m
$u_1 = u_L + 0.3u_T =$	0.184	0.174	0.174	0.184	m
$v_1 = v_L + 0.3v_T =$	0.055	0.054	0.054	0.055	m
$R_1 = (u_1^2 + v_1^2)^{0.5} =$	0.192	0.182	0.182	0.192	m
$u_2 = 0.3u_L + u_T =$	0.055	0.052	0.052	0.055	m
$v_2 = 0.3v_L + v_T =$	0.183	0.180	0.180	0.183	m
$R_2 = (u_2^2 + v_2^2)^{0.5} =$	0.191	0.187	0.187	0.191	m
$d = \max(R_1, R_2) =$	0.192	0.187	0.187	0.192	m

8.2. Análisis por el Método Multimodal del Puente

Este método de análisis es del tipo dinámico lineal y se emplea cuando el puente tiene más de un modo importante de vibración de acuerdo con su porcentaje de masa participante, asimismo este método permite acoplar los desplazamientos de ambas direcciones de movimiento. Este método consiste en realizar un análisis sísmico modal espectral.

Un puente sin aislamiento tiene un amortiguamiento natural de 5%, pero un puente con aislamiento incrementa considerablemente su amortiguamiento, por ello la forma adecuada de considerar este efecto es mediante el escalamiento de espectro de aceleraciones, pero solo para los modos aislados.

Para realizar el análisis por este método se debe emplear un software estructural, en este caso se utilizará el programa CSi Bridge v25.

8.2.1. Configuración del Espectro para el Método Multimodal

Los espectros de aceleraciones se construyen con un amortiguamiento de 5%, por ello se debe escalar al amortiguamiento requerido. La manera de incrementar el amortiguamiento en el espectro de aceleraciones es dividir las aceleraciones entre el factor de amortiguamiento (B_L), el B_L debe corresponder al amortiguamiento requerido. Pero este escalamiento no se realiza a todo el espectro de aceleraciones sino a las aceleraciones con periodos mayor al 80% del periodo efectivo. El periodo efectivo se calculó en el método anterior.

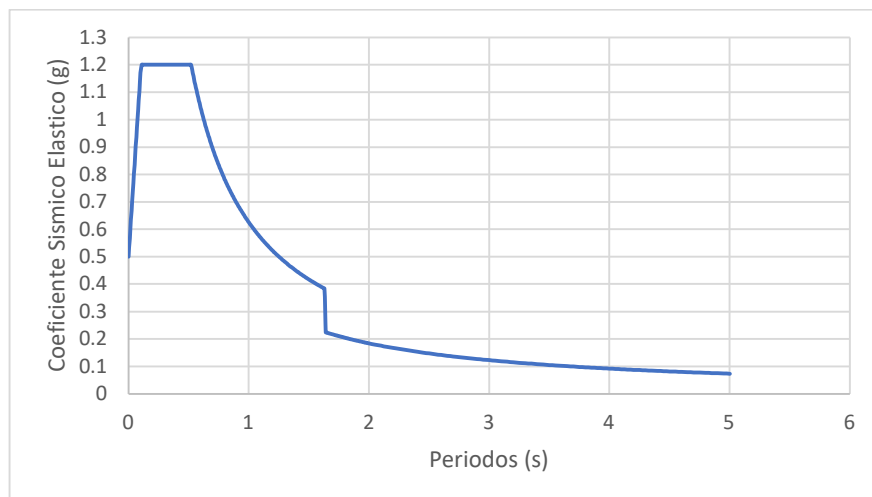


Figura 18. Espectro de Aceleraciones Escalado para Ambos Ejes

Después de escalar el espectro de aceleraciones con el amortiguamiento obtenido, se debe calcular las propiedades dinámicas lineales del aislador para introducirlos al programa computacional.

Tabla 11. Cálculo de la Rigidez Elástica de Un Aislador – Eje Longitudinal

Descripción	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
Rigidez elástica 6 aisladores	214.9817	610.5322	610.5322	214.9817	tn/m
Rigidez elástica 1 aislador	35.830	101.755	101.755	35.830	tn/m

Tabla 12. Cálculo de la Rigidez Elástica de Un Aislador – Eje Transversal

Descripción	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
Rigidez elástica 6 aisladores	214.9284	598.3365	598.3365	214.9284	tn/m
Rigidez elástica 1 aislador	35.821	99.723	99.723	35.821	tn/m

Una vez calculados los desplazamientos por cada eje, estos deben ser combinados para obtener un desplazamiento resultante.

Tabla 13. Desplazamiento Resultante por el Método Multimodal

Descripción	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
$u_L =$	0.1609	0.1551	0.1551	0.1609	m
$v_L =$	0.0410	0.0406	0.0465	0.0578	m

$u_T =$	0.0483	0.0465	0.0465	0.0483	m
$v_T =$	0.1937	0.1567	0.1567	0.1937	m
$u_1 = u_L + 0.3u_T =$	0.1754	0.1691	0.1691	0.1754	m
$v_1 = v_L + 0.3v_T =$	0.0992	0.0876	0.0935	0.1159	m
$R_1 = (u_1^2 + v_1^2)^{0.5} =$	0.2015	0.1904	0.1932	0.2103	m
$u_2 = 0.3u_L + u_T =$	0.0966	0.0931	0.0931	0.0966	m
$v_2 = 0.3v_L + v_T =$	0.2060	0.1689	0.1706	0.2111	m
$R_2 = (u_2^2 + v_2^2)^{0.5} =$	0.2275	0.1928	0.1944	0.2321	m
$d = \max(R_1, R_2) =$	0.228	0.193	0.194	0.232	m

8.3. Análisis por el Método Tiempo Historia del Punte

Este método de análisis es del tipo dinámico no lineal y tiene la ventaja de verificar el comportamiento de los aisladores en el rango no lineal mediante el diagrama de histéresis. Para realizar este método se requiere lo siguiente:

- Registros sísmicos, pueden ser 3 pares o 7 pares, en el caso de 3 se considera como resultado final el máximo valor obtenido y para el caso de 7 se considera como resultado final el promedio de los valores obtenidos.
- Los registros sísmicos deben ser escalados al espectro de diseño.
- Las propiedades no lineales del aislador.

8.3.1. Selección de Acelerogramas

Para esta tesis se empleó 3 pares de registros sísmicos que son: Loreto 2011, Ica 2007 y Moquegua 2001. Los acelerogramas fueron seleccionados porque sucedieron en el territorio peruano y son de magnitud considerable.

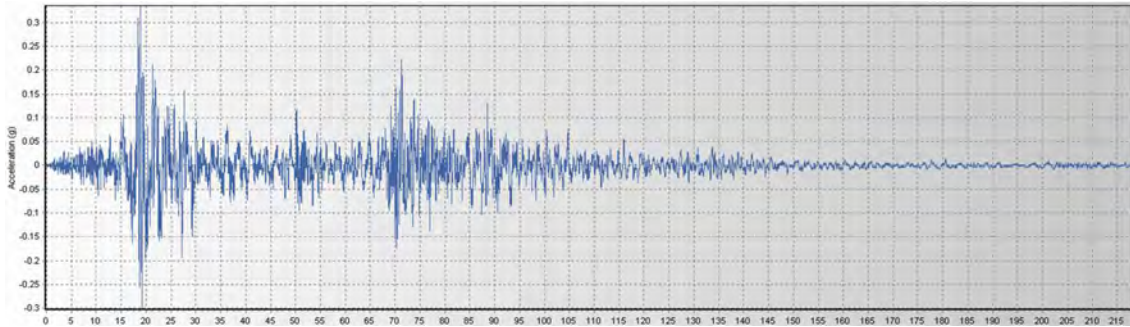


Figura 19. Acelerograma de Ica 2007 - NS

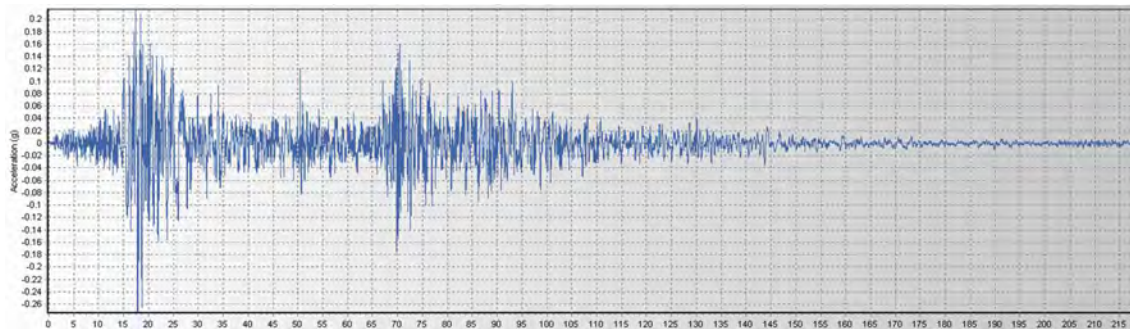


Figura 20. Acelerograma de Ica 2007 - EW

8.3.2. Espectro Compatibilización de Acelerogramas

Los acelerogramas deben ser espectros compatibilizados con el objetivo de generar una intensidad similar que el espectro sísmico de diseño.

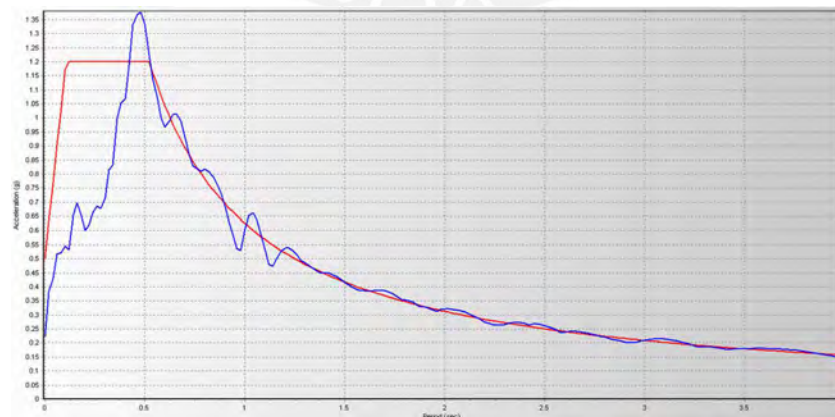


Figura 21. Acelerograma Espectro Compatibilizado de Ica 2007 NS

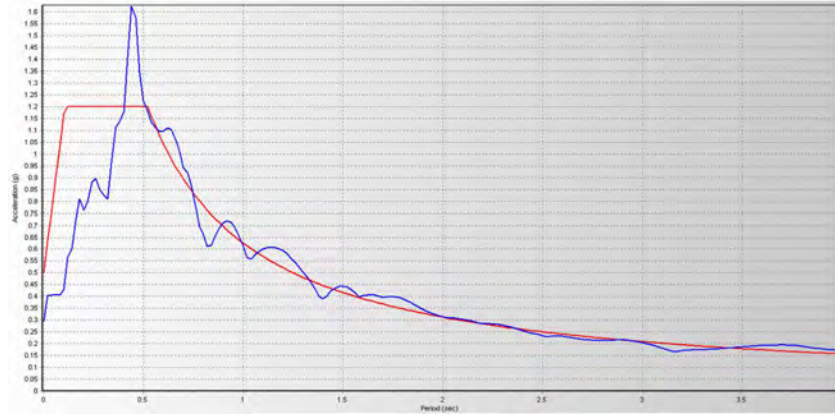


Figura 22. Acelerograma Espectro Compatibilizado de Ica 2007 EW

8.3.3. Propiedades No Lineales de los Aisladores

Antes de realizar un análisis tiempo historia no lineal se debe calcular las propiedades no lineales del aislador, pero el programa CSi Bridge v25 solo requiere como dato la rigidez inicial, el cociente entre rigidez post fluencia y rigidez inicial (alfa) y la fuerza de fluencia.

- Primero definimos el valor de alfa, para este caso se asume un valor conservador.

$$\alpha = 0.1$$

- Luego, con la rigidez post fluencia y el alfa podemos calcular la rigidez inicial.

$$K_{inicial-j} = \frac{K_{d-j}}{\alpha}$$

- Luego, con la resistencia característica y el alfa podemos calcular la fuerza de fluencia.

$$F_{y-j} = \frac{Q_{d-j}}{1 - \alpha}$$

- A continuación, calculamos las propiedades no lineales de un aislador.

Tabla 14. Propiedades No Lineales de Grupo de Aisladores – Eje Longitudinal

Parámetros	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
$Q_{d-j} =$	19.8161	54.7022	54.7022	19.8161	tn
$K_{d-j} =$	107.4641	296.6531	296.6531	107.4641	tn/m
$\alpha =$	0.10	0.10	0.10	0.10	
$K_{inicial-j} =$	1074.6409	2966.5310	2966.5310	1074.6409	tn/m
$F_{y-j} =$	22.0179	60.7802	60.7802	22.0179	tn

Tabla 15. Propiedades No Lineales de un Aislador – Eje Longitudinal

Parámetros	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
N° aisladores	6	6	6	6	und
$K_{inicial} =$	179.1068	494.4218	494.4218	179.1068	tn/m
$F_y =$	3.6697	10.1300	10.1300	3.6697	tn
$\alpha =$	0.10	0.10	0.10	0.10	

Tabla 16. Propiedades No Lineales de Grupo de Aisladores – Eje Transversal

Parámetros	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
$Q_{d-j} =$	19.6752	54.3131	54.3131	19.6752	tn
$K_{d-j} =$	107.4641	296.6531	296.6531	107.4641	tn/m
$\alpha =$	0.10	0.10	0.10	0.10	
$K_{inicial-j} =$	1074.6409	2966.5310	2966.5310	1074.6409	tn/m
$F_{y-j} =$	21.8613	60.3478	60.3478	21.8613	tn

Tabla 17. Propiedades No Lineales de un Aislador – Eje Transversal

Parámetros	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
N° aisladores	6	6	6	6	und
$K_{inicial} =$	179.1068	494.4218	494.4218	179.1068	tn/m
$F_y =$	3.6436	10.0580	10.0580	3.6436	tn
$\alpha =$	0.10	0.10	0.10	0.10	

9.3.4. Desplazamiento No Lineales de los Aisladores

Luego de introducir las propiedades no lineales del aislador al programa Csi Bridge, se obtuvo los siguientes desplazamientos de los aisladores.

Tabla 18. Desplazamientos Máximos por el Método Tiempo Historia – Eje Longitudinal

Dirección	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
Eje x	0.145754	0.140518	0.140519	0.145754	m
Eje y	0.024996	0.024308	0.024295	0.024996	m

Tabla 19. Desplazamientos Máximos por el Método Tiempo Historia – Eje Transversal

Dirección	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
Eje x	0.033852	0.033325	0.03332	0.034096	m
Eje y	0.099293	0.093629	0.093625	0.099289	m

Ahora se procede a calcular los desplazamientos resultantes en los aisladores.

Tabla 20. Desplazamientos Resultantes por el Método Tiempo Historia

Descripción	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
$u_L =$	0.1458	0.1405	0.1405	0.1458	m
$v_L =$	0.0250	0.0243	0.0243	0.0250	m
$u_T =$	0.0339	0.0333	0.0333	0.0341	m
$v_T =$	0.0993	0.0936	0.0936	0.0993	m
$u_1 = u_L + 0.3u_T =$	0.1559	0.1505	0.1505	0.1560	m
$v_1 = v_L + 0.3v_T =$	0.0548	0.0524	0.0524	0.0548	m
$R_1 = (u_1^2 + v_1^2)^{0.5} =$	0.1653	0.1594	0.1594	0.1653	m
$u_2 = 0.3u_L + u_T =$	0.0776	0.0755	0.0755	0.0778	m
$v_2 = 0.3v_L + v_T =$	0.1068	0.1009	0.1009	0.1068	m
$R_2 = (u_2^2 + v_2^2)^{0.5} =$	0.1320	0.1260	0.1260	0.1321	m
$d = \max(R_1, R_2) =$	0.165	0.159	0.159	0.165	m

9.3.5. Diagrama de Fuerza vs Desplazamiento del Aislador

El diagrama de fuerza vs desplazamiento permite comprobar si el aislador realiza adecuadamente los ciclos de carga y descarga. El diagrama que se forma también se conoce como diagrama de histéresis.

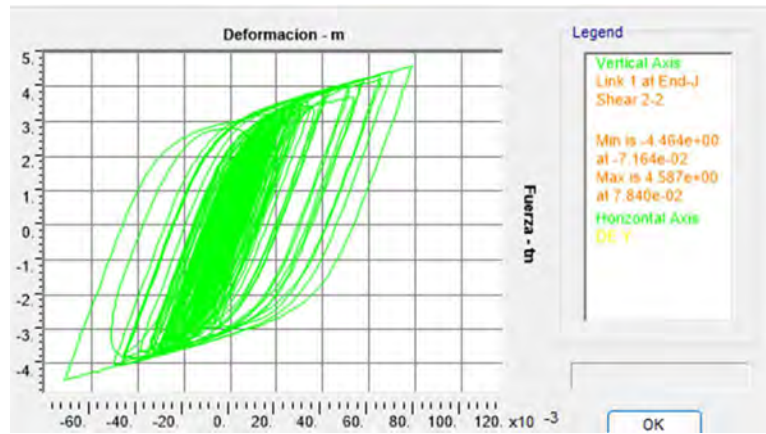


Figura 23. Diagrama de Histéresis en el Eje Y con Acelerograma de Loreto

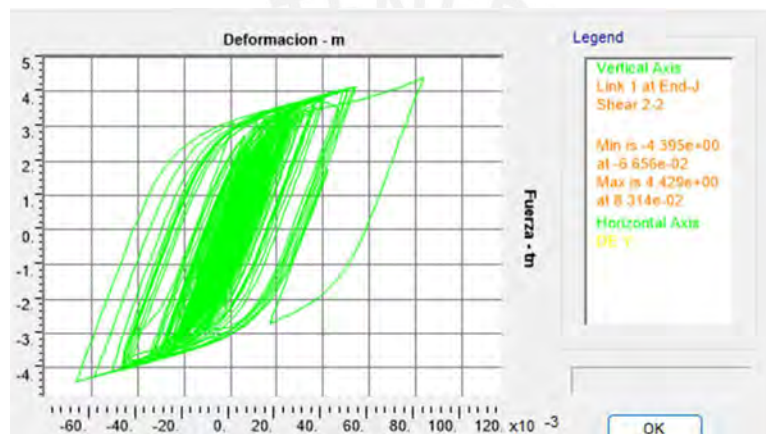


Figura 24. Diagrama de Histéresis en el Eje Y con Acelerograma de Ica

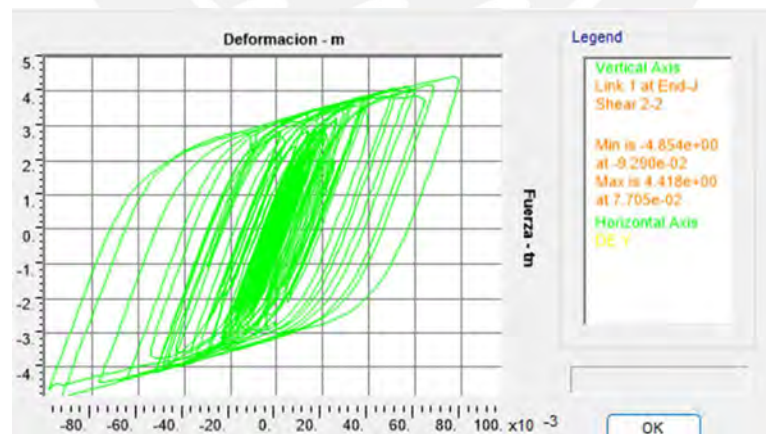


Figura 25. Diagrama de Histéresis en el Eje Y con Acelerograma de Moquegua

El resultado de los diagramas de histéresis fueron los esperados de acuerdo con el comportamiento y forma del bucle.

8.4. Comparación y Conclusión de Desplazamiento por Aislamiento.

Una vez que se obtiene todos los desplazamientos máximos por cada método de análisis, se procede a elegir el método con mayor desplazamiento máximo, con la finalidad de diseñar el aislador.

Tabla 21. Comparación de Desplazamientos Resultantes por los 3 Métodos

Método	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
Directo Simplificado	0.192	0.187	0.187	0.192	m
Multimodal	0.228	0.193	0.194	0.232	m
Tiempo Historia	0.165	0.159	0.159	0.165	m

Tabla 22. Desplazamiento Resultante Máximo

Criterio	Estribo 1	Pilar 1	Pilar 2	Estribo 2	Unidades
Desplazamiento Máximo	0.228	0.193	0.194	0.232	m

Como se puede apreciar, los mayores desplazamientos son por el método multimodal, por ello se empleará estos valores para el respectivo diseño de aisladores

8.5. Diseño de los Aisladores Sísmicos

Con los desplazamientos máximos calculados, se procede a diseñar los aisladores de acuerdo con el catálogo de la Bridgestone – Seismic Isolation Product Line Up del 2017, el procedimiento de cálculo empleado es para aisladores LRB. Como guía de diseño se empleará las propiedades del aislador calculadas en el análisis.

Tabla 23. Propiedades del Aislador obtenidas del Análisis

Descripción	Pilar 2	Unidades
Resistencia característica	$Q_d = 9.0522$	tn

Rigidez post fluencia	$K_d =$	49.4422	tn/m
Rigidez inicial	$K_{\text{inicial}} =$	494.4218	tn/m
Fuerza de fluencia	$F_y =$	10.0580	tn
Rigidez equivalente	$K_{\text{eq}} =$	98.0600	tn/m
Ratio de amortiguamiento equivalente	$\xi_{\text{eq}} =$	31.6%	

A continuación, se describir el procedimiento para el diseño de los aisladore sísmicos.

- Primero, determinar los siguientes valores: el desplazamiento máximo del aislador de un apoyo intermedio ($D_{TM} = 0.194$), la altura del aislador ($H = 20$ cm), módulo de corte del aislador ($G_r = 39.259$ tn/m²), módulo de corte del plomo ($\alpha_p = 59.449$ tn/m²) y el esfuerzo de fluencia del plomo ($\sigma_{pb} = 812.408$ tn/m²).

- Luego, calcular la deformación por corte de la goma

$$\gamma = \frac{D_{TM}}{H}$$

- Luego, escoger un aislador del catálogo en función de la resistencia característica y el amortiguamiento. Por ello se eligió del catálogo un aislador del tipo LH60G4-G. El aislador elegido tiene un área efectiva del plano $A_r = 0.2695$ m² y un diámetro de plomo $d_p = 0.13$ m.

- Luego, calculamos la rigidez de la lámina de goma

$$K_r = \frac{G_r A_r}{H}$$

- Luego, calculamos la rigidez adicional del plomo

$$K_p = \frac{\alpha_p}{H} \left(\frac{d_p}{2} \right)^2 \pi$$

- Luego, calculamos el factor de corrección de la rigidez post fluencia

$$C_{Kd} = \begin{cases} 0.779 \gamma^{-0.43} & 0 \leq \gamma < 0.25 \\ \gamma^{-0.25} & 0.25 \leq \gamma < 1.00 \\ \gamma^{-0.12} & 1 \leq \gamma < 2.50 \end{cases}$$

- Luego, calculamos la rigidez post fluencia

$$K_d = C_{Kd}(K_r + K_p)$$

- Luego, calculamos el factor de corrección de la resistencia característica

$$C_{Qd} = \begin{cases} 2.036 \gamma^{0.41} & 0 \leq \gamma < 0.1 \\ 1.106 \gamma^{0.145} & 0.1 \leq \gamma < 0.5 \\ 1 & 0.5 \leq \gamma \end{cases}$$

- Luego, calculamos la resistencia característica

$$Q_d = C_{Qd} \sigma_{pb} \left(\frac{d_p}{2} \right)^2 \pi$$

- Luego, calculamos la rigidez inicial, pero se asume que $\beta = 10$

$$K_i = \beta K_d$$

- Luego, calculamos la fuerza de fluencia

$$F_y = \frac{Q_d}{1 + \frac{1}{\beta}}$$

- Luego, calculamos la rigidez equivalente

$$K_{eq} = \frac{Q_d}{\gamma H} + K_d$$

- Para finalizar, calculamos el ratio de amortiguamiento equivalente

$$\xi_{eq} = \frac{2}{\pi} \frac{Q_d \left(\gamma H - \frac{Q_d}{(\beta - 1) K_d} \right)}{K_{eq} (\gamma H)^2}$$

- Ahora, calculamos las propiedades no lineales de un aislador en función de las propiedades mecánicas de los materiales del aislador, tal como indica el catálogo Bridgestone.

Tabla 24. Procedimiento de Diseño de Un Aislador

Descripción		Pilar 2	Unidades
Desplazamiento por aislamiento	$D_{TM} =$	0.194	m
Altura de goma del aislador	$H =$	0.20	m
Deformación por corte de la goma	$\gamma =$	0.972	
Módulo de corte de la goma	$G_r =$	39.259	tn/m ²
Área efectiva del plano	$A_r =$	0.270	m ²
Rigidez de la lámina de goma	$K_r =$	52.902	tn/m
Módulo de corte del plomo	$\alpha_p =$	59.449	tn/m ²
Diámetro del plomo	$d_p =$	0.13	m
Área del plomo	$A_p =$	0.013	m ²
Rigidez adicional por núcleo de plomo	$K_p =$	3.945	tn/m
Factor de corrección - K_d	$C_{K_d} =$	1.007	
Rigidez post fluencia	$K_d =$	57.254	tn/m
Esfuerzo de fluencia del plomo	$\sigma_{pb} =$	812.408	tn/m ²
Factor de corrección - Q_d	$C_{Q_d} =$	1	
Resistencia característica	$Q_d =$	10.783	tn
Ratio entre rigideces	$\beta =$	10	
Rigidez inicial	$K_i =$	572.540	tn/m
Fuerza de fluencia	$F_y =$	11.981	tn
Rigidez equivalente	$K_{eq} =$	112.731	tn/m
Ratio de amortiguamiento equivalente	$\xi_{eq} =$	27.96%	

Tabla 25. Resumen de Propiedades para Fabricar los Aisladores

Descripción		Pilar 2	Unidades
Resistencia característica	$Q_d =$	10.783	tn
Rigidez post fluencia	$K_d =$	57.254	tn/m
Ratio entre rigideces	$\beta =$	10	
Rigidez inicial	$K_i =$	572.540	tn/m
Fuerza de fluencia	$F_y =$	11.981	tn
Rigidez equivalente	$K_{eq} =$	112.731	tn/m
Ratio de amortiguamiento equivalente	$\xi_{eq} =$	27.96%	

En esta tesis se implementó una forma de verificar el diseño del aislador es comparar el modelo bilineal del análisis vs del diseño. Si ambos son similares entonces el diseño es adecuado. En caso de que no sean similares cambiar las dimensiones del área efectiva del plano y el diámetro del núcleo de plomo.

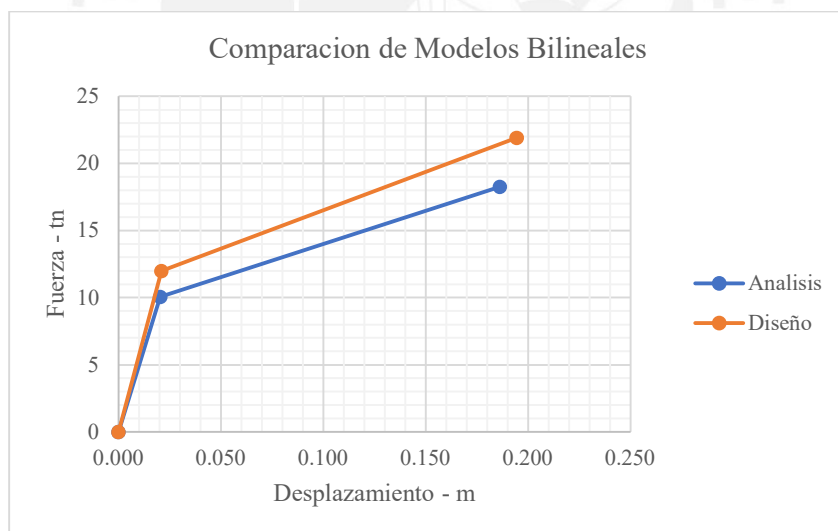


Figura 26. Comparación del Modelos Bilineales

Podemos verificar en el gráfico que el modelo bilineal del diseño es ligeramente mayor al del análisis, esto es por criterios de seguridad ya que el análisis contiene valores asumidos. Pero de manera global se puede asumir que ambos modelos son similares.

9. Criterio de Combinación de Solicitaciones

En el capítulo de análisis de carga se cuantifico cada sollicitación, pero las sollicitaciones no actúan de manera independiente sino en forma combinada, es decir 2 o más sollicitaciones al mismo tiempo, esto implica crear casos de combinaciones. Pero cada caso de combinación debe maximizar los efectos de las sollicitaciones en función del tipo de diseño que se realizara. Por esto, en puentes, se implementó el criterio de estados de límite.

9.1. Estados de Límite

Los estados de límite son combinaciones de sollicitaciones que maximizan un tipo de efecto que debe soportar el puente, con la finalidad de garantizar la seguridad del puente en el proceso de diseño. La forma de maximizar una combinación es mediante el uso de factores de amplificación. De acuerdo con el tipo de sollicitación, el valor del factor de amplificación cambia. Los estados de límites en puentes son:

- Resistencia I: Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- Resistencia II: Combinación de cargas relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.
- Resistencia III: Combinación de cargas relacionada al puente expuesto al viento de diseño.
- Resistencia IV: Combinación de cargas relacionada a relaciones muy altas de las sollicitaciones de las cargas muertas a las cargas vivas.

- Resistencia V: Combinación de cargas relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 129 km/h.
- Evento Extremo I: Combinación de cargas incluyendo sismo.
- Evento Extremo II: Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.
- Servicio I: Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 113 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.
- Servicio II: Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- Servicio III: Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- Servicio IV: Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- Fatiga I: Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga infinita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga infinita es usado en puentes con volumen de tráfico alto.
- Fatiga II: Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga finita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga finita es usado en puentes con volumen de tráfico bajo.

A continuación, se presenta las combinaciones de solicitaciones que afectan a este puente:

D = Carga por peso propio

SD = Carga por accesorio como baranda y vereda

DW = Carga por superficie de rodamiento

LL = Carga por vehículo

BR = Carga por fuerza de frenado

WS = Carga por viento

EQ = Carga por sismo

- Resistencia Ia

$$1.25D + 1.25SD + 1.5DW + 1.75LL + 1.75BR$$

- Resistencia Ib

$$0.90D + 0.90SD + 0.65DW + 1.75LL + 1.75BR$$

- Resistencia IIIa

$$1.25D + 1.25SD + 1.5DW + 1WS$$

- Resistencia IIIb

$$0.90D + 0.90SD + 0.65DW + 1WS$$

- Evento Extremo Ia

$$1.00D + 1.00SD + 1.00DW + 0.50LL + 1.00EQ$$

10. Diseño Estructural del Puente

El diseño estructural del puente se realizó de acuerdo con los criterios indicados en la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, el libro Bridge Engineering Handbook Superstructure Design y el libro Bridge Engineering Handbook Substructure Design.

Este capítulo solo describe el criterio y procedimiento de cálculo empleado, pero el desarrollo del cálculo se encuentra detallado en el anexo.

La diferencia de diseñar un puente convencional vs un puente con aislador está en la subestructura ya que se diseñará de manera tradicional con fuerza elásticas (Serquen, 2020) y no es necesario emplear el diseño basado en desplazamiento. El diseño de la superestructura es el mismo par ambos casos.

10.1. Diseño en Concreto Armado

Para realizar el diseño de elementos de concreto armado en puentes se debe emplear como mínimo un $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Estas resistencias permiten soportar la variación del clima y el desgaste del tránsito vehicular.

10.1.1. Diseño por Flexión

Para realizar el diseño por flexión en concreto armado se debe cumplir los siguientes criterios:

- Criterio del Momento de Diseño Mínimo o Refuerzo Mínimo

Este criterio contempla que el momento de diseño mínimo debe ser el menor valor entre momento de agrietamiento y 1.33 veces el momento último. Luego el momento de diseño será el mayor valor entre el momento de diseño mínimo y el momento último.

El momento de agrietamiento se calcula de la siguiente forma:

$$M_{cr} = \gamma_3 \gamma_1 f_r S$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c}; \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Donde:

γ_3 = relación de la resistencia de fluencia mínima especificada a la resistencia en tensión última del concreto.

γ_1 = factor de variabilidad del agrietamiento por flexión

f_r = módulo de ruptura del concreto

S = modulo elástico de la sección

f'_c = resistencia a la compresión del concreto

M_{cr} = Momento de agrietamiento

Para esta tesis, $\gamma_3 = 0.67$ (valor para refuerzo grado 60, A615) y $\gamma_1 = 1.6$ (valor para todas las estructuras de concreto)

- Cálculo del Área de Acero Requerido

Calcular el área de acero requerida es un proceso iterativo, se empieza asumiendo un área de acero para luego calcular un momento, esta iteración finaliza cuando el área de acero nos da un momento igual al momento de diseño.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\phi_f = 0.75 \leq 0.65 + 0.15 \left(\frac{d \beta}{a} - 1 \right) \leq 0.9 \text{ (para Acero Grado 60)}$$

$$M_d = \phi_f A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

A_s = área de acero por flexión

f_y = resistencia a la fluencia del acero

f'_c = resistencia a la compresión del concreto

b = ancho de la sección analizada

a = altura del diagrama de tensiones equivalente

d = peralte efectivo de la sección analizada

β = factor para obtener el diagrama de tensiones equivalente

ϕ_f = factor de reducción por flexión

M_d = momento de diseño

- Verificación de Esfuerzos Admisibles

Este criterio verifica que el concreto armado y el acero de refuerzo se encuentre en el rango de esfuerzos elásticos para solicitaciones en servicio.

$$\rho = \frac{A_{s_{var}}}{s_{var} d}$$

$$E_c = 15300 \sqrt{f'c}; \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

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

$$c = d \left(\sqrt{\rho n (\rho n + 2)} - \rho n \right)$$

$$f_s = \frac{M_s}{A_{s_{var}} \left(d - \frac{c}{3} \right)}$$

$$f_c = \frac{A_{s_{var}} f_s}{c s_{var} 0.5}$$

Se debe cumplir que: $f_s \leq 0.6 f_y$ y $f_c \leq 0.45 f'c$

Donde:

$A_{s_{var}}$ = área de acero de una varilla

s_{var} = separación entre varillas de acero

d = peralte efectivo de la sección analizada

ρ = cuantía de acero

E_c = módulo de elasticidad del concreto

E_s = módulo de elasticidad del acero

n = relación modular del acero y concreto

c = longitud del eje neutro

M_s = momento de servicio proporcional a la separación de varillas

f_s = esfuerzo elástico del refuerzo de acero

f_c = esfuerzo elástico del concreto

- Separación Máxima del Refuerzo

De acuerdo con las dimensiones y esfuerzos de la sección analizada, las varillas de refuerzo deben tener una separación máxima.

$$\beta_s = 1 + \frac{r}{0.7(h - r)}$$

$$s_{max} = \frac{125000 \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2r ; \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Se debe cumplir que: $s_{var} \leq s_{max}$

Donde:

β_s = parámetro geométrico

r = recubrimiento de la sección analizada

h = peralte de la sección analizada

γ_e = factor de exposición del concreto

s_{max} = separación máxima entre varillas de acero

10.1.2. Diseño por Acero de Temperatura

En las zonas donde el concreto no este esforzado se debe colocar acero para evitar fisuraciones.

$$A_{s_{temp}} = \frac{758.4 b h}{2 (b + h) f_y} ; \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Se debe cumplir que: $2.33 \text{ cm}^2 \leq A_{s_{temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2$

Donde:

b = ancho de la sección analizada

h = altura de la sección analizada

$A_{s_{temp}}$ = área de acero por temperatura

10.1.3. Diseño por Corte y Torsión

Para realizar el diseño por corte y torsión en concreto armado se debe cumplir los siguientes criterios:

- Fuerza de Corte Última Equivalente

Debido a que la fuerza corte y la fuerza torsión actúa en simultáneo, esta última se transforma a una fuerza de corte, para así obtener una fuerza resultante de corte.

$$Vu_{eq} = \sqrt{Vu^2 + \left(\frac{0.9 p_h Tu}{2 A_o}\right)^2}$$

Donde:

V_u = fuerza de corte última

T_u = fuerza de torsión última

A_o = área de corte (el área de corte es el área de la sección analizada, pero sin el recubrimiento)

p_h = perímetro del área de corte

$V_{u_{eq}}$ = fuerza de corte última equivalente

- Profundidad Efectiva de Corte

Para calcular el peralte efectivo de corte hay tres criterios, pero se considera el mayor entre ellos. El primero es restar la mitad de la altura en compresión al peralte efectivo, el segundo es considerar el 90% del peralte efectivo y el tercero el considerar el 72% del peralte.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_v}$$

$$d_v = \max \begin{cases} d - 0.5 a \\ 0.9 d \\ 0.72 h \end{cases}$$

Donde:

A_s = área de acero por flexión

f_y = resistencia a la fluencia del acero

f'_c = resistencia a la compresión del concreto

b_v = ancho de la sección analizada

d = peralte efectivo de la sección analizada

h = peralte de la sección analizada

d_v = profundidad efectiva de corte

- Parámetro de la Resistencia al Corte β y θ

Son parámetros que ayudan a estimar de mejor manera la resistencia al corte del concreto en función de las fuerzas y deformaciones actuantes.

$$Mu_v = \max \left\{ \begin{array}{l} Md \\ Vu d_v \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_s = \min \left\{ \left(\frac{|Mu_v| + |Vu|}{d_v} \right) \frac{1}{Es As} \right. \\ \left. 0.006 \right.$$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 \varepsilon_s} ; \text{ con refuerzo minimo por corte}$$

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + s_{xe})} ; \text{ sin refuerzo minimo por corte}$$

$$s_{xe} = d_v \frac{1.38}{a_g + 0.63} ; \text{ (pulgadas)}$$

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

Donde:

Md = momento de diseño por flexión

Vu = fuerza de corte ultima

dv = profundidad de corte efectiva

Mu_v = momento último para corte

Es = módulo de elasticidad del acero

As = área de acero por flexión

ε_s = deformación unitaria del acero

a_g = tamaño máximo del agregado en pulgadas

s_{xe} = parámetro de espaciamiento de agrietamiento

- Resistencia al Corte del Concreto

Se presenta la fórmula para calcular la resistencia al corte del concreto.

$$V_c = 0.265 \beta \sqrt{f'_c} d_v b_v ; \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Donde:

β = parámetro beta

f'_c = resistencia a la compresión del concreto

d_v = peralte efectivo de corte

b_v = ancho de corte

- Acero de Refuerzo Transversal por Corte

En función de la fuerza de corte equivalente y resistencia al corte del concreto se calcula el refuerzo de acero transversal, considerando efecto de corte y torsión, además, se establece un acero mínimo.

$$V_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{Vu_{eq}}{\phi_v} \right) \\ 0.25 f'_c d_v b_v \end{array} \right.$$

$$\frac{As_v}{s} = \left(\frac{V_n - V_c}{d_v f_y} \right) \tan \theta$$

$$\frac{As_t}{s} = \left(\frac{Tu}{2 A_o fy} \right) \tan \theta$$

$$\frac{As_v}{s_{total}} = \frac{As_v}{s} + 2 \frac{As_t}{s}$$

$$\frac{As_v}{s_{min}} = 0.265 \sqrt{f'c} \frac{b_v}{fy} ; \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$\frac{As_v}{s_{req}} = \max \left\{ \left(\frac{As_v}{s_{total}} \right) \right. \\ \left. \left(\frac{As_v}{s_{min}} \right) \right.$$

Donde:

$\phi_v = 0.9$, factor de reducción por corte

Vu_{eq} = fuerza de corte ultima equivalente

$f'c$ = resistencia a la compresión del concreto

d_v = peralte efectivo de corte

b_v = ancho de corte

Vn = resistencia nominal al corte

fy = esfuerzo a la fluencia del acero

θ = parámetro theta

As_v/s = área de acero por corte por metro

Tu = fuerza de torsión ultima

$A_o =$ área de corte (el área de corte es el área de la sección analizada, pero sin el recubrimiento)

$A_{s_t}/s =$ área de acero por torsión por metro

- Verificación de Separación Máxima

Se establece la separación máxima entre el refuerzo de acero por corte en función de la fuerza de corte equivalente.

$$\text{Si } 0.125 \phi_v f'c d_v b_v \begin{cases} > Vu_{eq} \Rightarrow s_{max} = 0.8 d_v \leq 60 \text{ cm} \\ < Vu_{eq} \Rightarrow s_{max} = 0.4 d_v \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

10.1.4. Diseño por Punzonamiento

Para realizar el diseño por punzonamiento en concreto armado se debe cumplir el siguiente criterio:

- Resistencia del Concreto al Punzonamiento

$$Vn_p = \min \left\{ \left(0.528 + \frac{1.06}{\beta_c} \right) \sqrt{f'c} b_o d_v \right. \\ \left. 1.06 \sqrt{f'c} b_o d_v \right.$$

Se debe cumplir: $\phi_v Vn_p \geq Vu_p$

$\beta_c =$ 1, parámetro de punzonamiento según la forma de la columna

b_o = perímetro de punzonamiento

d_v = profundidad efectiva de corte

10.2. Diseño en Acero Estructural

Para realizar diseño en acero estructural para puentes se debe emplear como mínimo acero con grado 50.

10.2.1. Diseño por Flexión Positiva

Para realizar el diseño en acero estructural por flexión positiva se debe seguir los siguientes criterios:

- Ancho Efectivo de Losa

Debido a que la viga y la losa funcionan como una sección compuesta, se debe calcular el ancho de losa que participa en esta sección compuesta, ya que su dimensión es muy larga.

$$b_{losa_interior} = \begin{cases} L_{tramo} > 5 S' \Rightarrow S' \\ L_{tramo} < 5 S' \Rightarrow \frac{L_{tramo}}{5} \end{cases}$$

$$b_{losa_exterior} = \frac{b_{losa_interior}}{2} + \min \left\{ \frac{b_{losa_interior}}{2}, S'_{ext} \right\}$$

$$b_{losa} = \min \begin{cases} b_{losa_interior} \\ b_{losa_exterior} \end{cases}$$

Donde:

L_{tramo} = longitud de un tramo del puente

S' = espaciamiento entre vigas

S'_{ext} = espaciamiento de la viga exterior con el borde de losa en volado

$b_{losa_interior}$ = ancho de losa de zona interior

$b_{losa_exterior}$ = ancho de losa de zona exterior

b_{losa} = ancho efectivo de losa

- Propiedades de Sección No Compuesta

Se debe calcular las propiedades geométricas de la sección no compuesta de la viga, es decir la viga sola.

S_{NC_t} = modulo elástico a tracción de la sección no compuesta

S_{NC_c} = modulo elástico a compresión de la sección no compuesta

- Propiedades de Sección Compuesta a Corto Plazo

Se debe calcular las propiedades geométricas de la sección compuesta a corto plazo de la viga, es decir la viga más el ancho efectivo de la losa para corto plazo.

$$b_{losa_{ST}} = \frac{b_{losa}}{n}$$

$n =$ relación modular del acero y concreto

$S_{ST_t} =$ modulo elástico a tracción de la sección a corto plazo

$S_{ST_c} =$ modulo elástico a compresión de la sección a corto plazo

- Propiedades de Sección Compuesta a Largo Plazo

Se debe calcular las propiedades geométricas de la sección compuesta a largo plazo de la viga, es decir la viga más el ancho efectivo de la losa para largo plazo.

$$b_{losa_{LT}} = \frac{b_{losa}}{3n}$$

$n =$ relación modular del acero y concreto

$S_{LT_t} =$ modulo elástico a tracción de la sección a largo plazo

$S_{LT_c} =$ modulo elástico a compresión de la sección a largo plazo

- Cálculo del Momento Plástico

Una vez que se calculó las propiedades geométricas de la sección compuesta, se debe calcular el momento plástico, en función de las fuerzas plásticas de los componentes de la sección compuesta, también se debe ubicar la posición del eje neutro.

$$P_s = 0.85 f'c b_{losa} t_{losa}$$

$$P_c = Fy b_{sup} t_{sup}$$

$$P_w = Fy h_w t_w$$

$$P_t = Fy b_{inf} t_{inf}$$

$$Si P_t + P_w \geq P_c + P_s \left\{ \begin{array}{l} Y = \left(\frac{D}{2}\right) \left(\frac{P_t - P_c - P_s}{P_w} + 1\right) \\ Mp = \frac{P_w}{2D} (Y^2 + (D - Y)^2) + (P_s d_s + P_c d_c + P_t d_t) \end{array} \right.$$

$$Si P_t + P_w + P_c \geq P_s \left\{ \begin{array}{l} Y = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left(\frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1\right) \\ Mp = \frac{P_c}{2t_c} (Y^2 + (t_c - Y)^2) + (P_s d_s + P_w d_w + P_t d_t) \end{array} \right.$$

$$Si P_t + P_w + P_c \leq P_s \left\{ \begin{array}{l} Y = t_s \left(\frac{P_c + P_w + P_t}{P_s}\right) \\ Mp = \frac{P_s Y^2}{2t_s} + (P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t) \end{array} \right.$$

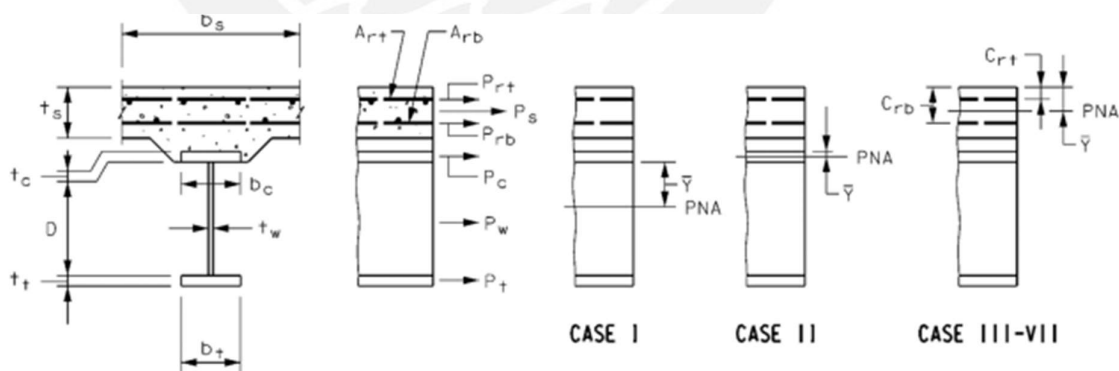


Figura 27. Esquema de posición para el cálculo del eje neutro

Donde:

b_{losa} = ancho efectivo de losa

t_{losa} = espesor de losa

b_{sup} = ancho del ala superior de la viga

t_{sup} = espesor del ala superior de la viga

h_w = altura del alma de la viga

t_w = espesor del alma de la viga

b_{inf} = ancho del ala inferior de la viga

t_{inf} = espesor del ala inferior de la viga

P_s = fuerza plástica del concreto

P_c = fuerza plástica del ala superior de la viga

P_w = fuerza plástica del alma de la viga

P_t = fuerza plástica del ala inferior de la viga

Y = eje neutro plástico

M_p = momento plástico

- Cálculo del Momento de Fluencia

Para calcular el momento de fluencia debemos calcular el momento adicional, en función de los esfuerzos de los momentos actuantes, pero sin sobrepasar el esfuerzo de fluencia del acero, este momento adicional se puede calcular en tracción y compresión, pero empleamos el menor valor.

$$M_{AD} = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(F_y - \frac{\gamma_{DC} M_{dead}}{S_{NC_c}} - \frac{\gamma_{DC} M_{superdead}}{S_{LT_c}} - \frac{\gamma_{DW} M_{asfalto}}{S_{LT_c}} \right) S_{ST_c} \\ \left(F_y - \frac{\gamma_{DC} M_{dead}}{S_{NC_t}} - \frac{\gamma_{DC} M_{superdead}}{S_{LT_t}} - \frac{\gamma_{DW} M_{asfalto}}{S_{LT_t}} \right) S_{ST_t} \end{array} \right.$$

$$M_y = \gamma_{DC} M_{dead} + \gamma_{DC} M_{superdead} + \gamma_{DW} M_{asfalto} + M_{AD}$$

Donde:

F_y = esfuerzo a la cedencia del acero estructural

γ = factores de modificación de carga

M = momentos actuantes de acuerdo con el tipo de carga

M_{AD} = momento adicional

M_y = momento de fluencia

- Verificación del alma en Compresión

Calculamos la esbeltez del alma en compresión para poder definir que formular usar, pero se acostumbra que la esbeltez del alma en compresión no sobrepase la esbeltez permisible

Se debe cumplir que: $\frac{2 D_{cp}}{t_w} < 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$

Donde:

D_{cp} = profundidad del alma de la viga en compresión plástica

t_w = espesor del alma de la viga

E_s = módulo de elasticidad del acero estructural

- Cálculo del Momento Nominal

Para el cálculo del momento nominal, debemos calcular dos momentos nominales y optar por el menor valor. El primer momento nominal depende si la profundidad en compresión de la sección compuesta es mayor o menor que el 10% de la altura total de la sección compuesta, el segundo momento nominal está en función del momento elástico.

$$Mn_1 = \begin{cases} D_p < 0.1 h_{total} \Rightarrow & Mp \\ D_p > 0.1 h_{total} \Rightarrow & Mp \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{h_{total}} \right) \end{cases}$$

$$Mn_2 = 1.3 R_h My$$

$$Mn = \min \begin{cases} Mn_1 \\ Mn_2 \end{cases}$$

Donde:

D_p = profundidad de la sección compuesta en compresión plástica

h_{total} = altura total de la sección compuesta

Mp = momento plástico

R_h = factor de relación de sección híbrida

My = momento de fluencia

- Verificación de Estado Límite de Resistencia

Se debe cumplir: $\phi_f Mn \geq Mu$

Donde:

$\phi_f = 1$, factor de reducción por flexión

Mn = momento nominal

Mu = momento último

- Verificación de Estado Límite de Servicio

$$f_{s_c} = \frac{M_{dead}}{S_{NC_c}} + \frac{M_{superdead} + M_{asfalto}}{S_{LT_c}} + \frac{1.3 (M_{movil} + M_{frenado})}{S_{ST_c}}$$

Se debe cumplir que: $0.95 R_h Fy \geq f_{s_c}$

$$f_{s_t} = \frac{M_{dead}}{S_{NC_t}} + \frac{M_{superdead} + M_{asfalto}}{S_{LT_t}} + \frac{1.3 (M_{movil} + M_{frenado})}{S_{ST_t}}$$

Se debe cumplir que: $0.95 R_h Fy \geq f_{s_t}$

Donde:

f_{s_c} = esfuerzo de la sección compuesta a compresión

f_{s_t} = esfuerzo de la sección compuesta a tracción

R_h = factor de relación de sección híbrida

$F_y =$ esfuerzo de cedencia del acero estructural

- Verificación de Estado Límite de Fatiga I

$$\Delta f_{F_c} = \frac{\gamma_{fatiga} M_{fatiga}}{S_{ST_c}}$$

$$\Delta f_{F_t} = \frac{\gamma_{fatiga} M_{fatiga}}{S_{ST_t}}$$

$$\Delta f_F = \min \begin{cases} \Delta f_{F_c} \\ \Delta f_{F_t} \end{cases}$$

Se debe cumplir que: $\Delta F_{TH} \geq \Delta f_F$

Donde:

$\gamma_{fatiga} =$ 1.5, facto de modificación de carga

$M_{fatiga} =$ momento último de fatiga

$\Delta f_F =$ esfuerzo por fatiga

$\Delta F_{TH} =$ esfuerzo permisible de fatiga

- Verificación de Estado Límite de Fatiga II

$$\Delta f_{F_c} = \frac{\gamma_{fatiga} M_{fatiga}}{S_{ST_c}}$$

$$\Delta f_{F_t} = \frac{\gamma_{fatiga} M_{fatiga}}{S_{ST_t}}$$

$$\Delta f_F = \min \left\{ \begin{array}{l} \Delta f_{F_c} \\ \Delta f_{F_t} \end{array} \right.$$

$$\Delta F_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Se debe cumplir que: $\Delta F_n \geq \Delta f_F$

Donde:

γ_{fatiga} = 0.8, facto de modificación de carga

M_{fatiga} = momento último de fatiga

Δf_F = esfuerzo por fatiga

A = constante de diseño por fatiga

N = numero de ciclo de paso del camion en la vida útil del puente

ΔF_n = esfuerzo permisible de fatiga

10.2.2. Diseño por Flexión Negativa

Para realizar el diseño por flexión negativa se debe seguir lo siguientes criterios.

- Cálculo del Área de Acero de las Varillas en la Losa

El cálculo del área de acero de las varillas depende del ancho efectivo de la losa que actúa en conjunto con la viga, pero este ancho efectivo se calculó líneas arriba por ello usamos ese cálculo para este procedimiento.

$$Ar_{sup} = \frac{As_{var_{sup}}}{S_{co_{sup}}} b_{losa}$$

$$Ar_{inf} = \frac{As_{va_{inf}}}{S_{co_{inf}}} b_{losa}$$

Donde:

b_{losa} = ancho efectivo de losa

As_{var} = área de acero de varilla

s_{col} = separación colocada de varilla

Ar = área de refuerzo

sup = este subíndice indica superior

inf = este subíndice indica inferior

- Propiedades de Sección No Compuesta

Se debe calcular las propiedades geométricas de la sección no compuesta de la viga, es decir la viga sola.

S_{NC_t} = modulo elástico a tracción de la sección no compuesta

S_{NC_c} = modulo elástico a compresión de la sección no compuesta

- Propiedades de Sección No Compuesta + Acero de Refuerzo - NS

Se debe calcular las propiedades geométricas de la sección no compuesta de la viga, con el aporte del área de acero de la varilla. Pero se debe verificar que primero fluye si la varilla de acero o el ala de la viga.

S_{NS_t} = modulo elástico a tracción de la sección NS

S_{NS_c} = modulo elástico a compresión de la sección NS

- Cálculo de Momento Plástico

$$Pr_{sup} = fy Ar_{sup}$$

$$Pr_{inf} = fy Ar_{inf}$$

$$P_t = Fy b_{sup} t_{sup}$$

$$P_w = Fy h_w t_w$$

$$P_c = Fy b_{inf} t_{inf}$$

$$Si P_c + P_w > P_t + Pr_{inf} + Pr_{sup}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y = \frac{h_w}{2} \left(\frac{P_c - P_t - Pr_{inf} - Pr_{sup}}{P_w} + 1 \right) \\ Mp = \frac{P_w}{2 h_w} (Y^2 + (h_w - Y)^2) + (Pr_{inf} dr_{inf} + Pr_{sup} dr_{sup} + P_t d_t + P_c d_c) \end{array} \right.$$

$$Si P_c + P_w + P_t > Pr_{inf} + Pr_{sup}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y = \frac{t_{sup}}{2} \left(\frac{P_w + P_c - Pr_{inf} - Pr_{sup}}{P_t} + 1 \right) \\ Mp = \frac{P_t}{2 t_{sup}} \left(Y^2 + (t_{sup} - Y)^2 \right) + (Pr_{inf} dr_{inf} + Pr_{sup} dr_{sup} + P_w d_w + P_c d_c) \end{array} \right.$$

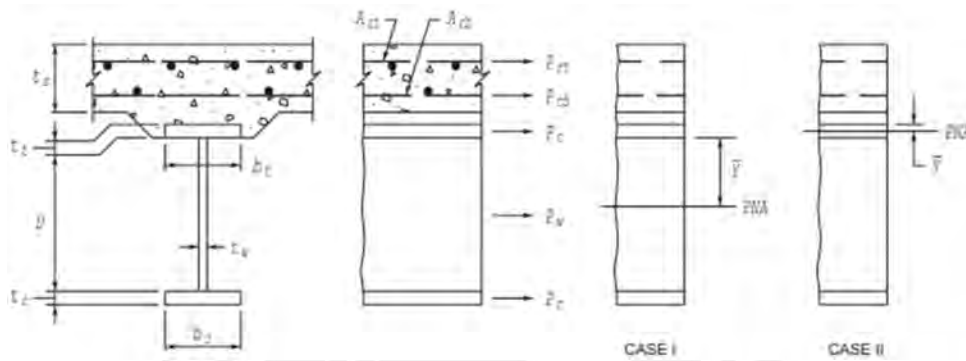


Figura 28. Esquema de posición para el cálculo del eje neutro

Donde:

$A_{r_{sup}}$ = área de refuerzo superior

$A_{r_{inf}}$ = área de refuerzo inferior

f_y = esfuerzo de cedencia de las varillas de acero

Pr_{sup} = fuerza plástica del área de refuerzo superior

Pr_{inf} = fuerza plástica del área de refuerzo inferior

b_{sup} = ancho del ala superior de la viga

t_{sup} = espesor del ala superior de la viga

h_w = altura del alma de la viga

t_w = espesor del alma de la viga

b_{inf} = ancho del ala inferior de la viga

t_{inf} = espesor del ala inferior de la viga

F_y = esfuerzo de cedencia del acero estructural

P_t = fuerza plástica del ala inferior de la viga

P_w = fuerza plástica del alma de la viga

P_c = fuerza plástica del ala superior de la viga

Y = eje neutro plástico

M_p = momento plástico

- Cálculo del Momento de Fluencia

Para calcular del momento de fluencia debemos calcular el momento adicional, en función de los esfuerzos de los momentos actuantes, pero sin sobrepasar el esfuerzo de fluencia del acero, este momento adicional se puede calcular en tracción y compresión.

$$M_{AD_c} = \left(F_y - \frac{\gamma_{DC} M_{dead}}{S_{NC_c}} - \frac{\gamma_{DC} M_{superdead}}{S_{NS_c}} - \frac{\gamma_{DW} M_{asfalto}}{S_{NS_c}} \right) S_{NS_c}$$

$$M_{AD_t} = \left(F_y - \frac{\gamma_{DC} M_{dead}}{S_{NC_t}} - \frac{\gamma_{DC} M_{superdead}}{S_{NS_t}} - \frac{\gamma_{DW} M_{asfalto}}{S_{NS_t}} \right) S_{NS_t}$$

$$M_{y_c} = \gamma_{DC} M_{dead} + \gamma_{DC} M_{superdead} + \gamma_{DW} M_{asfalto} + M_{AD_c}$$

$$M_{y_t} = \gamma_{DC} M_{dead} + \gamma_{DC} M_{superdead} + \gamma_{DW} M_{asfalto} + M_{AD_t}$$

Donde:

F_y = esfuerzo a la cedencia del acero estructural

$\gamma =$ factores de modificación de carga

$M =$ momentos actuantes de acuerdo con el tipo de carga

$M_{AD} =$ momento adicional

$M_y =$ momento de fluencia

$c =$ este subíndice indica compresión

$t =$ este subíndice indica tracción

- Verificación de la Sección No Compuesta

$$D_c = y_{cg_{NC}} - t_{inf}$$

Se debe cumplir que: $\frac{2 D_c}{t_w} < 5.7 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$

tambien se debe cumplir que: $\frac{I_{ala_{inf}}}{I_{ala_{sup}}} > 0.3$

Donde:

$y_{cg_{NC}} =$ altura del centroide de la sección no compuesta

$t_{inf} =$ espesor inferior del ala de la viga

$D_c =$ profundidad del alma a compresión en el rango elástico

$E_s =$ módulo de elasticidad del acero

$F_y =$ esfuerzo de cedencia del acero estructural

$I_{ala_{inf}} =$ inercia del ala inferior de la viga

$I_{ala_{sup}} =$ inercia del ala superior de la viga

- Tipo de Comportamiento de la Sección No Compuesta

$$h_{ejes} = h_w + \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2}$$

$$r_t = \frac{b_{inf}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_{ejes}}{h_{viga}} + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{inf} t_{inf}} \frac{h_w^2}{h_{ejes} h_{viga}} \right)}}$$

$$L_p = r_t \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E_s}{0.7 F_y}}$$

$$\text{Si } \begin{cases} L_b < L_p & \Rightarrow \text{Momento Plastico} \\ L_p < L_b < L_r & \Rightarrow \text{Pandeo Lateral Torsional Inelastico} \\ L_r < L_b & \Rightarrow \text{Pandeo Lateral Torsional Elastico} \end{cases}$$

Donde:

h_{ejes} = altura del centroide del ala inferior al centroide del ala superior de la viga

b_{inf} = ancho del ala inferior de la viga

t_{inf} = espesor del ala inferior de la viga

h_w = altura del alma de la viga

t_w = espesor del alma de la viga

h_{viga} = altura total de la viga

r_t = radio de giro efectivo para el pandeo lateral torsional

E_s = módulo de elasticidad del acero

F_y = esfuerzo de cedencia del acero estructural

L_p = longitud límite para el comportamiento plástico

L_r = longitud límite para el comportamiento lateral torsional inelástico

L_b = longitud no arriostrada

Es recomendable que el tipo de comportamiento sea Pandeo Lateral Torsional Inelástico para que los perfiles sean óptimos, en esta tesis se obtuvo este tipo de comportamiento.

- Verificación del Comportamiento del Ala de la Viga a Compresión

$$\lambda_{\text{ala}} = \frac{b_{\text{inf}}}{2 t_{\text{inf}}}$$

$$\lambda_{p_{\text{ala}}} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$0.35 < k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} < 0.76$$

$$\lambda_{r_{\text{ala}}} = 0.95 \sqrt{\frac{E_s k_c}{F_y}}$$

$$\text{Si } \begin{cases} \lambda_{ala} < \lambda_{p_{ala}} & \Rightarrow \text{El Ala es Compacta} \\ \lambda_{p_{ala}} < \lambda_{ala} < \lambda_{r_{ala}} & \Rightarrow \text{El Ala No es Compacta} \\ \lambda_{r_{ala}} < \lambda_{ala} & \Rightarrow \text{El Ala es Esbelta} \end{cases}$$

Donde:

b_{inf} = ancho del ala inferior de la viga

t_{inf} = espesor del ala inferior de la viga

E_s = módulo de elasticidad del acero

F_y = esfuerzo de cedencia del acero estructural

k_c = coeficiente de pandeo de las alas

λ_{ala} = esbeltez del ala a compresión

λ_{p_ala} = límite de esbeltez para alas compactas

λ_{r_ala} = límite de esbeltez para alas no compactas

Es recomendable que el tipo de comportamiento sea El Ala es Compacta ya que el comportamiento compacto siempre es el más adecuado, en esta tesis se obtuvo este tipo de comportamiento.

- Verificación del Comportamiento del Alma de la Viga a Compresión

$$D_c = y_{cg_{NC}} - t_{inf}$$

$$\lambda_{alma-e} = \frac{2 D_c}{t_w}$$

$$\lambda_{r_{alma}} = 5.7 \sqrt{\frac{Es}{Fy}}$$

$$D_{cp} = \frac{h_w}{2 P_w} (P_t + P_w + Pr_{sup} + Pr_{inf} - P_c)$$

$$\lambda_{alma-p} = \frac{2 D_{cp}}{t_w}$$

$$\lambda_{p_{alma-p}} = \min \left\{ \left(\frac{\sqrt{\frac{Es}{Fy}}}{\left(0.54 \frac{Mp}{R_h My} 0.09 \right)} \right), \left(\lambda_{r_{alma}} \frac{D_{cp}}{D_c} \right) \right\}$$

$$\text{Si } \begin{cases} \lambda_{alma-} < \lambda_{p_{alma-p}} \Rightarrow & \text{El Alma es Compacta} \\ \lambda_{alma-} < \lambda_{r_{alma}} \Rightarrow & \text{El Alma No es Compacta} \\ \lambda_{r_{alma}} < \lambda_{alma-e} \Rightarrow & \text{El Alma es Esbelta} \end{cases}$$

Debido a que el alma es un elemento largo con espesor pequeño, lo que se opta es que tenga un comportamiento de Alma no Compacta, en esta tesis se obtuvo este tipo de comportamiento.

Donde:

y_{cg_NC} = altura del centroide de la sección no compuesta

t_{inf} = espesor inferior del ala de la viga

D_c = profundidad del alma a compresión en el rango elástico

$t_w =$	espesor del alma de la viga
$E_s =$	módulo de elasticidad del acero
$F_y =$	esfuerzo de cedencia del acero estructural
$\lambda_{alma-e} =$	esbeltez del alma en compresión en rango elástico
$\lambda_{r_alma} =$	límite de esbeltez para alma no compacta
$h_w =$	altura del alma de la viga
$P_{r_{sup}} =$	fuerza plástica del área de refuerzo superior
$P_{r_{inf}} =$	fuerza plástica del área de refuerzo inferior
$P_t =$	fuerza plástica del ala inferior de la viga
$P_w =$	fuerza plástica del alma de la viga
$P_c =$	fuerza plástica del ala superior de la viga
$D_{cp} =$	profundidad del alma a compresión en el rango inelástico
$\lambda_{alma-p} =$	esbeltez del alma en compresión en rango inelástico
$\lambda_{p_alma-p} =$	límite de esbeltez para el alma compacta en el rango inelástico

- Factores de Plastificación del Alma

$$\lambda_{p_{alma-}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \lambda_{p_{alma-}} \frac{D_c}{D_{cp}} \\ \lambda_{r_{alma}} \end{array} \right.$$

$$R_{p_c} = \min \left\{ \begin{array}{l} \left(1 - \left(1 - \frac{R_h M y_c}{M p} \right) \left(\frac{\lambda_{alma-} - \lambda_{p_{alma-}}}{\lambda_{r_{alma}} - \lambda_{p_{alma-e}}} \right) \right) \left(\frac{M p}{M y_c} \right) \\ \frac{M p}{M y_c} \end{array} \right.$$

$$R_{p_t} = \min \left\{ \left(1 - \left(1 - \frac{R_h M y_t}{M p} \right) \left(\frac{\lambda_{alma-} - \lambda_{p_{alma-}}}{\lambda_{r_{alma}} - \lambda_{p_{alma-e}}} \right) \right) \left(\frac{M p}{M y_t} \right) \right.$$

$$\left. \frac{M p}{M y_t} \right\}$$

Donde:

$D_c =$	profundidad del alma a compresión en el rango elástico
$D_{cp} =$	profundidad del alma a compresión en el rango inelástico
$\lambda_{p_alma-p} =$	límite de esbeltez para el alma compacta en el rango inelástico
$\lambda_{r_alma} =$	límite de esbeltez para alma no compacta
$\lambda_{p_alma-e} =$	límite de esbeltez para el alma compacta en el rango elástico
$\lambda_{alma-e} =$	esbeltez del alma en compresión en rango elástico
$R_h =$	factor de secciones híbridas
$M_p =$	momento plástico
$M_{y_c} =$	momento elástico a compresión
$M_{y_t} =$	momento elástico a tracción
$R_{p_c} =$	factor de plastificación a compresión
$R_{p_t} =$	factor de plastificación a tracción

- Cálculo del Momento Nominal a Compresión

Se calcula dos momentos nominales, pero se opta por el menor valor

$$Mn_{c_{LTB}} = C_b \left(1 - \left(1 - \frac{0.7 F_y S_{NS_c}}{R_{p_c} M_{y_c}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) R_{p_c} M_{y_c}$$

$$Mn_{cy} = R_{pc} My_c$$

$$Mn_c = \min \begin{cases} Mn_{cLTB} \\ Mn_{cy} \end{cases}$$

Donde:

My_c = momento elástico a compresión

R_{p_c} = factor de plastificación a compresión

L_p = longitud límite para el comportamiento plástico

L_r = longitud límite para el comportamiento lateral torsional inelástico

L_b = longitud no arriostrada

F_y = esfuerzo de cedencia del acero estructural

S_{NS_c} = modulo elástico a compresión de la sección NS

C_b = gradiente de momento (conservadoramente se asume el valor de 1)

Mn_c = momento nominal por compresión

- Cálculo del Momento Nominal a Tracción

$$Mn_t = R_{pt} My_t$$

Donde:

My_t = momento elástico a tracción

R_{p_t} = factor de plastificación a tracción

Mn_t = momento nominal por tracción

- Verificación de la Resistencia a Flexión de la Viga

Se debe cumplir que: $\phi_f Mn_c \geq Mu$

Se debe cumplir que: $\phi_f Mn_t \geq Mu$

Donde:

$\phi_f = 1$, factor de reducción por flexión

Mn_c = momento nominal por compresión

Mn_t = momento nominal por tracción

- Verificación de Estado Límite de Servicio

$$f_s_c = \frac{M_{dead}}{S_{NC_c}} + \frac{M_{superdead} + M_{asfalto}}{S_{NS_c}} + \frac{1.3 (M_{movil} + M_{frenado})}{S_{NS_c}}$$

Se debe cumplir que: $0.95 R_h F_y \geq f_s_c$

$$f_s_t = \frac{M_{dead}}{S_{NC_t}} + \frac{M_{superdead} + M_{asfalto}}{S_{NS_t}} + \frac{1.3 (M_{movil} + M_{frenado})}{S_{NS_t}}$$

Se debe cumplir que: $0.95 R_h F_y \geq f_s_t$

Donde:

f_{sc} = esfuerzo de la sección compuesta a compresión

f_{st} = esfuerzo de la sección compuesta a tracción

R_h = factor de relación de sección híbrida

F_y = esfuerzo de cedencia del acero estructural

- Verificación de Estado Límite de Fatiga I

$$\Delta f_{F_c} = \frac{\gamma_{fatiga} M_{fatiga}}{S_{NS_c}}$$

$$\Delta f_{F_t} = \frac{\gamma_{fatiga} M_{fatiga}}{S_{NS_t}}$$

$$\Delta f_F = \min \left\{ \begin{array}{l} \Delta f_{F_c} \\ \Delta f_{F_t} \end{array} \right.$$

Se debe cumplir que: $\Delta F_{TH} \geq \Delta f_F$

Donde:

γ_{fatiga} = 1.5, factor de modificación de carga

M_{fatiga} = momento último de fatiga

Δf_F = esfuerzo por fatiga

$\Delta F_{TH} =$ esfuerzo permisible de fatiga

- Verificación de Estado Límite de Fatiga II

$$\Delta f_{F_c} = \frac{\gamma_{fatiga} M_{fatiga}}{S_{NS_c}}$$

$$\Delta f_{F_t} = \frac{\gamma_{fatiga} M_{fatiga}}{S_{NS_t}}$$

$$\Delta f_F = \min \left\{ \begin{array}{l} \Delta f_{F_c} \\ \Delta f_{F_t} \end{array} \right.$$

$$\Delta F_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Se debe cumplir que: $\Delta F_n \geq \Delta f_F$

Donde:

$\gamma_{fatiga} =$ 0.8, facto de modificación de carga

$M_{fatiga} =$ momento último de fatiga

$\Delta f_F =$ esfuerzo por fatiga

$A =$ constante de diseño por fatiga

$N =$ numero de ciclo de paso del camión en la vida útil del puente

$\Delta F_n =$ esfuerzo permisible de fatiga

10.2.3. Diseño por Corte

- Cálculo de la Fuerza de Corte Nominal

Para calcular la fuerza de corte nominal, se debe calcular primero la fuerza de corte plástica y multiplicarla por un factor que depende de la esbeltez del alma de la viga.

$$V_p = 0.58 F_y h_w t_w$$

$$C = \begin{cases} \frac{h_w}{t_w} < 1.12 \sqrt{\frac{E_s k}{F_y}} \Rightarrow 1 \\ \frac{h_w}{t_w} < 1.4 \sqrt{\frac{E_s k}{F_y}} \Rightarrow \frac{1.12}{\frac{h_w}{t_w}} \sqrt{\frac{E_s k}{F_y}} \\ \frac{h_w}{t_w} \geq 1.4 \sqrt{\frac{E_s k}{F_y}} \Rightarrow \frac{1.57}{\left(\frac{h_w}{t_w}\right)^2} \left(\frac{E_s k}{F_y}\right) \end{cases}$$

$$V_n = C V_p$$

Donde:

F_y = esfuerzo de cedencia del acero estructural

h_w = altura del alma de la viga

t_w = espesor del alma de la viga

E_s = módulo de elasticidad del acero

$k = 5$, coeficiente de pandeo por corte

$C =$ coeficiente de relación de resistencia de pandeo por corte y cedencia al corte

- Verificación de la Resistencia al Corte

$$\phi_v V_n \begin{cases} \geq V_u & \Rightarrow \text{Cumple} \\ < V_u & \Rightarrow \text{Requiere Rigidizador} \end{cases}$$

Donde:

$\phi_v = 1$, factor de reducción por corte

$V_n =$ resistencia nominal al corte

$V_u =$ fuerza ultima de corte

- Cálculo de Fuerza de Corte Nominal con Rigidizador

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{h_w}\right)^2}$$

$$C = \text{si} \begin{cases} \frac{h_w}{t_w} < 1.12 \sqrt{\frac{Es k}{Fy}} & \Rightarrow 1 \\ \frac{h_w}{t_w} < 1.4 \sqrt{\frac{Es k}{Fy}} & \Rightarrow \frac{1.12}{\frac{h_w}{t_w}} \sqrt{\frac{Es k}{Fy}} \\ \frac{h_w}{t_w} \geq 1.4 \sqrt{\frac{Es k}{Fy}} & \Rightarrow \frac{1.57}{\left(\frac{h_w}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Es k}{Fy}\right) \end{cases}$$

$$V_n = V_p \left(C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{h_w}\right)^2 + \frac{d_o}{h_w}}} \right)$$

- Verificación de la Resistencia al Corte con Rigidizador

Se debe cumplir que: $\phi_v V_n \geq V_u$

Donde:

$\phi_v = 1$, factor de reducción por corte

$V_n =$ resistencia nominal al corte con rigidizador

$V_u =$ fuerza última de corte

10.2.4. Verificación de los Rigidizadores

En el caso que la viga requiera rigidizador estos se deben verificar, por criterio de dimensiones, por criterio de aplastamiento y por criterio de columna

- Verificación de Dimensiones

$$Se\ debe\ cumplir\ que: \begin{cases} b_r < 0.48 t_r \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \\ b_r > 2\ in + \frac{h_r}{30} \\ 0.25 b_{sup} < b_r < 16 t_r \end{cases}$$

Donde:

b_r = ancho del rigidizador

t_r = espesor del rigidizador

h_r = altura del rigidizador

b_{sup} = ancho del ala superior de la viga

- Verificación por Aplastamiento

$$A_{pn} = 2 (b_r - 25mm) t_r$$

$$R_{sbr} = 1.4 A_{pn} F_y$$

$$Se\ debe\ cumplir\ que:\ \phi_b R_{sbr} \geq Ru$$

Donde:

b_r = ancho del rigidizador

t_r = espesor del rigidizador

A_{pn} = área de aplastamiento del rigidizador

R_{sbr} = resistencia del rigidizador al aplastamiento

ϕ_b = 1, factor de reducción por corte

Ru = fuerza ultima de aplastamiento

- Verificación por Columna

Para verificar la resistencia como columna de los rigidizadores se considera el aporte del alma de la viga

$$KL = 0.75 h_r$$

$$A = 18 t_w^2 + 2 b_r t_r$$

$$I = \frac{18 t_w^2}{12} + 2 \left(\frac{t_r b_r^3}{12} + b_r t_r \left(\frac{b_r}{2} + \frac{t_w}{2} \right)^2 \right)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$P_o = F_y A$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_s A}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$P_n = \begin{cases} \frac{P_e}{P_o} \geq 0.44 \Rightarrow \left(0.658 \frac{P_o}{P_e} \right) P_o \\ \frac{P_e}{P_o} < 0.44 \Rightarrow 0.887 P_e \end{cases}$$

Se debe cumplir que: $\phi_c P_n \geq R_u$

Donde:

t_w = espesor del alma de la viga

h_r = altura del rigidizador

b_r = ancho del rigidizador

t_r = espesor del rigidizador

KL = longitud efectiva de los rigidizadores

A = área para analizar como columna

I = inercia para analizar como columna

r = radio de giro para analizar como columna

P_o = resistencia nominal a la cedencia

P_e = carga crítica elástica al pandeo flexional

P_n = resistencia nominal a la compresión

ϕ_c = 0.9, factor de reducción por compresión

10.2.5. Diseño de los Diafragmas

Este diseño de diafragma se empleará solo perfiles angulares.

- Configuración del Diagrama

$$Si \left\{ \begin{array}{l} \frac{S'}{h_w} > 1.5 \Rightarrow \text{Tipo K} \\ 1 < \frac{S'}{h_w} < 1.5 \Rightarrow \text{Tipo X o Y} \\ \frac{S'}{h_w} < 1 \Rightarrow \text{Tipo X} \end{array} \right.$$

Donde:

S' = espaciamiento entre vigas metálicas

h_w = altura del alma de la viga

- Altura Mínima del Diafragma

$$L_{v_{min}} = 0.75 h_w$$

Donde:

$L_{v_{min}}$ = altura mínima del diafragma

h_w = altura mínima del diafragma

- Cálculo de la Rigidez Torsional Requerida para el Sistema de Arriostramiento

$$\beta_{T_{req}} = \frac{2.4 L_{tramo} Mu^2}{\phi n Es I_y C_b^2}$$

L_{tramo} = longitud de un tramo del puente

Mu = momento último positivo del puente

ϕ = 0.75, factor de reducción por torsión

n = numero de diafragmas en el tramo analizado del puente

Es = módulo de elasticidad del acero

$I_y =$ Inercia en el eje y de la viga
 $C_b =$ gradiente de momento

- Cálculo de las Longitudes de los Perfiles

$$L_h = S' - 2 d_{desfase}$$

$$L_d = \sqrt{L_h^2 + L_v^2}$$

Donde:

$S' =$ separación entre vigas del puente

$d_{desfase} =$ desfase horizontal donde se ubica el diafragma con respecto al eje vertical de la viga

$L_h =$ longitud horizontal del diafragma

$L_v =$ longitud vertical del diafragma

$L_d =$ longitud diagonal del perfil del diafragma

- Cálculo del Radio Mínimo de Giro del Perfil Diagonal del Diafragma

La esbeltez máxima es de 140

$$\frac{L_d}{r} \leq 140$$

El radio de giro mínimo para un perfil angular

$$r_{min} = \frac{1.25 L_d}{108}$$

- Perfil Elegido del Diafragma

El perfil elegido del diafragma debe tener como mínimo el radio de giro mínimo o mayor.

- Cálculo de Rigidez Torsional Actuante para el Sistema de Arriostramiento

$$\beta_b = \frac{Es S' L_v^2}{\frac{L_d^3}{A}}$$

$$\beta_{sec} = 3.3 \frac{Es}{h_{eje}} \left(\frac{1.5 h_{eje} t_w^3}{12} + \frac{t_r b_r^3}{12} \right)$$

$$\beta_g = \frac{24 (n_g - 1)^2}{n_g} \frac{S'^2 Es I_x}{L_{tramo}^3}$$

$$\beta_{T_{cat}} = \frac{1}{\frac{1}{\beta_b} + \frac{1}{\beta_{sec}} + \frac{1}{\beta_g}}$$

$$\beta_{T_{act}} = \min \begin{cases} \beta_b \\ \beta_{sec} \\ \beta_g \\ \beta_{T_{cal}} \end{cases}$$

Se debe cumplir que: $\beta_{T_{act}} \geq \beta_{T_{req}}$

Donde:

$E_s =$	módulo de elasticidad del acero
$S' =$	separación entre vigas del puente
$L_h =$	longitud horizontal del diafragma
$L_v =$	longitud vertical del diafragma
$L_d =$	longitud diagonal del perfil del diafragma
$A =$	área del perfil del diafragma
$h_{eje} =$	altura del centroide del ala superior al centroide del ala inferior de la viga metálica
$t_w =$	espesor del alma de la viga metálica
$b_r =$	ancho del rigidizador
$t_r =$	espesor del rigidizador
$n_g =$	numero de vigas conectadas con los diafragmas
$L_{tramo} =$	longitud de un tramo del puente
$I_x =$	inercia en el eje x de la viga metálica
$\beta_b =$	rigidez por marco de cruces
$\beta_{sec} =$	rigidez por distorsión del alma de la viga
$\beta_g =$	rigidez por cantidad de vigas conectadas

- β_{T_cal} = rigidez torsional calculada
- β_{T_act} = rigidez torsional actuante
- β_{T_req} = rigidez torsional requerida

- Cálculo de la Resistencia de la Tracción del Perfil del Diafragma

$$Pn_t = A Fy$$

Se debe cumplir que: $\phi_t Pn_t \geq Pu_t$

Donde:

A = área del perfil del diafragma

Fy = esfuerzo de cedencia del acero

ϕ_t = 0.95, factor de reducción a la tracción

Pn_t = resistencia nominal a la tracción

Pu_t = fuerza ultima a la tracción

- Cálculo de la Resistencia de la Compresión del Perfil del Diafragma

$$\frac{KL}{r_{eff}} = \begin{cases} \frac{L_d}{r} \leq 80 & \Rightarrow 72 + 0.75 \frac{L_d}{r} \\ \frac{L_d}{r} > 80 & \Rightarrow 32 + 1.25 \frac{L_d}{r} \end{cases}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_s A}{\left(\frac{KL}{r_{eff}}\right)^2}$$

$$Q = \begin{cases} \frac{b}{t} < 0.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \Rightarrow & 1 \\ \frac{b}{t} < 0.91 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \Rightarrow & 1.34 - 0.76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E_s}} \\ \frac{b}{t} > 0.91 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \Rightarrow & \frac{0.53 E_s}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \end{cases}$$

$$P_o = Q F_y A$$

$$P_n = \begin{cases} \frac{P_e}{P_o} \geq 0.44 \Rightarrow & \left(0.658 \frac{P_o}{P_e}\right) P_o \\ \frac{P_e}{P_o} > 0.44 \Rightarrow & 0.887 P_e \end{cases}$$

Se debe cumplir que: $\phi_c P_n \geq R_u$

Donde:

$(KL/r)_{eff}$ = esbeltez efectiva de un perfil angular

L_d = longitud diagonal del perfil del diafragma

r = radio de giro del perfil angular

A = área del perfil angular

E_s = módulo de elasticidad del acero

$F_y =$	esfuerzo de cedencia del acero
$P_e =$	carga crítica elástica al pandeo flexional
$Q =$	coeficiente de reducción de elementos esbeltos
$b =$	ancho del perfil angular
$t =$	espesor del perfil angular
$P_o =$	resistencia nominal equivalente a cedencia
$P_n =$	resistencia nominal a la compresión
$\phi_c =$	0.9, factor de reducción por compresión
$P_u =$	fuerza última de compresión

10.2.6. Diseño de los Pernos de Corte

El diagrama de momentos de este puente tiene zona de momentos positivos y momentos negativos, por ello se tiene que dividir el análisis en dichas zonas

- Ancho Efectivo de Losa

Debido a que la viga y la losa funcionan como una sección compuesta, se debe calcular el ancho de losa que participa en esta sección compuesta, ya que su dimensión es muy larga.

$$b_{losa_interior} = \begin{cases} L_{tramo} > 5 S' \Rightarrow S' \\ L_{tramo} < 5 S' \Rightarrow \frac{L_{tramo}}{5} \end{cases}$$

$$b_{losa_exterior} = \frac{b_{losa_interior}}{2} + \min \left\{ \frac{b_{losa_interior}}{2}, S'_{ext} \right\}$$

$$b_{losa} = \min \left\{ b_{losa_interior}, b_{losa_exterior} \right\}$$

Donde:

L_{tramo} = longitud de un tramo del puente

S' = espaciamiento entre vigas

S'_{ext} = espaciamiento de la viga exterior con el borde de losa en volado

$b_{losa_interior}$ = ancho de losa de zona interior

$b_{losa_exterior}$ = ancho de losa de zona exterior

b_{losa} = ancho efectivo de losa

- Fuerza para Conectores en Zona de Momento Positivo

$$Pp_{losa_pos} = 0.85 f'c b_{losa} t_{losa}$$

$$Pp_{viga_pos} = Fy (b_{sup} t_{sup} + h_w t_w + b_{inf} t_{inf})$$

$$Pp_{pos} = \min \left\{ Pp_{losa_pos}, Pp_{viga_pos} \right\}$$

Donde:

b_{losa} = ancho efectivo de losa

t_{losa} = espesor de losa

$f'c$ = resistencia a la compresión de concreto

b_{sup} = ancho del ala superior de la viga

t_{sup} = espesor del ala superior de la viga

h_w = altura del alma de la viga

t_w = espesor del alma de la viga

b_{inf} = ancho del ala inferior de la viga

t_{inf} = espesor del ala inferior de la viga

Pp_{losa_pos} = fuerza plástica de la losa

Pp_{viga_pos} = fuerza plástica de la viga

Pp_{pos} = fuerza plástica de la zona de momento positivo

- Fuerza para Conectores en Zona de Momento Negativo

$$Pp_{losa_neg} = 0.45 f'c b_{losa} t_{losa}$$

$$Pp_{viga_neg} = Fy (b_{sup} t_{sup} + h_w t_w + b_{inf} t_{inf})$$

$$Pp_{neg} = \min \begin{cases} Pp_{losa_neg} \\ Pp_{viga_neg} \end{cases}$$

Donde:

$P_{p_{losa_neg}}$ = fuerza plástica de la losa

$P_{p_{viga_neg}}$ = fuerza plástica de la viga

$P_{p_{neg}}$ = fuerza plástica de la zona de momento negativo

- Resistencia Nominal de los Conectores

Se debe cumplir que: $\frac{L_{conector}}{D_{conector}} > 4$

$$A_{conector} = \frac{\pi D_{conector}^2}{4}$$

$$R_{c_c} = 0.5 A_{conector} \sqrt{f'c Ec}$$

$$R_{c_a} = A_{conector} F_{u_{conector}}$$

$$R_c = \min \begin{cases} R_{c_c} \\ R_{c_a} \end{cases}$$

Donde:

$L_{conector}$ = altura del conector

$D_{conector}$ = diámetro del conector

$A_{conector}$ = área transversal del conector

R_{c_c} = resistencia del conector por concreto

R_{c_a} = resistencia del conector por acero

R_c = resistencia nominal del conector

- Cálculo de Conectores para la Zona de Momento Positivo

$$n_{A_min} = \frac{Pp_{pos}}{\phi_c Rc}$$

$$n_A = \frac{2 L_A}{s_A}$$

Donde:

$\phi_c =$ 0.85, factor de reducción para conectores

$n_{A_min} =$ número mínimo de conectores en la zona de momento positivo

$L_A =$ longitud del tramo de zona de momento positivo

$s_A =$ separación entre conectores

$n_A =$ numero de conectores requeridos en la zona de momento positivo

- Cálculo de Conectores para la Zona de Momento Negativo

$$n_{B_min} = \frac{Pp_{neg}}{\phi_c Rc}$$

$$n_B = \frac{2 L_B}{s_B}$$

Donde:

$\phi_c =$	0.85, factor de reducción para conectores
$n_{B_min} =$	número mínimo de conectores en la zona de momento negativo
$L_B =$	longitud del tramo de zona de momento negativo
$s_B =$	separación entre conectores
$n_B =$	numero de conectores requeridos en la zona de momento negativo



11. Conclusiones

- El diseño de la protección sísmica cumple satisfactoriamente los criterios estipulados en la norma internacional.
- En el método directo simplificado se cumplió la igualdad del desplazamiento inicial con el desplazamiento final. Esto permite obtener resultados adecuados en el análisis multimodal y tiempo historia no lineal. De esta manera también se garantiza que el mayor desplazamiento entre los 3 métodos de análisis sea el adecuado.
- La resistencia característica del sistema aislado que se obtuvo es la adecuada, alrededor del 11% del peso sísmico del puente. Esto garantiza estabilidad a los aisladores.
- El porcentaje de amortiguamiento obtenido es el adecuado, alrededor del 29%. Esto garantiza que el desplazamiento de la superestructura sea controlado.
- El lazo de energía histórica de los aisladores fue el esperado, esto significa que el análisis tiempo historia no lineal fue el correcto.
- Los valores del análisis del método directo simplificado con el diseño final del aislador son similares. Esto indica que los resultados del diseño son adecuados.
- El análisis estructural del puente fue riguroso, es decir se consideró todas las sollicitaciones que afectan al puente.
- El diseño estructural del puente cumple satisfactoriamente con los criterios de resistencia y deformación estipulados en la norma internacional.
- El ratio demanda/capacidad de cada componente estructural del puente es óptimo, es decir menor a 1.

12. Recomendaciones

- Se recomienda implementar una norma peruana para el diseño de puentes con aislamiento sísmico, con la finalidad de tener una guía de diseño.
- El análisis y diseño del sistema de aislamiento emplea valores empíricos en algunos parámetros, se recomienda emplear esos valores con criterio.
- Las normas de aislamiento sísmico no especifican el valor del coeficiente de reducción, solo indican un rango de valores entre 1 y 2, es decir el diseñador debe elegir un valor de acuerdo con su criterio. Para esta tesis se empleó el valor de 1 porque así garantizamos que la subestructura no tenga incursiones inelásticas, es decir no serán dañadas por un sismo. Por ello se recomienda a los diseñadores emplear un valor de acuerdo con su experiencia o en su defecto ser conservadores.
- Cuando se considere emplear el sistema de aislamiento en un puente, se recomienda colocar espacios libres para que el aislador pueda desplazarse libremente de forma lateral.
- Se recomienda verificar los aisladores por el criterio de estabilidad y durabilidad.
- Se recomienda realizar la comparación entre un puente sin aislamiento y otro con aislamiento con la finalidad de cuantificar la reducción de la cortante basal y así estimar las ventajas económicas del aislamiento.

13. Referencias Bibliográficas

AASHTO. (2014). *Guide Specifications for Seismic Isolation Design* (3rd ed.). Washington, DC.

AASHTO. (2020). *LRFD Bridge Design Specification* (9th ed.). Washington D.C.

Aceros Arequipa. (2020). Hoja Técnica de Plancha A709.

Bridgestone. (2017). *Seismic Isolation Product Line Up*. japon.

Computer & Structures, I. (2017). *CSI Analysis Reference Manual*. Estados Unidos.

Computer & Structures, I. (2023). *Introduction to CSiBridge*. Estados Unidos.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de Puentes*. Lima, Peru.

Serquen, A. R. (2020). *Puentes con AASHTO LRFD 9th*. Peru.

Wai-Fah Chen, L. D. (2014). *Bridge Engineering Handbook, Seismic Design* (2nd ed.). EE.UU: CRC Press.

Wai-Fah Chen, L. D. (2014). *Bridge Engineering Handbook, Substructure Design* (2nd ed.). EE.UU: CRC Press.

Wai-Fah Chen, L. D. (2014). *Bridge Engineering Handbook, Superstructure Design* (2nd ed.). EE.UU: CRC Press.

Zigurat, C. d. (2021). *Diseño Sismorresistente de Puentes, Aisladores Sísmicos*.

15. Anexo



Diseño de Losa del Puente



DISEÑO DE LA LOSA DE PUENTE

1. Definición de Propiedades de los Materiales

$$f'c := 280 \frac{kg}{cm^2}$$

resistencia ultima a la compresión del concreto

$$Ec := 15300 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kg}{cm^2}} = 256017.968 \frac{kg}{cm^2}$$

módulo de elasticidad del concreto

$$fr := 2.01 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kg}{cm^2}} = 33.634 \frac{kg}{cm^2}$$

módulo de ruptura del concreto

$$fy := 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo a la fluencia del acero

$$Es := 2 \cdot 10^6 \cdot \frac{kg}{cm^2}$$

módulo de elasticidad del acero

$$n := \text{ceil} \left(\frac{Es}{Ec} \right) = 8$$

relación modular del acero y concreto

$$\gamma_e := 0.75$$

factor de exposición del concreto

2. Definición de los Valores Geométricos

$$b_{losa} := 1 \text{ m}$$

ancho de la losa para diseño

$$t_{losa} := 19 \text{ cm}$$

espesor de la losa

$$r_{losa} := 6 \text{ cm}$$

recubrimiento de la losa

$$d_{losa} := t_{losa} - r_{losa} = 0.13 \text{ m}$$

peralte efectivo de la losa

$$B_{losa} := 12.8 \text{ m}$$

ancho de la losa del puente

$$S' := 2.24 \text{ m}$$

separación entre vigas del puente

$$S_{losa} := \frac{b_{losa} \cdot t_{losa}^2}{6} = 6016.667 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de
la sección de losa

$$\beta_s := 1 + \frac{r_{losa}}{0.7 \cdot (t_{losa} - r_{losa})} = 1.659$$

3. Calculo de Ancho de Franja para Momentos por Carga Vehicular

$$E_{neg} := 1.22 \text{ m} + 0.25 \cdot S' = 1.78 \text{ m}$$

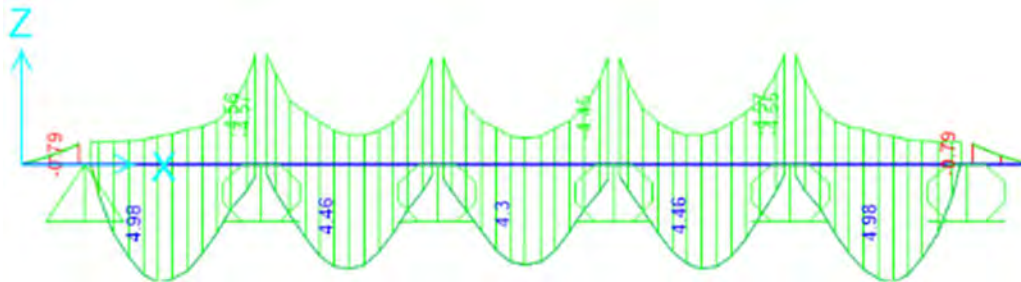
ancho de franja negativo

$$E_{pos} := 0.66 \text{ m} + 0.55 \cdot S' = 1.892 \text{ m}$$

ancho de franja positivo

4. Diseño por Flexión Negativa

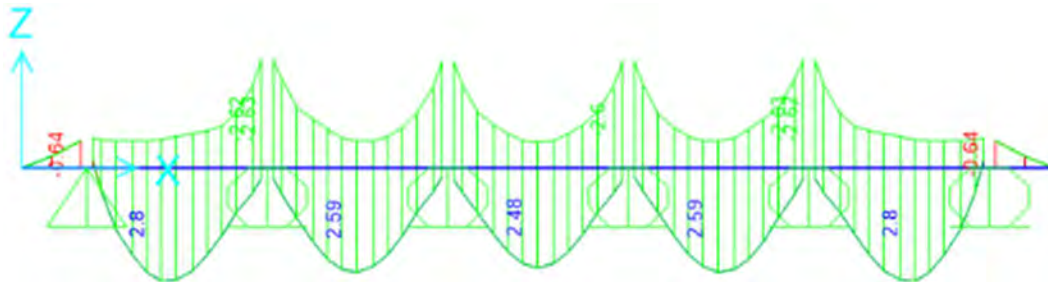
4.1. Diagrama de Momento Flector Negativo por Estado de Resistencia 1



* De la figura anterior solo observar los momentos negativos, ya que en el cálculo se incluyó el ancho de franja

$$Mu_{neg} := 4.57 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

4.2. Diagrama de Momento Flector Negativo por Estado de Servicio 1



* De la figura anterior solo observar los momentos negativos, ya que en el cálculo se incluyó el ancho de franja

$$Ms_{neg} := 2.63 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

4.3. Cálculo de Momento Negativo de Diseño

$$M_{cr} := 1.1 \cdot fr \cdot S_{losa} = 2.226 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de agrietamiento
del concreto

$$1.33 \cdot Mu_{neg} = 6.078 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

amplificación de momento
ultimo

$$Mu_{min_neg} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot Mu_{neg})$$

$$Mu_{min_neg} = 2.226 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo mínimo

$$Mu_{neg} = 4.57 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo

$$Md_{neg} := \max(Mu_{neg}, Mu_{min_neg})$$

$$Md_{neg} = 4.57 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de diseño

4.4. Cálculo de Área de Acero por Momento Negativo

Valores de prueba	$As_{req} := 1 \text{ cm}^2$	$a := 1 \text{ cm}$	$\phi_f := 1$	$\beta := 0.85$
	$d := d_{losa}$	$b := b_{losa}$	$Md := Md_{neg}$	
Restricciones	$a = \frac{As_{req} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$			
	$\phi_f = \max\left(\min\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d \cdot \beta}{a} - 1\right), 0.9\right), 0.75\right)$			
	$As_{req} = \frac{Md}{\phi_f \cdot fy \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$			
Solver	$X := \text{find}(As_{req}, a, \phi_f)$			

$As_{req_neg} := X_0 = 9.975 \text{ cm}^2$	área de acero requerida
$As_{var_neg} := \text{varilla: } 5/8'' \cdot \text{cm}^2$	área de varilla de acero a emplear
$s_{req_neg} := \frac{As_{var_neg}}{As_{req_neg}} = 0.198$	espaciamiento requerido de varillas
$s_{col_neg} := \text{separacion: } 15 \text{ cm}$	espaciamiento colocado de varillas

Refuerzo colocado para momento negativo es 5/8"@0.15

4.5. Verificación de Esfuerzos Admisibles por Momento Negativo

$Ms_{act_neg} := \frac{Ms_{neg} \cdot s_{col_neg}}{m} = 0.395 \text{ tonne} \cdot \text{m}$	momento de servicio actuante en el ancho de separación colocada
$\rho_{neg} := \frac{As_{var_neg}}{s_{col_neg} \cdot d_{losa}} = 0.01015$	cuantía de acero en la sección de estudio
$c_{neg} := d_{losa} \cdot \left(\sqrt{\rho_{neg} \cdot n \cdot (\rho_{neg} \cdot n + 2)} - \rho_{neg} \cdot n \right)$	
$c_{neg} = 4.289 \text{ cm}$	longitud del eje neutro
$fs_{neg} := \frac{Ms_{act_neg}}{As_{var_neg} \cdot \left(d_{losa} - \frac{c_{neg}}{3} \right)} = 1722.021 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	esfuerzo del acero
$fc_{neg} := \frac{As_{var_neg} \cdot fs_{neg}}{c_{neg} \cdot s_{col_neg} \cdot 0.5} = 105.99 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	esfuerzo del concreto
$\text{if}(fs_{neg} < 0.6 \cdot fy, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$	
$\text{if}(fc_{neg} < 0.45 \cdot f'c, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$	

4.6. Verificación de Separación Máxima por Momento Negativo

$$s_{max_neg} := \frac{125000 \cdot \gamma_e \cdot \text{kg}}{\beta_s \cdot f_{s_neg} \cdot \text{cm}} - 2 \cdot r_{losa} = 20.809 \text{ cm}$$

separación máxima
entre varillas de acero

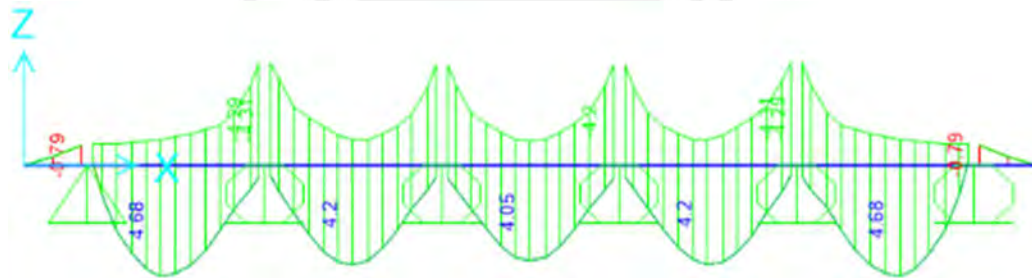
$$s_{col_neg} = 15 \text{ cm}$$

separación colocada
entre varillas de acero

$$\text{if}(s_{col_neg} < s_{max_neg}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

5. Diseño por Flexión Positiva

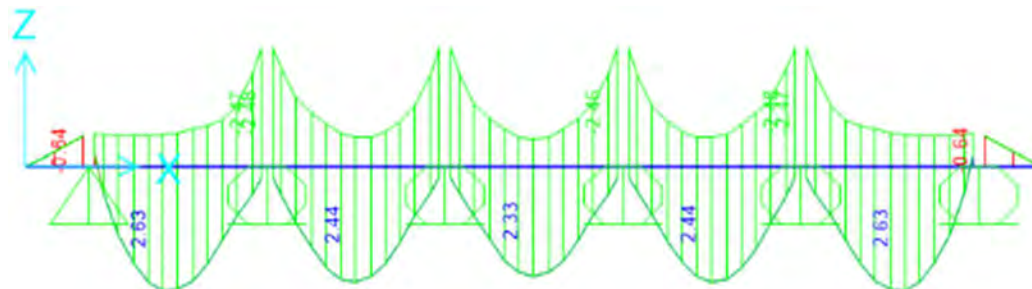
5.1. Diagrama de Momento Flector Positivo por Estado de Resistencia 1



* De la figura anterior solo observar los momentos positivos, ya que en el cálculo se incluyó el ancho de franja

$$Mu_{pos} := 4.68 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

5.2. Diagrama de Momento Flector Positivo por Estado de Servicio 1



* De la figura anterior solo observar los momentos positivos, ya que en el cálculo se incluyó el ancho de franja

$$Ms_{pos} := 2.63 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

5.3. Cálculo de Momento Positivo de Diseño

$$M_{cr} = 2.226 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de agrietamiento
del concreto

$$1.33 \cdot Mu_{pos} = 6.224 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

amplificación del momento
ultimo

$$Mu_{min_pos} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot Mu_{pos})$$

$$Mu_{min_pos} = 2.226 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo mínimo

$$Mu_{pos} = 4.68 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo

$$Md_{pos} := \max(Mu_{pos}, Mu_{min_pos})$$

$$Md_{pos} = 4.68 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de diseño

5.2. Cálculo de Área de Acero por Momento Positivo

Valores de prueba	$As_{req} := 1 \text{ cm}^2$	$a := 1 \text{ cm}$	$\phi_f := 1$	$\beta := 0.85$
	$d := d_{losa}$	$b := b_{losa}$	$Md := Md_{pos}$	
Restricciones	$a = \frac{As_{req} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$			
	$\phi_f = \max\left(\min\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d \cdot \beta}{a} - 1\right), 0.9\right), 0.75\right)$			
Solver	$As_{req} = \frac{Md}{\phi_f \cdot fy \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$			
	$X := \text{find}(As_{req}, a, \phi_f)$			

$$As_{req_pos} := X_0 = 10.235 \text{ cm}^2$$

área de acero requerida

$$As_{var_pos} := \text{varilla: } 5/8'' \cdot cm^2$$

área de varilla de
acero a emplear

$$s_{req_pos} := \frac{As_{var_pos}}{As_{req_pos}} = 0.193$$

espaciamiento
requerido de varillas

$$s_{col_pos} := \text{separacion: } 15 \text{ cm}$$

espaciamiento
colocado de varillas

Refuerzo colocado para momento positivo es 5/8"@0.15

5.3. Verificación de Esfuerzos Admisibles por Momento Positivo

$$Ms_{act_pos} := \frac{Ms_{pos} \cdot s_{col_pos}}{m} = 0.395 \text{ tonne} \cdot m$$

momento de servicio
actuante en el ancho
de separación colocada

$$\rho_{pos} := \frac{As_{var_pos}}{s_{col_pos} \cdot d_{losa}} = 0.01015$$

cuantía de acero en
la sección de estudio

$$c_{pos} := d_{losa} \cdot \left(\sqrt{\rho_{pos} \cdot n \cdot (\rho_{pos} \cdot n + 2)} - \rho_{pos} \cdot n \right)$$

longitud del eje neutro

$$c_{pos} = 4.289 \text{ cm}$$

$$fs_{pos} := \frac{Ms_{act_pos}}{As_{var_pos} \cdot \left(d_{losa} - \frac{c_{pos}}{3} \right)} = 1722.021 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo del acero

$$fc_{pos} := \frac{As_{var_pos} \cdot fs_{pos}}{c_{pos} \cdot s_{col_pos} \cdot 0.5} = 105.99 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo del concreto

$$\text{if}(fs_{pos} < 0.6 \cdot fy, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(fc_{pos} < 0.45 \cdot f'c, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

5.4. Verificación de Separación Máxima por Momento Positivo

$$s_{max_pos} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{s_pos}} \cdot \frac{kg}{cm} \cdot 2 \cdot r_{losa} = 20.809 \text{ cm}$$

separación máxima
entre varillas de acero

$$s_{col_pos} = 15 \text{ cm}$$

separación colocada
entre varillas de acero

$$\text{if}(s_{col_pos} < s_{max_pos}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6. Calculo de Acero por Temperatura

$$As_{temp_cal} := \frac{0.18 \cdot B_{losa} \cdot t_{losa}}{2 \cdot (B_{losa} + t_{losa})} \cdot cm = 1.685 \text{ cm}^2$$

área calculada de acero
por temperatura

$$As_{temp_req} := \min(\max(2.33 \cdot cm^2, As_{temp_cal}), 12.7 \cdot cm^2)$$

$$As_{temp_req} = 2.33 \text{ cm}^2$$

área requerida de acero
por temperatura

$$As_{var_temp} := \text{varilla: } 1/2'' \cdot cm^2$$

área de varilla de acero
a emplear

$$s_{req_temp} := \frac{As_{var_temp}}{As_{temp_req}} = 0.545$$

espaciamento requerido
de varillas

$$s_{col_temp} := \text{separacion: } 30 \text{ cm}$$

espaciamento colocado
de varillas

Refuerzo colocado por acero de temperatura es 1/2"@0.30

7. Calculo de Acero por Distribución

$$F_{As_dis_cal} := \frac{121 \cdot m}{\sqrt{S' \cdot m}} \% = 0.808$$

factor de área de acero
por distribución

$$As_{col_pos} := \frac{As_{var_pos} \cdot b_{losa}}{s_{col_pos}} = 13.2 \text{ cm}^2$$

área positiva de acero
colocado

$$A_{s_{dis_req}} := \min(F_{-}A_{s_{dis_cal}}, 0.67) \cdot A_{s_{col_pos}}$$

$$A_{s_{dis_req}} = 8.844 \text{ cm}^2$$

área requerida de acero por distribución

$$A_{s_{var_dis}} := \text{varilla: } 5/8'' \cdot \text{cm}^2$$

área de varilla de acero a emplear

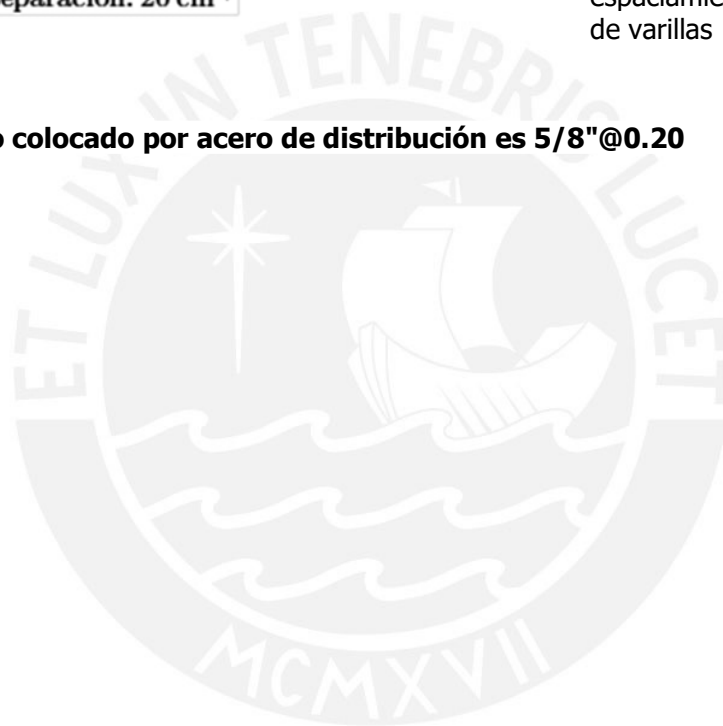
$$s_{req_dis} := \frac{A_{s_{var_dis}}}{A_{s_{dis_req}}} = 0.224$$

espaciamiento requerido de varillas

$$s_{col_dis} := \text{separacion: } 20 \text{ cm}$$

espaciamiento colocado de varillas

Refuerzo colocado por acero de distribución es 5/8"@0.20



Diseño de Viga Metálica por Flexión Positiva



DISEÑO DE VIGA METALICA POR MOMENTO POSITIVO

1. Propiedad de los Materiales

$$F_y := 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo de fluencia
del acero

$$f'_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

resistencia a la compresión
del concreto

$$E_s := 2 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

módulo de elasticidad
del acero

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 256017.968 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

módulo de elasticidad
del concreto

$$n := \text{ceil}\left(\frac{E_s}{E_c}\right) = 8$$

relación modular del
acero y concreto

2. Propiedades Geométricas de la Viga Metálica

$$t_{\text{losa}} := 19 \text{ cm}$$

espesor de losa del puente

$$b_{\text{sup}} := 500 \text{ mm}$$

ancho del ala superior

$$t_{\text{sup}} := 25 \text{ mm}$$

espesor del ala superior

$$h_{\text{alma}} := 1900 \text{ mm}$$

altura del alma

$$t_{\text{alma}} := 16 \text{ mm}$$

espesor del alma

$$b_{\text{inf}} := 500 \text{ mm}$$

ancho del ala inferior

$$t_{\text{inf}} := 38 \text{ mm}$$

espesor del ala inferior

3. Calculo de Ancho Efectivo de Losa

$$L_{\text{tramo}} := 40 \text{ m}$$

longitud de un tramo
del puente

$$S' := 2.24 \text{ m}$$

separación entre vigas
del puente

$$S'_{ext} := 0.8 \text{ m}$$

longitud de volado de
losa del puente

$$\frac{L_{tramo}}{S'} = 17.857$$

$$b_{losa_int} := \text{if} \left(\frac{L_{tramo}}{S'} > 5, S', \frac{L_{tramo}}{5} \right) = 2.24 \text{ m}$$

ancho de losa para
viga interior

$$b_{losa_ext} := \frac{b_{losa_int}}{2} + \min \left(\frac{b_{losa_int}}{2}, S'_{ext} \right) = 1.92 \text{ m}$$

ancho de losa para
viga exterior

$$b_{losa} := \min (b_{losa_int}, b_{losa_ext}) = 1.92 \text{ m}$$

ancho efectivo de losa
para sección compuesta

4. Propiedades de Sección No Compuesta

Seccion	t	b	A	ycg	A*ycg	Ycg	I _{local}	I _{global}
Patin Sup.	0.025	0.5	0.01250	1.951	0.02438		6.51E-07	
Alma	1.9	0.016	0.03040	0.988	0.03004		0.009145	
Patin Inf.	0.038	0.5	0.01900	0.019	0.00036		2.29E-06	
Total	1.963		0.0619		0.05478	0.885		0.03791

$$h_{viga} = 1.963 \text{ m}$$

altura total de la viga

$$A_{viga} = 619 \text{ cm}^2$$

área total de la viga

$$y_{cg_NC} = 88.493 \text{ cm}$$

centro de gravedad de la
sección no compuesta

$$I_{NC} = 3791107.617 \text{ cm}^4$$

inercia de sección no
compuesta

$$S_{NC,t} := \frac{I_{NC}}{y_{cg_NC}} = 42840.541 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de sección
no compuesta a tracción

$$S_{NC,c} := \frac{I_{NC}}{h_{viga} - y_{cg_NC}} = 35165.84 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de sección
no compuesta a compresión

5. Propiedades de Sección Compuesta de Corto Plazo

$$b_{losa_ST} := \frac{b_{losa}}{n} = 24 \text{ cm}$$

ancho efectivo de losa
para sección compuesta
a corto plazo

Seccion	t	b	A	ycg	A*ycg	Ycg	I _{local}	I _{global}
Losa	0.19	0.240	0.0456	2.0580	0.09384		0.000137	
Viga			0.0619	0.8849	0.05478		0.03791	
Total			0.1075		0.14862	1.383		0.07418

$$y_{cg_ST} = 1.383 \text{ m}$$

centro de gravedad de la
sección compuesta a corto
plazo

$$I_{ST} = 7418021.434 \text{ cm}^4$$

inercia de sección
compuesta a corto plazo

$$S_{ST_t} := \frac{I_{ST}}{y_{cg_ST}} = 53655.311 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de sección
compuesta a corto plazo a
tracción

$$S_{ST_c} := \frac{I_{ST}}{h_{viga} - y_{cg_ST}} = 127793.928 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de sección
compuesta a corto plazo a
compresión

6. Propiedades de Sección Compuesta de Largo Plazo

$$b_{losa_LT} := \frac{b_{losa}}{3n} = 8 \text{ cm}$$

ancho efectivo de losa
para sección compuesta
a largo plazo

Seccion	t	b	A	ycg	A*ycg	Ycg	I _{local}	I _{global}
Losa	0.19	0.080	0.0152	2.0580	0.03128		4.57E-05	
Viga			0.0619	0.8849	0.05478		0.03791	
Total			0.0771		0.08606	1.116		0.05475

$$y_{cg_LT} = 111.62 \text{ cm}$$

centro de gravedad de la
sección compuesta a largo
plazo

$$I_{LT} = 5474964.98 \text{ cm}^4$$

inercia de sección
compuesta a largo plazo

$$S_{LT_t} := \frac{I_{LT}}{y_{cg_LT}} = 49050.019 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de sección
compuesta a largo plazo a
tracción

$$S_{LT_c} := \frac{I_{LT}}{h_{viga} - y_{cg_LT}} = 64654.789 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de sección
compuesta a largo plazo a
compresión

7. Calculo del Momento Plástico

$$P_s := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_{losa} \cdot t_{losa} = 868.224 \text{ tonne}$$

fuerza plástica del concreto

$$P_c := Fy \cdot b_{sup} \cdot t_{sup} = 437.5 \text{ tonne}$$

fuerza plástica del ala superior

$$P_w := Fy \cdot h_{alma} \cdot t_{alma} = (1.064 \cdot 10^3) \text{ tonne}$$

fuerza plástica del alma

$$P_t := Fy \cdot b_{inf} \cdot t_{inf} = 665 \text{ tonne}$$

fuerza del ala inferior

$$\text{Caso} := \text{if } P_t + P_w > P_c + P_s$$

|| "Tipo 1 – Eje Nuetro medido desde la parte Top de Alma"

$$\text{else if } P_t + P_w + P_c > P_s$$

|| "Tipo 2 – Eje Nuetro medido desde la parte Top de Ala Sup."

$$\text{else if } P_t + P_w + P_c < P_s$$

|| "Tipo 3 – Eje Nuetro medido desde la parte Top de Losa"

$$\text{Caso} = \text{"Tipo 1 – Eje Nuetro medido desde la parte Top de Alma"}$$

$$Y_{PNA} := \text{if } P_t + P_w > P_c + P_s$$

eje neutro plástico

$$\left\| \frac{h_{alma}}{2} \left(\frac{P_t - P_c - P_s}{P_w} + 1 \right) \right\|$$

$$\text{else if } P_t + P_w + P_c > P_s$$

$$\left\| \frac{t_{sup}}{2} \cdot \left(\frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1 \right) \right\|$$

$$\text{else if } P_t + P_w + P_c < P_s$$

$$\left\| t_{losa} \cdot \left(\frac{P_c + P_w + P_t}{P_s} \right) \right\|$$

$$Y_{PNA} = 37.793 \text{ cm}$$

$$d_s := \begin{cases} \text{if } P_t + P_w > P_c + P_s \\ \quad \parallel Y_{PNA} + t_{sup} + 0.5 \cdot t_{losa} \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c > P_s \\ \quad \parallel Y_{PNA} + 0.5 \cdot t_{losa} \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c < P_s \\ \quad \parallel Y_{PNA} \end{cases}$$

distancia del eje neutro plástico al centroide de la losa

$$d_s = 49.793 \text{ cm}$$

$$d_c := \begin{cases} \text{if } P_t + P_w > P_c + P_s \\ \quad \parallel Y_{PNA} + 0.5 \cdot t_{sup} \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c > P_s \\ \quad \parallel Y_{PNA} \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c < P_s \\ \quad \parallel t_{losa} + 0.5 \cdot t_{sup} - Y_{PNA} \end{cases}$$

distancia del eje neutro plástico al centroide de la ala superior

$$d_c = 39.043 \text{ cm}$$

$$d_w := \begin{cases} \text{if } P_t + P_w > P_c + P_s \\ \quad \parallel Y_{PNA} \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c > P_s \\ \quad \parallel 0.5 \cdot h_{alma} + t_{sup} - Y_{PNA} \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c < P_s \\ \quad \parallel 0.5 \cdot h_{alma} + t_{sup} + t_{losa} - Y_{PNA} \end{cases}$$

distancia del eje neutro plástico al centroide del alma

$$d_w = 37.793 \text{ cm}$$

$$d_i := \begin{cases} \text{if } P_t + P_w > P_c + P_s \\ \quad \parallel 0.5 \cdot t_{inf} + h_{alma} - Y_{PNA} \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c > P_s \\ \quad \parallel 0.5 \cdot t_{inf} + h_{alma} + t_{sup} - Y_{PNA} \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c < P_s \\ \quad \parallel 0.5 \cdot t_{inf} + h_{alma} + t_{sup} + t_{losa} - Y_{PNA} \end{cases}$$

distancia del eje neutro plástico al centroide de la ala inferior

$$d_t = 1.541 \text{ m}$$

$$Mp := \begin{cases} \text{if } P_t + P_w > P_c + P_s \\ \left\| \frac{P_w}{2 \cdot h_{alma}} \cdot (Y_{PNA}^2 + (h_{alma} - Y_{PNA})^2) + P_s \cdot d_s + P_c \cdot d_c + P_t \cdot d_t \right. \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c > P_s \\ \left\| \frac{P_c}{2 \cdot t_{sup}} \cdot (Y_{PNA}^2 + (t_{sup} - Y_{PNA})^2) + P_s \cdot d_s + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t \right. \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c < P_s \\ \left\| \frac{P_s}{2 \cdot t_{losa}} \cdot Y_{PNA}^2 + P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t \right. \end{cases}$$

$$Mp = 2316.607 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento plástico

8. Factores de Distribución de Carga Viva

$$FD_{M_{I_1}} := 0.402$$

factor de distribución para viga interior de un carril

$$FD_{M_{I_2}} := 0.581$$

factor de distribución para viga interior de dos o más carriles

$$FD_{M_I} := \max(FD_{M_{I_1}}, FD_{M_{I_2}}) = 0.581$$

factor de distribución para viga interior

$$FD_{M_{E_1}} := 1.173$$

factor de distribución para viga exterior de un carril

$$FD_{M_{E_2}} := 0.686$$

factor de distribución para viga exterior de dos o más carriles

$$FD_{M_E} := \max(FD_{M_{E_1}}, FD_{M_{E_2}}) = 1.173$$

factor de distribución para viga exterior

$$FD_M := \max(FD_{M_E}, FD_{M_I}) = 1.173$$

factor de distribución para viga

9. Calculo de Momento Ultimo por el Estado de Carga Mas Exigente

$M_{dead} := 210.913 \text{ tonne} \cdot \text{m}$	momento en viga por carga muerta
$M_{baranda} := 26.324 \text{ tonne} \cdot \text{m}$	momento en viga por carga de baranda
$M_{vereda} := 6.496 \text{ tonne} \cdot \text{m}$	momento en viga por carga de vereda
$M_{asfalto} := 25.546 \text{ tonne} \cdot \text{m}$	momento en viga por carga de asfalto
$M_{frenado} := 4.282 \text{ tonne} \cdot \text{m}$	momento en viga por carga de frenado
$M_{movil} := 462.34 \text{ tonne} \cdot \text{m}$	momento en viga por carga móvil
$\gamma_{DC} := 1.25$	factor de amplificación para carga muerta y super muerta
$\gamma_{DW} := 1.5$	factor de amplificación para carga por asfalto
$\gamma_{LL} := 1.75$	factor de amplificación para carga móvil y frenado
$M_u := \gamma_{DC} \cdot (M_{dead} + M_{baranda} + M_{vereda}) + \gamma_{DW} \cdot M_{asfalto} + \gamma_{LL} \cdot FDM \cdot (M_{frenado} + M_{movil})$	
$M_u = 1300.844 \text{ tonne} \cdot \text{m}$	momento ultimo positivo máximo

10. Calculo de Momento Elástico

$$M_{AD_c} := \left(Fy - \frac{\gamma_{DC} \cdot M_{dead}}{S_{NC_c}} - \frac{\gamma_{DC} \cdot (M_{baranda} + M_{vereda})}{S_{LT_c}} - \frac{\gamma_{DW} \cdot M_{asfalto}}{S_{LT_c}} \right) \cdot S_{ST_c}$$

$$M_{AD_c} = 3357.878 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{y_c} := \gamma_{DC} \cdot M_{dead} + \gamma_{DC} \cdot (M_{baranda} + M_{vereda}) + \gamma_{DW} \cdot M_{asfalto} + M_{AD_c}$$

$$M_{y_c} = 3700.863 \text{ tonne} \cdot \text{m} \quad \text{momento elástico a compresión}$$

$$M_{AD_t} := \left(Fy - \frac{\gamma_{DC} \cdot M_{dead}}{S_{NC_t}} - \frac{\gamma_{DC} \cdot (M_{baranda} + M_{vereda})}{S_{LT_t}} - \frac{\gamma_{DW} \cdot M_{asfalto}}{S_{LT_t}} \right) \cdot S_{ST_t}$$

$$M_{AD_t} = 1460.947 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{y_t} := \gamma_{DC} \cdot M_{dead} + \gamma_{DC} \cdot (M_{baranda} + M_{vereda}) + \gamma_{DW} \cdot M_{asfalto} + M_{AD_t}$$

$$M_{y_t} = 1803.932 \text{ tonne} \cdot \text{m} \quad \text{momento elástico a tracción}$$

$$M_y := \min(M_{y_c}, M_{y_t}) = 1803.932 \text{ tonne} \cdot \text{m} \quad \text{momento elástico}$$

11. Verificación de Sección Compacta

11.1. Verificación de Alma

$$\frac{h_{alma}}{t_{alma}} = 118.75 \quad \text{esbeltez del alma}$$

$$\text{if} \left(\frac{h_{alma}}{t_{alma}} < 150, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

11.2. Verificación de Alma en Compresión

$$D_{cp} := \begin{cases} \text{if } P_t + P_w > P_c + P_s \\ \quad \parallel Y_{PNA} \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c > P_s \\ \quad \parallel 0 \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c < P_s \\ \quad \parallel 0 \end{cases} = 37.793 \text{ cm} \quad \text{profundidad de compresión del alma}$$

$$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_{alma}} = 47.241 \quad \text{esbeltez de la zona a compresión del alma}$$

$$3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 89.881$$

esbeltez máxima de
la zona a compresión

$$\text{if} \left(\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_{abna}} < 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$$

12. Calculo de Momento Nominal

$$D_p := \text{if } P_t + P_w > P_c + P_s \left| \begin{array}{l} t_{losa} + t_{sup} + Y_{PNA} \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c > P_s \\ \quad \left| \begin{array}{l} t_{sup} + Y_{PNA} \\ \text{else if } P_t + P_w + P_c < P_s \\ \quad \left| \begin{array}{l} Y_{PNA} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

profundidad de la zona
en compresión de la
sección compuesta

$$D_p = 59.293 \text{ cm}$$

$$h_{total} := h_{viga} + t_{losa} = 2.153 \text{ m}$$

altura total de la sección
compuesta

$$Mn_1 := \text{if } D_p < 0.1 \cdot h_{total} \left| \begin{array}{l} Mp \\ \text{else} \\ \quad \left| \begin{array}{l} Mp \cdot \left(1.07 - 0.7 \cdot \frac{D_p}{h_{total}} \right) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

momento nominal 1

$$Mn_1 = 2032.183 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$R_h := 1$$

factor de relación de
sección híbrida

$$Mn_2 := 1.3 \cdot R_h \cdot My = 2345.112 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento nominal 2

$$Mn := \min(Mn_1, Mn_2) = 2032.183 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento nominal

13. Verificación de Estado de Limite de Resistencia

$$\phi_f := 1$$

factor de reducción por flexión

$$\phi_f \cdot Mn = 2032.183 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento nominal reducido

$$Mu = 1300.844 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo máximo

$$Ratio_{resistencia} := \frac{Mu}{\phi_f \cdot Mn} = 0.64$$

ratio de diseño de la viga

$$\text{if} (Ratio_{resistencia} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

14. Verificación de Ductilidad

$$\frac{D_p}{h_{total}} = 0.275$$

relación de la profundidad de la zona de compresión con la altura total de la sección compuesta

$$\text{if} \left(\frac{D_p}{h_{total}} < 0.42, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

15. Verificación de Estado Limite de Servicio Máximo

15.1. Para Ala en Compresión

$$f_{s_c} := \frac{M_{dead}}{S_{NC_c}} + \frac{M_{baranda} + M_{vereda} + M_{asfalto}}{S_{LT_c}} + \frac{1.3 \cdot FD_M \cdot (M_{movil} + M_{frenado})}{S_{ST_c}}$$

$$f_{s_c} = 1246.836 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio a compresión

$$0.95 \cdot R_h \cdot Fy = 3325 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo permisible a compresión

$$Ratio_{servicio_c} := \frac{f_{s_c}}{0.95 \cdot R_h \cdot F_y} = 0.375$$

ratio de esfuerzo a compresión

$$\text{if}(Ratio_{servicio_c} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

15.2. Para Ala en Tracción

$$f_{s_t} := \frac{M_{dead}}{S_{NC_t}} + \frac{M_{baranda} + M_{vereda} + M_{asfalto}}{S_{LT_t}} + \frac{1.3 \cdot FD_M \cdot (M_{movil} + M_{frenado})}{S_{ST_t}}$$

$$f_{s_t} = 1937.468 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo en servicio a tracción

$$0.95 \cdot R_h \cdot F_y = 3325 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo permisible a tracción

$$Ratio_{servicio_t} := \frac{f_{s_t}}{0.95 \cdot R_h \cdot F_y} = 0.583$$

ratio de esfuerzo a tracción

$$\text{if}(Ratio_{servicio_t} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

16. Verificación de Estado Limite de Fatiga

16.1. Para Fatiga I

$$M_{fatiga} := 234.54 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de fatiga

$$\gamma_{fatiga_1} := 1.5$$

factor de amplificación por fatiga I

$$FD_{fatiga} := \frac{\max(FD_{M_{E_1}}, FD_{M_{I_1}})}{1.2} = 0.978$$

factor de distribución de viga sin presencia múltiple

$$\Delta f_{F_c} := \left| \frac{FD_{fatiga} \cdot M_{fatiga}}{S_{ST_c}} \right|$$

$$\gamma_{fatiga_1} \cdot \Delta f_{F_c} = 269.101 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo de fatiga I
a compresión

$$\Delta f_{F_t} := \left| \frac{FD_{fatiga} \cdot M_{fatiga}}{S_{ST_t}} \right|$$

$$\gamma_{fatiga_1} \cdot \Delta f_{F_t} = 640.932 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo de fatiga I
a tracción

$$\Delta F_{TH} := 690 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo permisible de
fatiga I, categoría C

$$Ratio_{fatiga_1} := \frac{\max(\gamma_{fatiga_1} \cdot \Delta f_{F_c}, \gamma_{fatiga_1} \cdot \Delta f_{F_t})}{\Delta F_{TH}}$$

$$Ratio_{fatiga_1} = 0.929$$

ratio de esfuerzo
de fatiga I

$$\text{if}(Ratio_{fatiga_1} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

16.1. Para Fatiga II

$$\gamma_{fatiga_2} := 0.8$$

factor de amplificación
por fatiga II

$$\gamma_{fatiga_2} \cdot \Delta f_{F_c} = 143.52 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo de fatiga II
a compresión

$$\gamma_{fatiga_2} \cdot \Delta f_{F_t} = 341.831 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo de fatiga II
a tracción

$$ADDT := 1000$$

numero de camiones
diarios promediados para
la vida útil del puente

$$p := 0.85$$

fracción de tráfico para un
solo carril

$$n := 1$$

numero de ciclos por el
paso del camión de diseño

$$ADDT_{SL} := p \cdot ADDT = 850$$

trafico diario promedio
para un solo carril

$$Años := 75$$

$$dias := 365$$

$$N := Años \cdot dias \cdot n \cdot ADDT_{SL} = 2.327 \cdot 10^7$$

numero de ciclo por el
paso de camión de diseño
durante la vida útil del
puente

$$A := 144 \cdot 10^{13} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)^3$$

constante para el diseño
de fatiga II, categoría C

$$\Delta F_n := \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}} = 395.546 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo permisible de
fatiga II

$$Ratio_{fatiga_2} := \frac{\max(\gamma_{fatiga_2} \cdot \Delta f_{F_c}, \gamma_{fatiga_2} \cdot \Delta f_{F_t})}{\Delta F_n}$$

$$Ratio_{fatiga_2} = 0.864$$

ratio de esfuerzo
de fatiga II

$$\text{if}(Ratio_{fatiga_2} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Diseño de Viga Metálica por Flexión Negativa



DISEÑO DE VIGA METALICA POR MOMENTO NEGATIVO

1. Definición de Valores Iniciales

$$Fy := 3500 \cdot \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo de fluencia del
acero estructural

$$fy := 4200 \cdot \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo de fluencia del
acero de refuerzo

$$Es := 2 \cdot 10^6 \cdot \frac{kg}{cm^2}$$

módulo de elasticidad del
acero

$$t_{losa} := 19 \text{ cm}$$

espesor de losa del puente

2. Calculo de Área de Acero de las Varillas en la Losa del Puente

$$L_{tramo} := 40 \text{ m}$$

longitud de un tramo del puente

$$S' := 2.24 \text{ m}$$

separación entre vigas del puente

$$S'_{ext} := 0.8 \text{ m}$$

longitud de volado de losa del
puente

$$\frac{L_{tramo}}{S'} = 17.857$$

$$b_{losa_int} := \text{if} \left(\frac{L_{tramo}}{S'} > 5, S', \frac{L_{tramo}}{5} \right) = 2.24 \text{ m}$$

ancho de losa para viga interior

$$b_{losa_ext} := \frac{b_{losa_int}}{2} + \min \left(\frac{b_{losa_int}}{2}, S'_{ext} \right) = 1.92 \text{ m}$$

ancho de losa para viga exterior

$$b_{losa} := \min (b_{losa_int}, b_{losa_ext}) = 1.92 \text{ m}$$

ancho efectivo de losa para
sección compuesta

refuerzo superior de la losa 5/8"@0.15

refuerzo inferior de la losa 5/8"@0.20

$$Ar_{sup} := \frac{1.98 \cdot cm^2}{15 \text{ cm}} \cdot b_{losa} = 25.344 \text{ cm}^2$$

acero de refuerzo superior en losa

$$A_{r_{inf}} := \frac{1.98 \cdot \text{cm}^2}{20 \text{ cm}} \cdot b_{losa} = 19.008 \text{ cm}^2$$

acero de refuerzo inferior en losa

$$c_{sup} := 6 \text{ cm}$$

distancia de la parte top de la losa al centroide del acero de refuerzo superior

$$c_{inf} := t_{losa} - c_{sup} = 13 \text{ cm}$$

distancia de la parte top de la losa al centroide del acero de refuerzo inferior

3. Propiedades Geométricas de la Viga Metálica

$$b_{sup} := 500 \text{ mm}$$

ancho del ala superior

$$t_{sup} := 25 \text{ mm}$$

espesor del ala superior

$$h_{alma} := 1900 \text{ mm}$$

altura del alma

$$t_{alma} := 16 \text{ mm}$$

espesor del alma

$$b_{inf} := 500 \text{ mm}$$

ancho del ala inferior

$$t_{inf} := 38 \text{ mm}$$

espesor del ala inferior

4. Propiedades de Sección No Compuesta - NC

Seccion	t	b	A	ycg	A*ycg	Ycg	I _{local}	I _{global}
Patin Sup.	0.025	0.5	0.01250	1.951	0.02438		6.51E-07	
Alma	1.9	0.016	0.03040	0.988	0.03004		0.009145	
Patin Inf.	0.038	0.5	0.01900	0.019	0.00036		2.29E-06	
Total	1.963		0.0619		0.05478	0.885		0.03791

$$h_{viga} = 1.963 \text{ m}$$

altura total de la viga

$$A_{viga} = 619 \text{ cm}^2$$

área total de la viga

$$y_{cg_NC} = 88.493 \text{ cm}$$

centro de gravedad de la sección no compuesta de la viga

$$I_{NC} = 3791107.617 \text{ cm}^4$$

inercia de sección no
compuesta de viga

$$S_{NC,t} := \frac{I_{NC}}{h_{viga} - y_{cg_NC}} = 35165.84 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de sección
no compuesta a tracción

$$S_{NC,c} := \frac{I_{NC}}{y_{cg_NC}} = 42840.541 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de sección
no compuesta a compresión

4. Propiedades de Sección No Compuesta + Acero de Refuerzo - NS

Seccion	t	b	A	ycg	A*ycg	Ycg	I _{local}	I _{global}
Ar _{sup}			0.0025	2.0930	0.00530			
Ar _{inf}			0.0019	2.0230	0.00385			
Viga			0.0619	0.8849	0.05478		0.03791	
Total			0.0663		0.06393	0.964		0.04366

$$y_{cg_NS} = 96.37 \text{ cm}$$

centro de gravedad de la
sección NS de la viga

$$I_{NS} = 4366018.952 \text{ cm}^4$$

inercia de sección NS de viga

Elemento que cede primero, ala superior o acero de refuerzo superior

$$f_{s_varilla_sup} := \frac{F_y \cdot (h_{viga} + t_{losa} - c_{sup} - y_{cg_NS})}{h_{viga} - y_{cg_NS}} = 3955.319 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$cede_primero := \begin{cases} \text{if } f_{s_varilla_sup} > f_y \\ \quad \parallel \text{“acero de refuerzo”} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{“ala de refuerzo”} \end{cases}$$

$$cede_primero = \text{“ala de refuerzo”}$$

$$y_{cg_NS,t} := \text{if } (f_{s_varilla_sup} > f_y, h_{viga} + t_{losa} - c_{sup} - y_{cg_NS}, h_{viga} - y_{cg_NS})$$

$$y_{cg_NS,t} = 99.93 \text{ cm}$$

centro de gravedad de la
sección NS de la viga para
tracción

$$S_{NS_t} := \frac{I_{NC}}{y_{cg_NS_t}} = 37937.653 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de sección
NS a tracción

$$S_{NS_c} := \frac{I_{NC}}{y_{cg_NS}} = 39339.063 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de sección
NS a compresión

5. Calculo de Momento Plástico

$$P_{r_sup} := f_y \cdot A_{r_sup} = 106.445 \text{ tonne}$$

fuerza plástica del acero de
refuerzo superior

$$P_{r_inf} := f_y \cdot A_{r_inf} = 79.834 \text{ tonne}$$

fuerza plástica del acero de
refuerzo inferior

$$P_t := F_y \cdot b_{sup} \cdot t_{sup} = 437.5 \text{ tonne}$$

fuerza plástica del ala
superior

$$P_w := F_y \cdot h_{alma} \cdot t_{alma} = 1064 \text{ tonne}$$

fuerza plástica del alma

$$P_c := F_y \cdot b_{inf} \cdot t_{inf} = 665 \text{ tonne}$$

fuerza plástica del ala
inferior

$Caso :=$ if $P_c + P_w > P_t + P_{r_inf} + P_{r_sup}$
 || “Tipo 1 – Eje Nuetro medido desde la parte Top de Alma”
 else if $P_c + P_w + P_t > P_{r_inf} + P_{r_sup}$
 || “Tipo 2 – Eje Neutro medido desde la parte Top de Ala Sup.”

$Caso =$ “Tipo 1 – Eje Nuetro medido desde la parte Top de Alma”

$$Y_{PNA} := \text{if } P_c + P_w > P_t + P_{r_inf} + P_{r_sup} \left| \begin{array}{l} \frac{h_{alma}}{2} \cdot \left(\frac{P_c - P_t - P_{r_inf} - P_{r_sup}}{P_w} + 1 \right) \\ \text{else if } P_c + P_w + P_t > P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \frac{t_{sup}}{2} \cdot \left(\frac{P_w + P_c - P_{r_inf} - P_{r_sup}}{P_t} + 1 \right) \end{array} \right|$$

$$Y_{PNA} = 98.681 \text{ cm}$$

eje neutro plástico

$$d_{r_sup} := \begin{cases} \text{if } P_c + P_w > P_t + P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \quad \parallel t_{losa} - c_{sup} + t_{sup} + Y_{PNA} \\ \text{else if } P_c + P_w + P_t > P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \quad \parallel t_{losa} - c_{sup} + Y_{PNA} \end{cases}$$

distancia del eje neutro
plástico al centroide del
acero de refuerzo superior

$$d_{r_sup} = 114.181 \text{ cm}$$

$$d_{r_inf} := \begin{cases} \text{if } P_c + P_w > P_t + P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \quad \parallel t_{losa} - c_{inf} + t_{sup} + Y_{PNA} \\ \text{else if } P_c + P_w + P_t > P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \quad \parallel t_{losa} - c_{inf} + Y_{PNA} \end{cases}$$

distancia del eje neutro
plástico al centroide del
acero de refuerzo inferior

$$d_{r_inf} = 107.181 \text{ cm}$$

$$d_t := \begin{cases} \text{if } P_c + P_w > P_t + P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \quad \parallel 0.5 \cdot t_{sup} + Y_{PNA} \\ \text{else if } P_c + P_w + P_t > P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \quad \parallel Y_{PNA} \end{cases}$$

distancia del eje neutro
plástico al centroide del ala
superior

$$d_t = 99.931 \text{ cm}$$

$$d_w := \begin{cases} \text{if } P_c + P_w > P_t + P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \quad \parallel Y_{PNA} \\ \text{else if } P_c + P_w + P_t > P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \quad \parallel 0.5 \cdot h_{alma} + t_{sup} - Y_{PNA} \end{cases}$$

distancia del eje neutro
plástico al centroide del alma

$$d_w = 98.681 \text{ cm}$$

$$d_c := \begin{cases} \text{if } P_c + P_w > P_t + P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \quad \parallel t_{inf} + h_{alma} - Y_{PNA} \\ \text{else if } P_c + P_w + P_t > P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \quad \parallel t_{inf} + h_{alma} + t_{sup} - Y_{PNA} \end{cases}$$

distancia del eje neutro
plástico al centroide del ala
inferior

$$d_c = 95.12 \text{ cm}$$

$$M_p := \begin{cases} \text{if } P_c + P_w > P_t + P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \left\| \frac{P_w}{2 \cdot h_{alma}} (Y_{PNA}^2 + (h_{alma} - Y_{PNA})^2) + (P_{r_sup} \cdot d_{r_sup} + P_{r_inf} \cdot d_{r_inf} + P_t \cdot d_t + P_c \cdot d_c) \right. \\ \text{else if } P_c + P_w + P_t > P_{r_inf} + P_{r_sup} \\ \left\| \frac{P_t}{2 \cdot t_{sup}} (Y_{PNA}^2 + (t_{sup} - Y_{PNA})^2) + (P_{r_sup} \cdot d_{r_sup} + P_{r_inf} \cdot d_{r_inf} + P_w \cdot d_w + P_c \cdot d_c) \right. \end{cases}$$

$$M_p = 1783.004 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento plástico

6. Factores de Distribución de Carga Viva

$$FD_{M_I_1} := 0.402$$

factor de distribución para viga interior de un carril

$$FD_{M_I_2} := 0.581$$

factor de distribución para viga interior de dos o más carriles

$$FD_{M_I} := \max(FD_{M_I_1}, FD_{M_I_2}) = 0.581$$

factor de distribución para viga interior

$$FD_{M_E_1} := 1.173$$

factor de distribución para viga exterior de un carril

$$FD_{M_E_2} := 0.686$$

factor de distribución para viga exterior de dos o más carriles

$$FD_{M_E} := \max(FD_{M_E_1}, FD_{M_E_2}) = 1.173$$

factor de distribución para viga exterior

$$FD_M := \max(FD_{M_E}, FD_{M_I}) = 1.173$$

factor de distribución para viga

7. Calculo de Momento Ultimo por el Estado de Carga Mas Exigente

$$M_{dead} := 264.031 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento en viga por carga muerta

$$M_{baranda} := 39.751 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento en viga por carga de baranda

$$M_{vereda} := 9.396 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento en viga por carga de vereda

$$M_{asfalto} := 29.757 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento en viga por carga de asfalto

$M_{frenado} := 4.465 \text{ tonne} \cdot \text{m}$ momento en viga por carga de frenado

$M_{movil} := 429.454 \text{ tonne} \cdot \text{m}$ momento en viga por carga móvil

$\gamma_{DC} := 1.25$ factor de amplificación para carga muerta y super muerta

$\gamma_{DW} := 1.5$ factor de amplificación para carga por asfalto

$\gamma_{LL} := 1.75$ factor de amplificación para carga móvil y frenado

$$Mu := \gamma_{DC} \cdot (M_{dead} + M_{baranda} + M_{vereda}) + \gamma_{DW} \cdot M_{asfalto} + \gamma_{LL} \cdot FDM \cdot (M_{frenado} + M_{movil})$$

$Mu = 1326.835 \text{ tonne} \cdot \text{m}$ momento ultimo negativo máximo

8. Calculo de Momento Elástico

$S_{LT_t} := S_{NS_t}$ modulo elástico a largo plazo de la sección NS a tracción

$S_{LT_c} := S_{NS_c}$ modulo elástico a largo plazo de la sección NS a compresión

$S_{ST_t} := S_{NS_t}$ modulo elástico a corto plazo de la sección NS a tracción

$S_{ST_c} := S_{NS_c}$ modulo elástico a corto plazo de la sección NS a compresión

$$M_{AD_c} := \left(Fy - \frac{\gamma_{DC} \cdot M_{dead}}{S_{NC_c}} - \frac{\gamma_{DC} \cdot (M_{baranda} + M_{vereda})}{S_{LT_c}} - \frac{\gamma_{DW} \cdot M_{asfalto}}{S_{LT_c}} \right) \cdot S_{ST_c}$$

$M_{AD_c} = 967.734 \text{ tonne} \cdot \text{m}$

$$My_c := \gamma_{DC} \cdot M_{dead} + \gamma_{DC} \cdot (M_{baranda} + M_{vereda}) + \gamma_{DW} \cdot M_{asfalto} + M_{AD_c}$$

$My_c = 1403.842 \text{ tonne} \cdot \text{m}$ momento elástico a compresión

$$M_{AD_t} := \left(Fy - \frac{\gamma_{DC} \cdot M_{dead}}{S_{NC_t}} - \frac{\gamma_{DC} \cdot (M_{baranda} + M_{vereda})}{S_{LT_t}} - \frac{\gamma_{DW} \cdot M_{asfalto}}{S_{LT_t}} \right) \cdot S_{ST_t}$$

$$M_{AD_t} = 865.696 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$My_t := \gamma_{DC} \cdot M_{dead} + \gamma_{DC} \cdot (M_{baranda} + M_{vereda}) + \gamma_{DW} \cdot M_{asfalto} + M_{AD_t}$$

$$My_t = 1301.804 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento elástico a tracción

9. Verificación de la Sección No Compuesta

9.1. Verificación de Alma en Compresión

$$D_c := y_{cg_NC} - t_{inf} = 84.693 \text{ cm}$$

profundidad del alma a compresión
en el rango elástico

$$\frac{2 \cdot D_c}{t_{alma}} = 105.867$$

esbeltez del alma a compresión

$$5.7 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 136.256$$

esbeltez máxima a compresión

$$\text{if} \left(\frac{2 \cdot D_c}{t_{alma}} < 5.7 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

9.2. Relación de Inercias de las Alas de la Viga

$$I_{ala_sup} := \frac{b_{sup} \cdot t_{sup}^3}{12} = 65.104 \text{ cm}^4$$

inercia del ala superior

$$I_{ala_inf} := \frac{b_{inf} \cdot t_{inf}^3}{12} = 228.633 \text{ cm}^4$$

inercia del ala inferior

$$\frac{I_{ala_inf}}{I_{ala_sup}} = 3.512$$

relación de inercia de las alas

$$\text{if} \left(\frac{I_{ala_inf}}{I_{ala_sup}} > 0.3, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$$

10. Calculo de Longitudes Características

10.1. Longitud No Arriestrada

$$L_b := 4 \text{ m}$$

longitud no arriestrada
(distancia entre diafragmas)

10.2. Longitud Limite de Comportamiento Plástico

$$h_{ejes} := h_{alma} + 0.5 \cdot (t_{sup} + t_{inf}) = 1.932 \text{ m}$$

distancia entre centroides de
las alas de la viga

$$r_t := \frac{b_{inf}}{\sqrt{12 \cdot \left(\frac{h_{ejes}}{h_{viga}} + \frac{1}{3} \cdot \frac{D_c \cdot t_{alma}}{b_{inf} \cdot t_{inf}} \cdot \frac{h_{alma}^2}{h_{ejes} \cdot h_{viga}} \right)}}$$

radio de giro efectivo para
pandeo lateral torsional

$$r_t = 13.12 \text{ cm}$$

$$L_p := r_t \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 3.136 \text{ m}$$

longitud límite de
comportamiento plástico

10.4. Longitud Limite de Comportamiento Lateral Torsional Inelástico

$$F_{yr} := 0.7 \cdot Fy = 2450 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo del ala a compresión
en el momento que empieza la
cedencia

$$L_r := \pi \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{Es}{F_{yr}}} = 11.776 \text{ m}$$

longitud límite de comportamiento
lateral torsional inelástico. cálculo
de manera conservadora.

10.5. Tipo de Comportamiento de la Sección No Compuesta

<pre> if $L_b < L_p$ “Momento Plastico” else if $L_b < L_r$ “Pandeo Lateral Torsional Inelastico” else “Pandeo Lateral Torsional Elastico” </pre>	= “Pandeo Lateral Torsional Inelastico”
--	---

11. Verificación de Elementos Compactos

11.1. Verificación del Ala a Compresión

$$\lambda_{p_ala} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 9.084$$

límite de esbeltez para alas compactas

$$k_c := \min \left(0.76, \max \left(0.35, \frac{4}{\sqrt{\frac{h_{alma}}{t_{alma}}}}} \right) \right) = 0.367$$

coeficiente de pandeo para alas

$$\lambda_{r_ala} := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{Es \cdot k_c}{Fy}} = 13.759$$

límite de esbeltez para alas no compactas

$$\lambda_{ala_c} := \frac{b_{inf}}{2 \cdot t_{inf}} = 6.579$$

esbeltez del ala a compresión

<pre> if $\lambda_{ala_c} < \lambda_{p_ala}$ “El Ala es Compacta” else if $\lambda_{ala_c} < \lambda_{r_ala}$ “El Ala es No Compacta” else “El Ala es Esbelta” </pre>	= “El Ala es Compacta”
--	------------------------

11.2. Verificación del Alma a Compresión

$$D_{cp} := \frac{h_{alma}}{2 \cdot P_w} \cdot (P_t + P_w + P_{r_sup} + P_{r_inf} - P_c)$$

profundidad a compresión del alma de la viga en el rango inelástico

$$D_{cp} = 91.32 \text{ cm}$$

$$R_h := 1$$

factor de secciones híbridas

$$\lambda_{r_alma} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 136.256$$

límite de esbeltez para alma no compacta

$$\lambda_{p_alma_Dcp} := \min \left(\left(\frac{\sqrt{\frac{Es}{Fy}}}{\left(0.54 \cdot \frac{Mp}{R_h \cdot My_c} - 0.09 \right)} \right), \lambda_{r_alma} \cdot \frac{D_{cp}}{D_c} \right)$$

$$\lambda_{p_alma_Dcp} = 40.119$$

límite de esbeltez para el alma compacta en el rango inelástico

$$\lambda_{alma} := \frac{2 \cdot D_c}{t_{alma}} = 105.867$$

esbeltez del alma a compresión en rango elástico

$$\lambda_{alma_Dcp} := \frac{2 \cdot D_{cp}}{t_{alma}} = 114.149$$

esbeltez del alma a compresión en rango inelástico

if $\lambda_{alma_Dcp} < \lambda_{p_alma_Dcp}$ "El Alma es Compacta" else if $\lambda_{alma} < \lambda_{r_alma}$ "El Alma es No Compacta" else "El Alma es Esbelta"	= "El Alma es No Compacta"
---	----------------------------

12. Factores de Plastificación del Alma

$$\lambda_{p_alma_Dc} := \min \left(\lambda_{p_alma_Dcp} \cdot \frac{D_c}{D_{cp}}, \lambda_{r_alma} \right) = 37.208$$

límite de esbeltez para el alma compacta en el rango elástico

$$R_{p_c} := \min \left(\left(1 - \left(1 - \frac{R_h \cdot My_c}{Mp} \right) \cdot \left(\frac{\lambda_{alma} - \lambda_{p_alma_Dc}}{\lambda_{r_alma} - \lambda_{p_alma_Dc}} \right) \right) \cdot \frac{Mp}{My_c}, \frac{Mp}{My_c} \right)$$

$$R_{p_c} = 1.083$$

factor de plastificación del alma no compacta para compresión

$$R_{p_t} := \min \left(\left(1 - \left(1 - \frac{R_h \cdot My_t}{Mp} \right) \cdot \left(\frac{\lambda_{alma} - \lambda_{p_alma_Dc}}{\lambda_{r_alma} - \lambda_{p_alma_Dc}} \right) \right) \cdot \frac{Mp}{My_t}, \frac{Mp}{My_t} \right)$$

$$R_{p_t} = 1.113$$

factor de plastificación del alma no compacta para tracción

13. Calculo de Momento Nominal

13.1. Momento Nominal a Compresión

$$C_b := 1$$

gradiente de momento, conservadoramente se asume el valor de 1

$$Mn_{e_LTB} := C_b \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{F_y r \cdot S_{ST_c}}{R_{p_c} \cdot My_c} \right) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \cdot R_{p_c} \cdot My_c$$

$$Mn_{e_LTB} = 1464.555 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento nominal a compresión por pandeo lateral torsional

$$Mn_{e_y} := R_{p_c} \cdot My_c = 1520.174 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento nominal a compresión por momento elástico

$$Mn_c := \min(Mn_{c_LTB}, Mn_{c_y}) = 1464.555 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento nominal a compresión

13.2. Momento Nominal a Tracción

$$Mn_t := R_{p_t} \cdot My_t = 1449.442 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento nominal a tracción

14. Verificación de Estado de Limite de Resistencia a Compresión

$$\phi_f := 1$$

factor de reducción por flexión

$$\phi_f \cdot Mn_c = 1464.555 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento nominal a compresión reducido

$$Mu = 1326.835 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo máximo

$$Ratio_{resistencia_c} := \frac{Mu}{\phi_f \cdot Mn_c} = 0.906$$

ratio de diseño de la viga a compresión

$$\text{if}(Ratio_{resistencia_c} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

15. Verificación de Estado de Limite de Resistencia a Tracción

$$\phi_f := 1$$

factor de reducción por flexión

$$\phi_f \cdot Mn_t = 1449.442 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento nominal a tracción reducido

$$Mu = 1326.835 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo máximo

$$Ratio_{resistencia_t} := \frac{Mu}{\phi_f \cdot Mn_t} = 0.915$$

ratio de diseño de la viga

$$\text{if}(Ratio_{resistencia_t} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

16. Verificación de Estado Limite de Servicio Máximo

16.1. Para Ala en Compresión

$$f_{s_c} := \frac{M_{dead}}{S_{NC_c}} + \frac{M_{baranda} + M_{vereda} + M_{asfalto}}{S_{LT_c}} + \frac{1.3 \cdot FD_M \cdot (M_{movil} + M_{frenado})}{S_{ST_c}}$$

$$f_{s_c} = 2498.885 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{esfuerzo en servicio a compresión}$$

$$0.95 \cdot R_h \cdot Fy = 3325 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{esfuerzo permisible en servicio a compresión}$$

$$Ratio_{servicio_c} := \frac{f_{s_c}}{0.95 \cdot R_h \cdot Fy} = 0.752 \quad \text{ratio de esfuerzo a compresión}$$

if ($Ratio_{servicio_c} < 1$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

16.2. Para Ala en Tracción

$$f_{s_t} := \frac{M_{dead}}{S_{NC_t}} + \frac{M_{baranda} + M_{vereda} + M_{asfalto}}{S_{LT_t}} + \frac{1.3 \cdot FD_M \cdot (M_{movil} + M_{frenado})}{S_{ST_t}}$$

$$f_{s_t} = 2702.933 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{esfuerzo en servicio a tracción}$$

$$0.95 \cdot R_h \cdot Fy = 3325 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{esfuerzo permisible en servicio a tracción}$$

$$Ratio_{servicio_t} := \frac{f_{s_t}}{0.95 \cdot R_h \cdot Fy} = 0.813 \quad \text{ratio de esfuerzo a tracción}$$

if ($Ratio_{servicio_t} < 1$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

17. Verificación de Estado Limite de Fatiga

17.1. Para Fatiga I

$$M_{fatiga} := 138.914 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de fatiga

$$\gamma_{fatiga_1} := 1.5$$

factor de amplificación por fatiga I

$$FD_{fatiga} := \frac{\max(FD_{M_{E_1}}, FD_{M_{I_1}})}{1.2} = 0.978$$

factor de distribución de viga
sin presencia múltiple

$$\Delta f_{F_c} := \left| \frac{FD_{fatiga} \cdot M_{fatiga}}{S_{ST_c}} \right|$$

$$\gamma_{fatiga_1} \cdot \Delta f_{F_c} = 517.762 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo de fatiga I a compresión

$$\Delta f_{F_t} := \left| \frac{FD_{fatiga} \cdot M_{fatiga}}{S_{ST_t}} \right|$$

$$\gamma_{fatiga_1} \cdot \Delta f_{F_t} = 536.888 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo de fatiga I a tracción

$$\Delta F_{TH} := 690 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo permisible de fatiga I,
categoría C

$$Ratio_{fatiga_1} := \frac{\max(\gamma_{fatiga_1} \cdot \Delta f_{F_c}, \gamma_{fatiga_1} \cdot \Delta f_{F_t})}{\Delta F_{TH}}$$

$$Ratio_{fatiga_1} = 0.778$$

ratio de esfuerzo de fatiga I

$$\text{if}(Ratio_{fatiga_1} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

16.1. Para Fatiga II

$$\gamma_{fatiga_2} := 0.8$$

factor de amplificación por fatiga II

$$\gamma_{fatiga_2} \cdot \Delta f_{F_c} = 276.14 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo de fatiga II a compresión

$$\gamma_{fatiga_2} \cdot \Delta f_{F_t} = 286.34 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo de fatiga II a tracción

$$ADDT := 1000$$

numero de camiones diarios promediados para la vida útil del puente

$$p := 0.85$$

fracción de tráfico para un solo carril

$$n := 1$$

numero de ciclos por el paso del camión de diseño

$$ADDT_{SL} := p \cdot ADDT = 850$$

trafico diario promedio para un solo carril

$$Años := 75$$

$$dias := 365$$

$$N := Años \cdot dias \cdot n \cdot ADDT_{SL} = 2.327 \cdot 10^7$$

numero de ciclo por el paso de camión de diseño durante la vida útil del puente

$$A := 144 \cdot 10^{13} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)^3$$

constante para el diseño de fatiga II, categoría C

$$\Delta F_n := \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}} = 395.546 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo permisible de fatiga II

$$Ratio_{fatiga_2} := \frac{\max(\gamma_{fatiga_2} \cdot \Delta f_{F_c}, \gamma_{fatiga_2} \cdot \Delta f_{F_t})}{\Delta F_n}$$

$$Ratio_{fatiga_2} = 0.724$$

ratio de esfuerzo de fatiga II

$$\text{if}(Ratio_{fatiga_2} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Diseño de Viga Metálica por Corte



DISEÑO DE VIGA POR CORTE

1. Propiedad de los Materiales

$$F_y := 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo de cedencia del
acero

$$E_s := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

módulo de elasticidad del
acero

2. Propiedades Geométricas de la Viga Metálica

$$b_{sup} := 500 \text{ mm}$$

ancho del ala superior

$$t_{sup} := 25 \text{ mm}$$

espesor del ala superior

$$h_{alma} := 1900 \text{ mm}$$

altura del alma

$$t_{alma} := 16 \text{ mm}$$

espesor del alma

$$b_{inf} := 500 \text{ mm}$$

ancho del ala inferior

$$t_{inf} := 38 \text{ mm}$$

espesor del ala inferior

2. Factores de Distribución por Carga Viva

$$FD_{V_I1} := 0.654$$

factor de distribución para viga
interior de un carril

$$FD_{V_I2} := 0.768$$

factor de distribución para viga
interior de dos o más carriles

$$FD_{V_I} := \max(FD_{V_I1}, FD_{V_I2}) = 0.768$$

factor de distribución para viga
interior

$$FD_{V_E1} := 1.173$$

factor de distribución para viga
exterior de un carril

$$FD_{V_E2} := 0.751$$

factor de distribución para viga
exterior de dos o más carriles

$$FD_{V_E} := \max(FD_{V_E1}, FD_{V_E2}) = 1.173$$

factor de distribución para viga
exterior

$$FD_V := \max(FD_{V_E}, FD_{V_I}) = 1.173$$

factor de distribución para viga

3. Calculo de Fuerza Cortante Ultima

$$V_{dead} := 40.521 \text{ tonne}$$

fuerza cortante de carga muerta

$$V_{baranda} := 7.828 \text{ tonne}$$

fuerza cortante de carga de baranda

$$V_{vereda} := 1.766 \text{ tonne}$$

fuerza cortante de carga de vereda

$$V_{asfalto} := 3.937 \text{ tonne}$$

fuerza cortante de carga de asfalto

$$V_{frenado} := 0.325 \text{ tonne}$$

fuerza cortante de carga de frenado

$$V_{movil} := 63.869 \text{ tonne}$$

fuerza cortante de carga móvil

$$\gamma_{DC} := 1.25$$

factor de amplificación para carga muerta y super muerta

$$\gamma_{DW} := 1.5$$

factor de amplificación para carga por asfalto

$$\gamma_{LL} := 1.75$$

factor de amplificación para carga móvil y frenado

$$V_u := \gamma_{DC} \cdot (V_{dead} + V_{baranda} + V_{vereda}) + \gamma_{DW} \cdot V_{asfalto} + \gamma_{LL} \cdot FD_V \cdot (V_{frenado} + V_{movil})$$

$$V_u = 200.323 \text{ tonne}$$

fuerza cortante ultima

4. Calculo de Fuerza Cortante Nominal

$$V_p := 0.58 \cdot F_y \cdot h_{alma} \cdot t_{alma} = 617.12 \text{ tonne}$$

fuerza cortante plástica

$$k := 5$$

coeficiente de pandeo por corte

$$C := \begin{cases} \text{if } \frac{h_{alma}}{t_{alma}} < 1.12 \cdot \sqrt{\frac{Es \cdot k}{Fy}} \\ 1 \\ \text{else if } \frac{h_{alma}}{t_{alma}} < 1.4 \cdot \sqrt{\frac{Es \cdot k}{Fy}} \\ \frac{1.12}{\frac{h_{alma}}{t_{alma}}} \cdot \sqrt{\frac{Es \cdot k}{Fy}} \\ \text{else} \\ \frac{1.57}{\left(\frac{h_{alma}}{t_{alma}}\right)^2} \cdot \left(\frac{Es \cdot k}{Fy}\right) \end{cases} = 0.318$$

coeficiente de relación de resistencia de pandeo por corte y cedencia al corte

$$V_n := C \cdot V_p = 196.306 \text{ tonne}$$

fuerza cortante nominal

5. Calculo de Resistencia al Corte

$$\phi_v := 1$$

factor de reducción por corte

$$\phi_v \cdot V_n = 196.306 \text{ tonne}$$

fuerza cortante nominal reducida

$$V_u = 200.323 \text{ tonne}$$

fuerza cortante ultima

$$Ratio_{corte} := \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 1.02$$

if ($Ratio_{corte} < 1$, "Cumple", "Require Rigidizador") = "Require Rigidizador"

6. Calculo de Fuerza Cortante Nominal con Rigidizador

$$d_{o_max} := 1.5 \cdot h_{alma} = 2850 \text{ mm}$$

distancia máxima entre rigidizadores, para paneles exteriores

$$d_o := 2000 \text{ mm}$$

distancia elegida entre rigidizadores

$$k := 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{h_{alma}}\right)^2} = 9.513$$

coeficiente de pandeo por corte

$$C := \begin{cases} \frac{h_{alma}}{t_{alma}} < 1.12 \cdot \sqrt{\frac{Es \cdot k}{Fy}} \\ \parallel \\ 1 \\ \text{else if } \frac{h_{alma}}{t_{alma}} < 1.4 \cdot \sqrt{\frac{Es \cdot k}{Fy}} \\ \parallel \\ \frac{1.12 \cdot \sqrt{\frac{Es \cdot k}{Fy}}}{\frac{h_{alma}}{t_{alma}}} \\ \parallel \\ \text{else} \\ \parallel \\ \frac{1.57}{\left(\frac{h_{alma}}{t_{alma}}\right)^2} \cdot \left(\frac{Es \cdot k}{Fy}\right) \end{cases} = 0.605$$

coeficiente de relación de resistencia de pandeo por corte y cedencia al corte

$$V_{n_r} := V_p \cdot \left(C + \frac{0.87 \cdot (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{h_{alma}}\right)^2 + \frac{d_o}{h_{alma}}}} \right) = 458.108 \text{ tonne}$$

fuerza cortante nominal

7. Calculo de Resistencia al Corte con Rigidizador

$$\phi_v \cdot V_{n_r} = 458.108 \text{ tonne}$$

fuerza cortante nominal reducida

$$V_u = 200.323 \text{ tonne}$$

fuerza cortante ultima

$$Ratio_{corte_r} := \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_{n_r}} = 0.437$$

$$\text{if } (Ratio_{corte_r} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

DISEÑO DEL RIGIDIZADOR POR APLASTAMIENTO

1. Dimensiones del Rigidizador

$$b_r := \frac{b_{sup} - t_{alma}}{2} = 242 \text{ mm}$$

ancho del rigidizador

$$t_r := 25 \text{ mm}$$

espesor del rigidizador

$$h_r := h_{alma} = 1900 \text{ mm}$$

altura del rigidizador

2. Verificación de Dimensiones

2.1. Criterio 1

$$0.48 \cdot t_r \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 286.855 \text{ mm}$$

límite del ancho del rigidizador

$$\text{if} \left(b_r < 0.48 \cdot t_r \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

2.2. Criterio 2

$$2 \text{ in} + \frac{h_r}{30} = 114.133 \text{ mm}$$

límite del ancho del rigidizador

$$\text{if} \left(b_r > 2 \text{ in} + \frac{h_r}{30}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

2.3. Criterio 3

$$0.25 \cdot b_{sup} = 125 \text{ mm}$$

límite inferior del ancho del rigidizador

$$16 \cdot t_r = 400 \text{ mm}$$

límite superior del ancho del rigidizador

if $(0.25 \cdot b_{sup} < b_r < 16 \cdot t_r, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$

3. Reacción en el Apoyo

$$R_u := V_u = 200.323 \text{ tonne}$$

4. Diseño por Aplastamiento

$$\phi_b := 1$$

factor de reducción por
cedencia local del alma

$$A_{pm} := 2 \cdot (b_r - 25 \text{ mm}) \cdot t_r = 108.5 \text{ cm}^2$$

área transversal de los
rigidizadores sin destaje

$$R_{sbr} := 1.4 \cdot A_{pm} \cdot F_y = 531.65 \text{ tonne}$$

resistencia nominal al
aplastamiento

$$Ratio_{sbr} := \frac{R_u}{\phi_b \cdot R_{sbr}} = 0.377$$

if $(Ratio_{sbr} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$

5. Diseño como Columna

$$KL := 0.75 \cdot h_r = 1.425 \text{ m}$$

coeficiente de longitud efectiva
para los rigidizadores

$$A := 18 \cdot t_{alma}^2 + 2 \cdot b_r \cdot t_r = 167.08 \text{ cm}^2$$

área total de los rigidizadores
y el alma efectiva

$$I := \frac{18 \cdot t_{alma}^4}{12} + 2 \cdot \left(\frac{t_r \cdot b_r^3}{12} + b_r \cdot t_r \cdot \left(\frac{b_r}{2} + \frac{t_{alma}}{2} \right)^2 \right)$$

inercia de los rigidizadores y
el alma efectiva

$$I = 26050.644 \text{ cm}^4$$

$$r := \sqrt{\frac{I}{A}} = 12.487 \text{ cm}$$

radio de giro de los rigidizadores
y el alma efectiva

$$P_o := F_y \cdot A = 584.78 \text{ tonne}$$

resistencia nominal equivalente a la cedencia

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot E_s}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \cdot A = 25323.193 \text{ tonne}$$

carga crítica elástica al pandeo flexional

$$P_n := \text{if} \left(\frac{P_e}{P_o} \geq 0.44, \left(0.658 \frac{P_o}{P_e} \right) \cdot P_o, 0.887 \cdot P_e \right)$$

$$P_n = 579.155 \text{ tonne}$$

resistencia nominal a la compresión

$$\phi_c := 0.9$$

factor de reducción por compresión

$$\phi_c \cdot P_n = 521.24 \text{ tonne}$$

resistencia nominal a la compresión reducida

$$Ratio_c := \frac{R_u}{\phi_c \cdot P_n} = 0.384$$

$$\text{if} (Ratio_c < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Diseño de Conectores por Corte



DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE

1. Propiedad de los Materiales

$Fy_{conector} := 3500 \frac{kg}{cm^2}$	esfuerzo de fluencia del conector
$Fu_{conector} := 4200 \frac{kg}{cm^2}$	esfuerzo de ruptura del conector
$Fy := 3500 \frac{kg}{cm^2}$	esfuerzo de fluencia del acero
$f'c := 280 \frac{kg}{cm^2}$	resistencia a la compresión del concreto
$Es := 2 \cdot 10^6 \cdot \frac{kg}{cm^2}$	módulo de elasticidad del acero
$Ec := 15300 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{kg}{cm^2} = 256017.968 \frac{kg}{cm^2}$	módulo de elasticidad del concreto
$t_{losa} := 19 \text{ cm}$	espesor de losa del puente

Debido a que la viga tiene un diagrama de momentos con valores positivos y negativos, se opta por dividir la viga en dos tramos. Tramo A es la zona del apoyo externo hasta el momento máximo positivo, Tramo B es desde el momento máximo positivo hasta la zona de apoyo intermedio.

$L_A := 16 \text{ m}$	longitud de tramo A para momento positivo
$L_B := 24 \text{ m}$	longitud de tramo B para momento negativo

2. Propiedades Geométricas de la Viga Metálica

$b_{sup} := 500 \text{ mm}$	ancho del ala superior
$t_{sup} := 25 \text{ mm}$	espesor del ala superior
$h_{alma} := 1900 \text{ mm}$	altura del alma

$t_{alma} := 16 \text{ mm}$	espesor del alma
$b_{inf} := 500 \text{ mm}$	ancho del ala inferior
$t_{inf} := 38 \text{ mm}$	espesor del ala inferior

3. Calculo de Ancho Efectivo de Losa

$L_{tramo} := 40 \text{ m}$	longitud de un tramo del puente
$S' := 2.24 \text{ m}$	separación entre vigas del puente
$S'_{ext} := 0.8 \text{ m}$	longitud de volado de losa del puente
$\frac{L_{tramo}}{S'} = 17.857$	
$b_{losa_int} := \text{if} \left(\frac{L_{tramo}}{S'} > 5, S', \frac{L_{tramo}}{5} \right) = 2.24 \text{ m}$	ancho de losa para viga interior
$b_{losa_ext} := \frac{b_{losa_int}}{2} + \min \left(\frac{b_{losa_int}}{2}, S'_{ext} \right) = 1.92 \text{ m}$	ancho de losa para viga exterior
$b_{losa} := \min (b_{losa_int}, b_{losa_ext}) = 1.92 \text{ m}$	ancho efectivo de losa para sección compuesta

4. Fuerza de Diseño para los Conectores

4.1 Fuerza para Conectores en Momento Positivo

$P_{p_losa_pos} := 0.85 \cdot f'c \cdot b_{losa} \cdot t_{losa} = 868.224 \text{ tonne}$	fuerza plástica de la losa
$P_{p_viga_pos} := Fy \cdot (b_{sup} \cdot t_{sup} + h_{alma} \cdot t_{alma} + b_{inf} \cdot t_{inf})$	fuerza plástica de la viga
$P_{p_viga_pos} = 2166.5 \text{ tonne}$	
$P_{p_pos} := \min (P_{p_losa_pos}, P_{p_viga_pos}) = 868.224 \text{ tonne}$	fuerza plástica por momento positivo

4.2 Fuerza para Conectores en Momento Negativo

$$P_{p_losa_neg} := 0.45 \cdot f'c \cdot b_{losa} \cdot t_{losa} = 459.648 \text{ tonne}$$

fuerza plástica de la losa

$$P_{p_viga_neg} := Fy \cdot (b_{sup} \cdot t_{sup} + h_{alma} \cdot t_{alma} + b_{inf} \cdot t_{inf})$$

fuerza plástica de la viga

$$P_{p_viga_neg} = 2166.5 \text{ tonne}$$

$$P_{p_neg} := \min(P_{p_losa_neg}, P_{p_viga_neg}) = 459.648 \text{ tonne}$$

fuerza plástica por momento negativo

4.3. Fuerza para Conectores en el Tramo A

$$F_A := P_{p_pos} = 868.224 \text{ tonne}$$

4.4. Fuerza para Conectores en el Tramo B

$$F_B := P_{p_neg} + P_{p_neg} = 919.296 \text{ tonne}$$

5. Resistencia Nominal de los Conectores de Corte

$$D_{conector} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

diámetro del conector

$$L_{conector} := 150 \text{ mm}$$

altura del conector

$$\frac{L_{conector}}{D_{conector}} = 7.874$$

relación altura vs diámetro

$$\text{if} \left(\frac{L_{conector}}{D_{conector}} > 4, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$$

$$A_{conector} := \frac{\pi \cdot D_{conector}^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

área del conector

$$Qn_c := 0.5 \cdot A_{conector} \cdot \sqrt{f'c \cdot Ec} = 12.066 \text{ tonne}$$

resistencia del conector por concreto

$$Qn_a := A_{conector} \cdot Fu_{conector} = 11.971 \text{ tonne}$$

resistencia del conector por
acero

$$Qn := \min(Qn_c, Qn_a) = 11.971 \text{ tonne}$$

resistencia nominal de conector

6. Calculo de Configuración de Conectores de Corte por Tramo

$$\phi_{conector} := 0.85$$

factor de reducción por corte
en conectores

6.1. Para Tramo A

$$n_{A_min} := \frac{F_A}{\phi_{conector} \cdot Qn} = 85.326$$

numero de conectores mínimos

$$s_A := \text{separacion: } 20 \text{ v}$$

separación colocada entre conectores

$$n_A := 2 \cdot \frac{L_A}{s_A} = 160$$

numero de conectores requeridos

$$\text{if}(n_A > n_{A_min}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.1. Para Tramo B

$$n_{B_min} := \frac{F_B}{\phi_{conector} \cdot Qn} = 90.346$$

numero de conectores mínimos

$$s_B := \text{separacion: } 20 \text{ v}$$

separación colocada entre conectores

$$n_B := 2 \cdot \frac{L_B}{s_B} = 240$$

numero de conectores requeridos

$$\text{if}(n_B > n_{B_min}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Diseño de Diafragmas



DISEÑO DE DIAFRAGMAS

1. Definición de Datos Iniciales

$F_y := 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	esfuerzo de cedencia del acero
$E_s := 2 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	módulo de elasticidad del acero
$L_{\text{tramo}} := 40 \text{ m}$	longitud de un tramo del puente
$S' := 2.24 \text{ m}$	separación entre vigas
$L_b := 4 \text{ m}$	longitud entre diafragmas
$n := 11$	numero de diafragmas en un tramo del puente
$Mu_{\text{viga}} := 1300.844 \text{ tonne} \cdot \text{m}$	momento ultimo máximo de un tramo del puente

2. Propiedades Geométricas de la Viga Metálica

$b_{\text{sup}} := 500 \text{ mm}$	ancho del ala superior
$t_{\text{sup}} := 25 \text{ mm}$	espesor del ala superior
$h_{\text{alma}} := 1900 \text{ mm}$	altura del alma
$t_{\text{alma}} := 16 \text{ mm}$	espesor del alma
$b_{\text{inf}} := 500 \text{ mm}$	ancho del ala inferior
$t_{\text{inf}} := 38 \text{ mm}$	espesor del ala inferior
$h_{\text{viga}} := t_{\text{sup}} + h_{\text{alma}} + t_{\text{inf}} = 1.963 \text{ m}$	altura de la viga

Seccion	t	b	A	ycg	A*ycg	Ycg	Ix	Iy
Patin Sup.	0.025	0.5	0.01250	1.951	0.02438			
Alma	1.9	0.016	0.03040	0.988	0.03004			
Patin Inf.	0.038	0.5	0.01900	0.019	0.00036			
Total	1.963		0.0619		0.05478	0.885	0.037911	0.00066

$$A_{viga} = 619 \text{ cm}^2$$

área de la viga

$$y_{cg} = 88.493 \text{ cm}$$

centro de gravedad de la viga

$$I_x = 3791107.617 \text{ cm}^4$$

inercia del eje mayor de la viga

$$I_y = 65689.853 \text{ cm}^4$$

inercia del eje menor de la viga

3. Configuración del Diafragma

$$\frac{S'}{h_{alma}} = 1.179$$

relación separación y altura viga

$$\text{if} \left(\frac{S'}{h_{alma}} > 1.5, \text{"Tipo K"}, \text{if} \left(\frac{S'}{h_{alma}} < 1, \text{"Tipo X"}, \text{"Tipo X o Y"} \right) \right) = \text{"Tipo X o Y"}$$

4. Calculo de la Altura del Diafragma

$$L_{v_diaf_min} := 0.75 \cdot h_{alma} = 1.425 \text{ m}$$

altura mínima del diafragma

$$L_{v_diaf} := 1.7 \text{ m}$$

altura elegida del diafragma

5. Calculo de la Rigidez Torsional Requerida para el Sistema de Arriostamiento

$$\phi := 0.75$$

factor de reducción por torsión

$$C_b := 1.5$$

gradiente de momento, valor conservador

$$\beta_{T_{req}} := \frac{2.4 \cdot L_{tramo} \cdot M_{u_{viga}}^2}{\phi \cdot n \cdot E_s \cdot I_y \cdot C_b^2} = 666.127 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

rigidez torsional
requerida

6. Predimensionamiento de Perfiles del Diafragma

6.1. Cálculo de las Longitudes de los Perfiles

$$d_{desfase} := 15 \text{ cm}$$

desfase horizontal
del diafragma

$$L_{h_diaf} := S' - 2 \cdot d_{desfase} = 1.94 \text{ m}$$

longitud horizontal
del diafragma

$$L_{d_diaf} := \sqrt{(L_{h_diaf})^2 + L_{v_diaf}^2} = 2.579 \text{ m}$$

longitud diagonal
del diafragma

6.2. Cálculo de Radio de Giro para el Perfil Diagonal

$$r_{d_min} := \frac{1.25 \cdot (L_{d_diaf})}{108} = 1.175 \text{ in}$$

radio de giro mínimo
requerido para el perfil

6.3. Perfil Elegido

Se eligió un perfil 6"x6"x3/8", tanto para el perfil horizontal como el diagonal

$$A_{perfil} := 4.38 \text{ in}^2$$

área del perfil

$$r_{perfil} := 1.19 \text{ in}$$

radio de giro del perfil

$$\text{if}(r_{perfil} > r_{d_min}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

7. Calculo de la Rigidez Torsional Actante en el Sistema de Arriostramiento

7.1. Rigidez por Marco de Cruces

$$\beta_b := \frac{Es \cdot S'^2 \cdot L_{v_diaf}^2}{L_{d_diaf}^3 \cdot A_{perfil}} = 47750.771 \text{ tonne} \cdot m$$

7.2. Rigidez por Distorsión del Alma de la Viga

$$h_{eje} := 0.5 \cdot t_{sup} + h_{alma} + 0.5 \cdot t_{inf} = 1.932 \text{ m}$$

altura entre centroides de las alas de la viga

$$b_{rig} := \frac{b_{sup} - t_{alma}}{2} = 242 \text{ mm}$$

ancho del rigidizador

$$t_{rig} := 25 \text{ mm}$$

espesor del rigidizador

$$\beta_{sec} := 3.3 \cdot \frac{Es}{h_{eje}} \cdot \left(\frac{1.5 \cdot h_{eje} \cdot t_{alma}^3}{12} + \frac{t_{rig} \cdot b_{rig}^3}{12} \right) = 1042.706 \text{ tonne} \cdot m$$

7.3. Rigidez por la Cantidad de Vigas Conectadas

$$n_g := 6$$

numero de viga conectadas por los diafragmas

$$\beta_g := \frac{24 \cdot (n_g - 1)^2}{n_g} \cdot \frac{S'^2 \cdot Es \cdot I_x}{L_{tramo}^3} = 5944.457 \text{ tonne} \cdot m$$

7.4. Rigidez del Sistema

$$\beta_{T_cat} := \frac{1}{\frac{1}{\beta_b} + \frac{1}{\beta_{sec}} + \frac{1}{\beta_g}} = 870.921 \text{ tonne} \cdot m$$

$$\beta_{T_act} := \min(\beta_{T_cal}, \beta_b, \beta_{sec}, \beta_g) = 870.921 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

rigidez torsional colocada

8. Verificación de la Rigidez Torsional del Sistema de Arriostramiento

$$\beta_{T_req} = 666.127 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

rigidez torsional requerida

$$\beta_{T_act} = 870.921 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

rigidez torsional colocada

$$Ratio_T := \frac{\beta_{T_req}}{\beta_{T_act}} = 0.765$$

$$\text{if}(Ratio_T < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

9. Verificación de la Resistencia del Sistema de Arriostramiento

9.1. Cálculo de Fuerza Axial en los Perfiles

$$Pu_t := 5.37 \text{ tonne}$$

fuerza de tracción ultima en el perfil

$$Pu_c := 5.81 \text{ tonne}$$

fuerza de compresión ultima en el perfil

10.2. Resistencia a la Tracción

$$\phi_t := 0.95$$

factor de reducción por tracción

$$Pn_t := A_{perfil} \cdot Fy = 98.903 \text{ tonne}$$

resistencia nominal a la tracción

$$Pu_t = 5.37 \text{ tonne}$$

fuerza ultima de tracción

$$Ratio_t := \frac{Pu_t}{\phi_t \cdot Pn_t} = 0.057$$

ratio de diseño por tracción

$$\text{if}(Ratio_t < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

10.3. Resistencia a la Compresión

$$b_{\text{perfil}} := 6 \text{ in}$$

ancho del perfil

$$t_{\text{perfil}} := \frac{3}{8} \text{ in}$$

espesor del perfil

$$\frac{b_{\text{perfil}}}{t_{\text{perfil}}} = 16$$

esbeltez del ala del perfil

$$0.45 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 10.757$$

límite de esbeltez de ala del perfil

$$\text{if} \left(\frac{b_{\text{perfil}}}{t_{\text{perfil}}} < 0.45 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}}, \text{ "Alas No Esbeltas", "Alas Esbeltas"} \right) = \text{"Alas Esbeltas"}$$

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot Es}{\left(\begin{array}{l} \text{if } \frac{L_d \text{ diaf}}{r_{\text{perfil}}} \leq 80 \\ \left\| \frac{72 + 0.75 \cdot \frac{L_d \text{ diaf}}{r_{\text{perfil}}}}{r_{\text{perfil}}} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \frac{32 + 1.25 \cdot \frac{L_d \text{ diaf}}{r_{\text{perfil}}}}{r_{\text{perfil}}} \right\| \end{array} \right)^2} \cdot A_{\text{perfil}} = 29.006 \text{ tonne}$$

carga crítica elástica al pandeo flexional

$$Q := \begin{array}{l} \text{if } \frac{b_{\text{perfil}}}{t_{\text{perfil}}} < 0.45 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \\ \left\| 1 \right\| \\ \text{else if } \frac{b_{\text{perfil}}}{t_{\text{perfil}}} < 0.91 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \\ \left\| 1.34 - 0.76 \left(\frac{b_{\text{perfil}}}{t_{\text{perfil}}} \right) \cdot \sqrt{\frac{Fy}{Es}} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \frac{0.53 Es}{Fy \cdot \left(\frac{b_{\text{perfil}}}{t_{\text{perfil}}} \right)^2} \right\| \end{array} = 0.831$$

coeficiente de reducción de elementos esbeltos

$$P_o := Q \cdot Fy \cdot A_{\text{perfil}} = 82.219 \text{ tonne}$$

resistencia nominal
equivalente a cedencia

$$Pn_c := \begin{cases} \text{if } \frac{P_e}{P_o} > 0.44 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.658 \left(\frac{P_e}{P_o} \right) \cdot P_o \\ \text{else} \\ \quad \left\| 0.877 \cdot P_e \end{array} \right. \end{cases} = 25.438 \text{ tonne}$$

resistencia nominal
a la compresión

$$\phi_c := 0.9$$

factor de reducción
por compresión

$$\phi_c \cdot Pn_c = 22.894 \text{ tonne}$$

resistencia nominal a
la compresión reducida

$$Pu_c = 5.81 \text{ tonne}$$

fuerza ultima
de compresión

$$Ratio_c := \frac{Pu_c}{\phi_c \cdot Pn_c} = 0.254$$

ratio de diseño
por compresión

$$\text{if } (Ratio_c < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Diseño de Viga Cabezal



DISEÑO DE VIGA CABEZAL

1. Propiedad de los Materiales

$$f'_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

resistencia a la compresión del concreto

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 256017.968 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

módulo de elasticidad del concreto

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 33.634 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

módulo de ruptura del concreto

$$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo a la fluencia del acero

$$E_s := 2 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

módulo de elasticidad del acero

$$n := \text{ceil} \left(\frac{E_s}{E_c} \right) = 8$$

relación modular del acero y concreto

$$\gamma_e := 0.75$$

factor de exposición del concreto

2. Propiedades Geométricas de la Viga

$$b_{viga} := 2.1 \text{ m}$$

ancho de la viga

$$h_{viga} := 2.1 \text{ m}$$

altura de la viga

$$r_{viga} := 7.5 \text{ cm}$$

recubrimiento

$$d_{viga} := h_{viga} - r_{viga} = 2.025 \text{ m}$$

peralte efectivo de viga

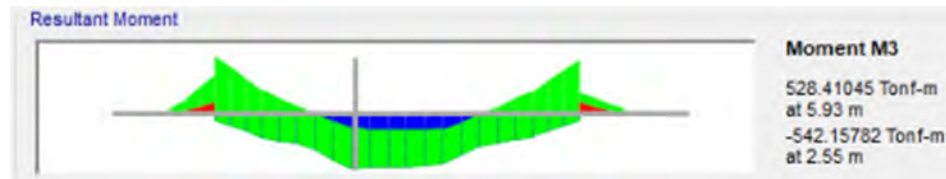
$$S_{viga} := \frac{b_{viga} \cdot h_{viga}^2}{6} = 1543500 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de la sección de viga

$$\beta_s := 1 + \frac{r_{viga}}{0.7 \cdot (h_{viga} - r_{viga})} = 1.053$$

3. Diagramas de Momentos Flectores

3.1. Envolvente de Momento Flector



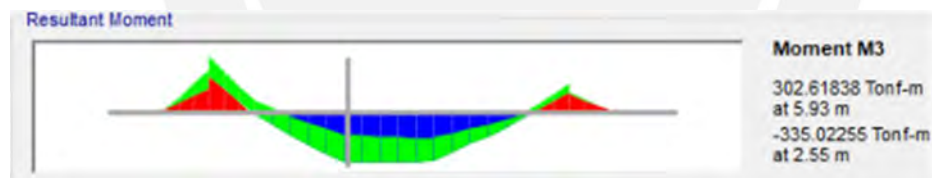
$$Mu_{neg} := 542.158 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo negativo

$$Mu_{pos} := 528.41 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo positivo

3.2. Momento Flector por Estado de Servicio



$$Ms_{neg} := 335.023 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento en servicio negativo

$$Ms_{pos} := 302.618 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento en servicio positivo

4. Diseño por Flexión Negativa

4.1. Cálculo del Momento Negativo de Diseño

$$M_{cr} := 1.1 \cdot fr \cdot S_{viga} = 571.05 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de agrietamiento del concreto

$$1.33 \cdot Mu_{neg} = 721.07 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

amplificación de momento ultimo

$$Mu_{min_neg} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot Mu_{neg})$$

$$Mu_{min_neg} = 571.05 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo mínimo

$$Mu_{neg} = 542.158 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo

$$Md_{neg} := \max(Mu_{neg}, Mu_{min_neg})$$

$$Md_{neg} = 571.05 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de diseño

4.2. Cálculo de Área de Acero por Momento Negativo

Valores de prueba	$As_{req} := 1 \text{ cm}^2$	$a := 1 \text{ cm}$	$\phi_f := 1$	$\beta := 0.85$
	$d := d_{viga}$	$b := b_{viga}$	$Md := Md_{neg}$	
Restricciones	$a = \frac{As_{req} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$			
	$\phi_f = \max\left(\min\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d \cdot \beta}{a} - 1\right), 0.9\right), 0.75\right)$			
	$As_{req} = \frac{Md}{\phi_f \cdot fy \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$			
Solver	$X := \text{find}(As_{req}, a, \phi_f)$			

$$As_{req_neg} := X_0 = 75.795 \text{ cm}^2$$

área de acero requerida

$$As_{var_neg} := \text{varilla: } 1'' \cdot \text{cm}^2$$

área de varilla de acero a emplear

$$n_{var_req_neg} := \frac{As_{req_neg}}{As_{var_neg}} = 14.95$$

numero de varillas requeridas

$$n_{var_col_neg} := \text{ceil}(n_{var_req_neg}) = 15$$

numero de varillas colocadas

$$A_{s_col_neg} := n_{var_col_neg} \cdot A_{s_var_neg} = 76.05 \text{ cm}^2$$

área de acero colocada

$$s_{req_neg} := \frac{b_{viga} - 2 \cdot r_{viga}}{n_{var_col_neg} - 1} = 13.929 \text{ cm}$$

separación requerida de varillas

Refuerzo colocado para momento negativo es 15 ϕ 1"

4.3. Verificación de Esfuerzos Admisibles por Momento Negativo

$$\rho_{neg} := \frac{A_{s_col_neg}}{b_{viga} \cdot d_{viga}} = 0.00179$$

cuantía de acero de la viga

$$c_{neg} := d_{viga} \cdot \left(\sqrt{\rho_{neg} \cdot n \cdot (\rho_{neg} \cdot n + 2)} - \rho_{neg} \cdot n \right)$$

longitud del eje neutro

$$c_{neg} = 31.479 \text{ cm}$$

$$f_{s_neg} := \frac{M_{s_neg}}{A_{s_col_neg} \cdot \left(d_{viga} - \frac{c_{neg}}{3} \right)} = 2294.344 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio del acero

$$f_{c_neg} := \frac{A_{s_col_neg} \cdot f_{s_neg}}{c_{neg} \cdot b_{viga} \cdot 0.5} = 52.789 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio del concreto

$$\text{if}(f_{s_neg} < 0.6 \cdot f_y, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(f_{c_neg} < 0.45 \cdot f'_c, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

4.4. Verificación de Separación Máxima por Momento Negativo

$$s_{max_neg} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{s_neg}} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}} - 2 \cdot r_{viga} = 23.808 \text{ cm}$$

separación máxima de varillas

$$s_{req_neg} = 13.929 \text{ cm}$$

separación requerida
de varillas

$$\text{if}(s_{req_neg} < s_{max_neg}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

5. Diseño por Flexión Positiva

5.1. Cálculo del Momento Positivo de Diseño

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S_{viga} = 571.05 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de agrietamiento
del concreto

$$1.33 \cdot Mu_{pos} = 702.785 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

amplificación de momento
ultimo

$$Mu_{min_pos} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot Mu_{pos})$$

$$Mu_{min_pos} = 571.05 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo mínimo

$$Mu_{pos} = 528.41 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo

$$Md_{pos} := \max(Mu_{pos}, Mu_{min_pos})$$

$$Md_{pos} = 571.05 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de diseño

5.2. Cálculo de Área de Acero por Momento Positivo

Valores de prueba	$As_{req} := 1 \text{ cm}^2$	$a := 1 \text{ cm}$	$\phi_f := 1$	$\beta := 0.85$
	$d := d_{viga}$	$b := b_{viga}$	$Md := Md_{pos}$	
Restricciones	$a = \frac{As_{req} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$			
	$\phi_f = \max\left(\min\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d \cdot \beta}{a} - 1\right), 0.9\right), 0.75\right)$			
	$As_{req} = \frac{Md}{\phi_f \cdot fy \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$			

$$A_{s_{req_pos}} := X_0 = 75.795 \text{ cm}^2$$

área de acero requerida

$$A_{s_{var_pos}} := \text{varilla: } 1'' \text{ } \cdot \text{cm}^2$$

área de varilla de acero a emplear

$$n_{var_req_pos} := \frac{A_{s_{req_pos}}}{A_{s_{var_pos}}} = 14.95$$

numero de varillas requeridas

$$n_{var_col_pos} := \text{ceil}(n_{var_req_pos}) = 15$$

numero de varillas colocadas

$$A_{s_{col_pos}} := n_{var_col_pos} \cdot A_{s_{var_pos}} = 76.05 \text{ cm}^2$$

área de acero colocada

$$s_{req_pos} := \frac{b_{viga} - 2 \cdot r_{viga}}{n_{var_col_pos} - 1} = 13.929 \text{ cm}$$

separación requerida

Refuerzo colocado para momento negativo es 15 ϕ 1"

5.3. Verificación de Esfuerzos Admisibles por Momento Positivo

$$\rho_{pos} := \frac{A_{s_{col_pos}}}{b_{viga} \cdot d_{viga}} = 0.00179$$

cuantía de acero de viga

$$c_{pos} := d_{viga} \cdot \left(\sqrt{\rho_{pos} \cdot n \cdot (\rho_{pos} \cdot n + 2)} - \rho_{pos} \cdot n \right)$$

longitud del eje neutro

$$c_{pos} = 31.479 \text{ cm}$$

$$f_{s_{pos}} := \frac{M_{s_{pos}}}{A_{s_{col_pos}} \cdot \left(d_{viga} - \frac{c_{pos}}{3} \right)} = 2072.424 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio del acero

$$f_{c_{pos}} := \frac{A_{s_{col_pos}} \cdot f_{s_{pos}}}{c_{pos} \cdot b_{viga} \cdot 0.5} = 47.683 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio del concreto

if ($f s_{pos} < 0.6 \cdot f_y$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

if ($f c_{pos} < 0.45 \cdot f'c$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

5.4. Verificación de Separación Máxima por Momento Positivo

$$s_{max_pos} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f s_{pos}} \cdot \frac{kg}{cm} - 2 \cdot r_{viga} = 27.964 \text{ cm}$$

separación máxima de varillas

$$s_{req_pos} = 13.929 \text{ cm}$$

separación requerida de varillas

if ($s_{req_pos} < s_{max_pos}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

6. Calculo de Acero en Las Caras Laterales de la Viga Cabezal

6.1. Por Acero Superficial

$$A_{sk_min} := 0.1 \cdot (d_{viga} - 76 \text{ cm}) \cdot cm = 12.65 \text{ cm}^2$$

acero superficial mínimo

$$A_{sk_max} := \frac{\min(A_{s_{col_pos}}, A_{s_{col_neg}})}{4} = 19.013 \text{ cm}^2$$

acero superficial máximo

6.2 Por Acero de Temperatura

$$A_{s_{temp_cal}} := \frac{0.18 \cdot b_{viga} \cdot h_{viga}}{2 \cdot (b_{viga} + h_{viga})} \cdot cm^2 = 9.45 \text{ cm}^2$$

área calculada de acero por temperatura

$$A_{s_{temp_req}} := \min(\max(2.33 \cdot cm^2, A_{s_{temp_cal}}), 12.7 \cdot cm^2)$$

$$A_{s_{temp_req}} = 9.45 \text{ cm}^2$$

área de acero requerida por temperatura

6.3. Acero Requerido en las Caras

$$A_{s_{cara_req}} := \min(\max(A_{sk_min}, A_{s_{temp_req}}), A_{sk_max})$$

área de acero requerida
en la cara

$$A_{s_{cara_req}} = 12.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{var_cara}} := \text{varilla: } 1/2'' \cdot \text{cm}^2$$

área de varilla de
acero empleada

$$n_{var_cara_req} := \frac{A_{s_{cara_req}}}{A_{s_{var_cara}}} = 9.961$$

numero de varillas
requeridas

$$n_{var_temp_col} := \text{ceil}(n_{var_cara_req}) = 10$$

numero de varillas
colocadas

Refuerzo colocado por acero de temperatura es 10 ϕ 1/2"

6.4. Verificación de Separación Máxima

$$s_{cara_req} := \frac{h_{viga} - 2 \cdot r_{viga}}{n_{var_temp_col} - 1} = 21.667 \text{ cm}$$

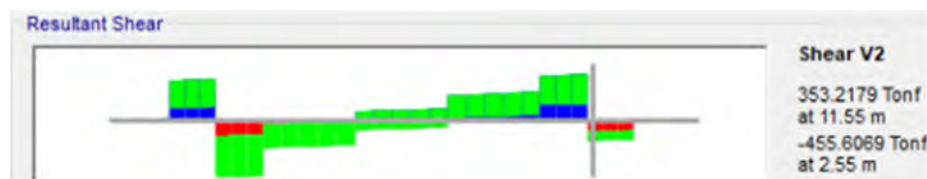
separación requerida
de varillas

$$s_{cara_maz} := \min\left(\frac{d_{viga}}{6}, 30 \text{ cm}\right) = 30 \text{ cm}$$

separación máxima
de varillas

$$\text{if}(s_{cara_req} < s_{cara_maz}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

7. Diagrama de Fuerza Cortante



$$V_u := 455.607 \text{ tonne}$$

fuerza cortante ultima

8. Diagrama por Fuerza de Torsión



$$Tu := 47.547 \cdot \text{tonne} \cdot \text{m}$$

fuerza de torsión ultima

9. Diseño por Fuerza Cortante y Torsión

9.1. Corte Equivalente Factorizado

$$b_v := b_{viga} = 210 \text{ cm}$$

ancho de viga

$$h_v := h_{viga} = 210 \text{ cm}$$

altura de viga

$$A_o := 0.85 \cdot (h_v - 2 \cdot r_{viga}) \cdot (b_v - 2 \cdot r_{viga})$$

área de viga
para corte

$$A_o = 3.232 \text{ m}^2$$

$$p_h := 2 \cdot ((h_v - 2 \cdot r_{viga}) + (b_v - 2 \cdot r_{viga})) = 780 \text{ cm}$$

perímetro de viga
para corte

$$Vu_{eq} := \sqrt{Vu^2 + \left(\frac{0.9 \cdot p_h \cdot Tu}{2 \cdot A_o} \right)^2} = 458.524 \text{ tonne}$$

fuerza de corte
equivalente factorizado

9.2. Profundidad Efectiva de Corte

$$a := \frac{As_{col_neg} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b_v} = 6.391 \text{ cm}$$

altura de compresión
de la viga por flexión,
donde actúa la fuerza
de corte máxima

$$d_{v_1} := d_{viga} - 0.5 \cdot a = 199.305 \text{ cm}$$

$$d_{v_2} := 0.9 \cdot d_{viga} = 182.25 \text{ cm}$$

$$d_{v_3} := 0.72 \cdot h_{viga} = 151.2 \text{ cm}$$

$$d_v := \max(d_{v_1}, d_{v_2}, d_{v_3}) = 199.305 \text{ cm}$$

peralte efectivo
de corte

9.3. Parámetros de la Resistencia al Corte β y θ

Los valores obtenidos son donde actúa la fuerza de corte, para este caso es donde se ubica el momento ultimo negativo

$$A_s := A_{s_{col_neg}} = 76.05 \text{ cm}^2$$

área de acero por
flexión colocada

$$Mu_1 := Md_{neg} = 571.05 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$Mu_2 := Vu \cdot d_v = 908.046 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$Mu := \max(Mu_1, Mu_2) = 908.046 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo
de corte

$$\varepsilon_{s_1} := \frac{\left(\frac{Mu}{d_v} + Vu\right)}{E_s \cdot A_s} = 5.991 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s_2} := 6 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s := \min(\varepsilon_{s_1}, \varepsilon_{s_2}) = 5.991 \cdot 10^{-3}$$

deformación unitaria
del acero

$$\beta := \frac{4.8}{(1 + 750 \cdot \varepsilon_s)} = 0.874$$

parámetro beta

$$\theta := (29 + 3500 \cdot \varepsilon_s)^\circ = 49.968^\circ$$

parámetro theta

9.4. Resistencia al Corte del Concreto

$$V_c := 0.265 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot d_v \cdot b_v = 162.174 \text{ tonne}$$

resistencia de
concreto al corte

9.5. Elección de la separación de estribos

$$s_v := \text{separacion: } 15 \text{ v}$$

9.6. Acero Mínimo de Refuerzo Transversal por Corte

$$A_{v_min} := 0.265 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{b_v}{f_y} \cdot s_v = 3.326 \text{ cm}^2$$

9.7. Acero de Refuerzo Transversal por Corte

$$\phi_v := 0.9$$

factor de reducción
por corte

$$V_{n_1} := \frac{V_{u_eq}}{\phi_v} = 509.471 \text{ tonne}$$

$$V_{n_2} := 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 2929.778 \text{ tonne}$$

$$V_n := \min(V_{n_1}, V_{n_2}) = 509.471 \text{ tonne}$$

cortante nominal

$$A_{v_cal} := \left(\frac{V_n - V_c}{d_v \cdot f_y} \right) \cdot \tan(\theta) \cdot s_v = 7.408 \text{ cm}^2$$

área de acero por
corte calculada

9.8. Acero de Refuerzo Transversal por Torsión

$$A_t := \left(\frac{T_u}{2 \cdot A_o \cdot f_y} \right) \cdot \tan(\theta) \cdot s_v = 0.313 \text{ cm}^2$$

área de acero
por torsión

9.9. Acero Transversal Requerido por la Combinación de Corte y Torsión

$$A_{v_total} := A_{v_cal} + 2 \cdot A_t = 8.034 \text{ cm}^2$$

área total por
corte y torsión

$$A_{v_req} := \max(A_{v_total}, A_{v_min}) = 8.034 \text{ cm}^2$$

área de acero
requerida

9.10. Verificación de Separación Máxima

$$s_{v_max} := \begin{cases} \frac{Vu_{eq}}{\phi_v \cdot b_v \cdot d_v} < 0.125 \cdot f'_c & = 60 \text{ cm} \\ \min(0.8 \cdot d_v, 60 \text{ cm}) & \\ \text{else} & \\ \min(0.4 \cdot d_v, 30 \text{ cm}) & \end{cases}$$

$$\text{if}(s_v < s_{v_max}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

9.11. Distribución de Estribos

$$A_{v_varilla} := \text{varilla: } 1/2'' \cdot \text{cm}^2$$

área de varilla de
acero a emplear

$$ramas_{req} := \frac{A_{v_req}}{A_{v_varilla}} = 6.326$$

ramas de estribo
requeridas

$$ramas_{col} := \text{ceil}(ramas_{req}) = 7$$

ramas de estribo
colocadas

Distribución de estribos es $\phi 1/2'' @ 0.15 / 7$ ramas

Diseño de Pilares



Diseño de Pilar

1. Propiedad de los Materiales

$$f'_c := 280 \frac{kg}{cm^2}$$

resistencia a la compresión del concreto

$$f_y := 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo a la cedencia del acero

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kg}{cm^2}} = 256017.968 \frac{kg}{cm^2}$$

módulo de elasticidad del concreto

$$E_s := 2 \cdot 10^6 \frac{kg}{cm^2}$$

módulo de elasticidad del acero

2. Calculo de Esbeltez de los Pilares

$$D_{pilar} := 1.50 \text{ m}$$

diámetro del pilar

$$H_{pilar} := 6.00 \text{ m}$$

altura del pilar

$$r_{pilar} := 7.5 \text{ cm}$$

recubrimiento del pilar

2.1. Esbeltez en el Sentido Longitudinal

$$\frac{2.1 \cdot H_{pilar}}{0.25 \cdot D_{pilar}} = 33.6$$

relación de esbeltez

$$\text{if} \left(\frac{2.1 \cdot H_{pilar}}{0.25 \cdot D_{pilar}} < 22, \text{"No Esbelto"}, \text{"Esbelto"} \right) = \text{"Esbelto"}$$

2.2. Esbeltez en el Sentido Transversal

$$\frac{1.2 \cdot H_{pilar}}{0.25 \cdot D_{pilar}} = 19.2$$

relación de esbeltez

$$\text{if} \left(\frac{1.2 \cdot H_{pilar}}{0.25 \cdot D_{pilar}} < 22, \text{"No Esbelto"}, \text{"Esbelto"} \right) = \text{"No Esbelto"}$$

2.3. Nota

Debido a que el sentido longitudinal, el pilar es esbelto, se debe amplificar los momentos en dicho sentido

3. Calculo de Área de Acero Longitudinal

$$A_{g_pilar} := \left(\frac{D_{pilar}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 1.767 \text{ m}^2$$

área de la sección del pilar

$$A_{s_max} := 0.08 \cdot A_{g_pilar} = 1413.717 \text{ cm}^2$$

área de acero máximo

$$A_{s_min} := \frac{0.135 \cdot A_{g_pilar} \cdot f'_c}{f_y} = 159.043 \text{ cm}^2$$

área de acero mínima

$$A_{s_var} := \text{varilla: } 1'' \cdot \text{cm}^2$$

área de acero de varilla a emplear

$$n_{var_max} := \text{ceil} \left(\frac{A_{s_max}}{A_{s_var}} \right) = 279$$

numero de varillas máximas a emplear

$$n_{var_min} := \text{ceil} \left(\frac{A_{s_min}}{A_{s_var}} \right) = 32$$

numero de varillas mínimas a emplear

$$n_{var_req} := 40$$

numero de varillas elegidas

$$A_{s_col} := n_{var_req} \cdot A_{s_var} = 202.8 \text{ cm}^2$$

área de acero a colocar

$$\text{if} (A_{s_min} < A_{s_col} < A_{s_max}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

4. Cargas Actuantes en el Pilar

Tipo de Carga	P tn	M _{longitudinal} tn.m	M _{transversal} tn.m
Dead	300.73	0.90	45.35
Vereda	3.80	0.02	1.11
Baranda	13.29	0.06	6.39
Asfalto	28.56	0.13	7.53
Frenado	0.60	19.66	0.36
Movil	184.05	1.92	34.40
Viento	68.32	0.14	33.58
Sismo X	24.12	518.47	69.92
Sismo Y	80.36	155.54	233.08

5. Factores de Modificación de Carga

Factores de Modificación de Carga						
Tipo de Carga	Resistencia 1a	Resistencia 1b	Resistencia 3a	Resistencia 3b	Extremo X	Extremo Y
Dead	1.25	0.90	1.25	0.90	1.0	1.0
Vereda	1.25	0.90	1.25	0.90	1.0	1.0
Baranda	1.25	0.90	1.25	0.90	1.0	1.0
Asfalto	1.50	0.65	1.50	0.65	1.0	1.0
Frenado	1.75	1.75	0	0	0.5	0.5
Movil	1.75	1.75	0	0	0.5	0.5
Viento	0	0	1.00	1.00	0	0
Sismo X	0	0	0	0	1.0	0
Sismo Y	0	0	0	0	0	1.0

6. Carga Ultimas

Combinacion de Cargas	Pu tn	M _{lu} tn.m	M _{tu} tn.m
Resistencia 1a	763.25	39.19	138.19
Resistencia 1b	627.74	38.73	113.29
Resistencia 3a	508.44	1.56	110.94
Resistencia 3b	372.92	1.11	86.04
Extremo X	462.83	530.37	147.68
Extremo Y	519.07	167.44	310.84

7. Factores de Amplificación de Momentos - Sentido Longitudinal

7.1. Cálculo de δ_b

$$\gamma_{perm} := \begin{bmatrix} 1.25 \\ 1.25 \\ 1.25 \\ 1.50 \end{bmatrix}$$

factores de modificación
para carga permanente

$$c_m := 1$$

factor c_m , valor asumido
conservadoramente

$$Pu_{max} := \max(Pu) = 763.253 \text{ tonne}$$

fuerza axial ultima máxima

$$\beta_d := \frac{\gamma_{perm} \cdot Ml_{perm}}{\max(Mlu)}$$

$$\beta_d = 2.677 \cdot 10^{-3}$$

relación de momentos
últimos máximos

$$I_g := \frac{\pi \cdot D_{pilar}^4}{64} = 0.249 \text{ m}^4$$

inerencia del pilar

$$EI := \frac{Ec \cdot I_g}{1 + \beta_d} = 253807.328 \text{ tonne} \cdot \text{m}^2$$

rigidez a flexión

$$Pe_1 := \frac{\pi^2 EI}{H_{pilar}^2} = 69582.72 \text{ tonne}$$

carga de pandeo de Euler,
para elemento arriostrado

$$\phi := 0.75$$

factor de reducción por
rigidez, para concreto

$$\delta_b := \max\left(\frac{c_m}{1 - \frac{Pu_{max}}{\phi \cdot Pe_1}}, 1\right) = 1.015$$

factor de magnificación por
cargas que no producen
deformaciones laterales
significativas

7.2. Cálculo de δ_s

$$Pe_2 := \frac{\pi^2 EI}{(2.1 H_{pilar})^2} = 15778.395 \text{ tonne}$$

carga de pandeo de Euler,
para elemento no arriostrado

$$\delta_s := \max \left(\frac{c_m}{1 - \frac{Pu_{max}}{\phi \cdot Pe_2}}, 1 \right) = 1.069$$

factor de magnificación por cargas que producen deformaciones laterales significativas

8. Calculo de Momento Longitudinales Últimos Amplificados

$$Mu_{long} = \delta_b \cdot M_b + \delta_s \cdot M_s$$

El momento Ms es cero ya que ninguna carga aplicada genera una distorsión mayor a Hpilar/1500

$$Mu_{ampli} = \delta_b \cdot Mu = \begin{bmatrix} 39.767 \\ 39.306 \\ 1.583 \\ 1.123 \\ 538.242 \\ 169.925 \end{bmatrix} \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

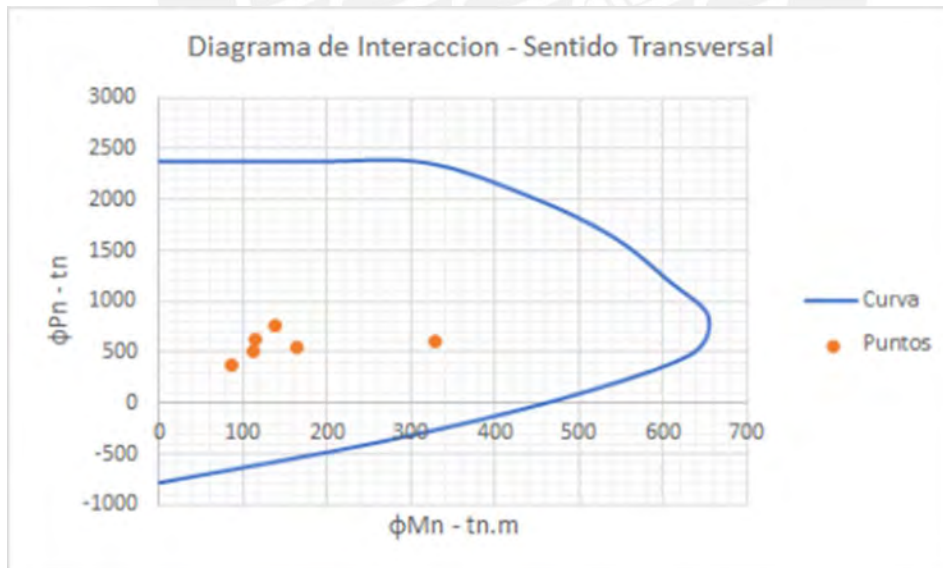
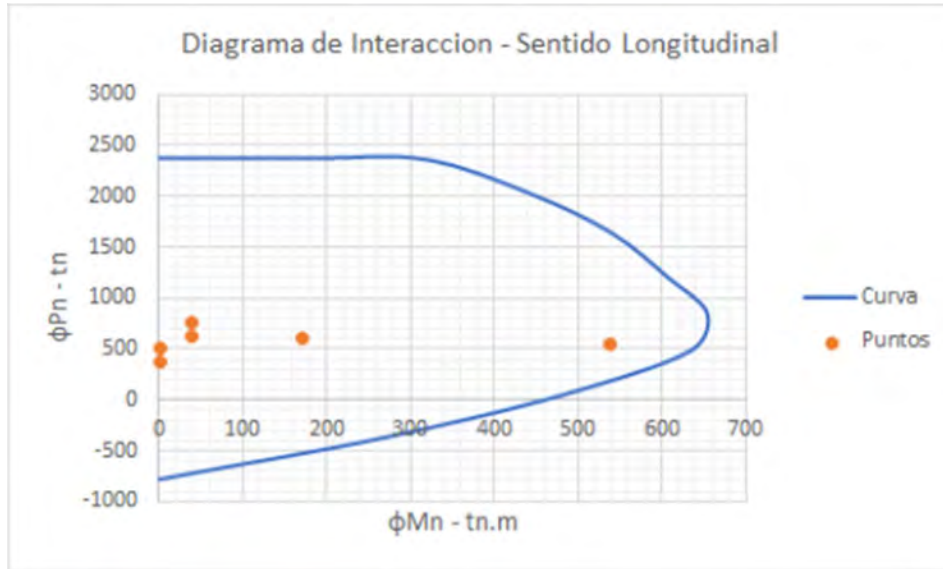
9. Resumen de Cargas Ultimas

Combinacion	Pu tn	Mu _{long} tn.m	Mu _{trans} tn.m
Resistencia 1a	763.25	39.77	138.19
Resistencia 1b	627.74	39.31	113.29
Resistencia 3a	508.44	1.58	110.94
Resistencia 3b	372.92	1.12	86.04
Extremo X	462.83	538.24	147.68
Extremo Y	519.07	169.93	310.84

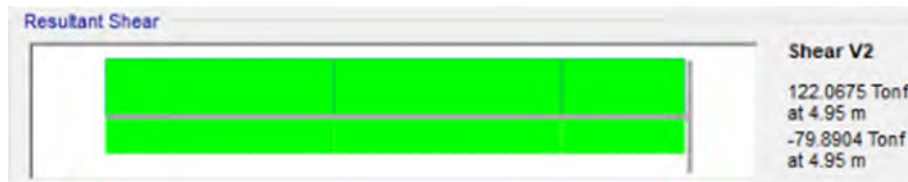
10. Diagrama de Interacción



Columna circular con diámetro igual a 1.50 m y con 40 varillas de 1"



11. Diagrama de Fuerza Cortante



$$V_u := 122.068 \text{ tonne}$$

fuerza cortante ultima

12. Diagrama por Fuerza de Torsión



$$T_u := 5.229 \cdot \text{tonne} \cdot \text{m}$$

fuerza de torsión ultima

13. Diseño por Fuerza Cortante y Torsión

13.1. Corte Equivalente Factorizado

$$d_{pilar} := D_{pilar} - r_{pilar} = 142.5 \text{ cm}$$

diámetro efectivo del pilar

$$A_o := 0.85 \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_{pilar}^2}{4} \right) = 13556.218 \text{ cm}^2$$

área de pilar para corte

$$p_h := \pi \cdot d_{pilar} = 447.677 \text{ cm}$$

perímetro de pilar para corte

$$V_{u_{eq}} := \sqrt{V_u^2 + \left(\frac{0.9 \cdot p_h \cdot T_u}{2 \cdot A_o} \right)^2} = 122.315 \text{ tonne}$$

fuerza de corte equivalente factorizado

13.2. Profundidad Efectiva de Corte

$$d_e := \frac{D_{pilar}}{2} + \frac{d_{pilar}}{\pi} = 120.359 \text{ cm}$$

$$d_v := 0.9 \cdot d_e = 108.323 \text{ cm}$$

profundidad efectiva de corte

13.3. Parámetros de la Resistencia al Corte β y θ

Los parámetros beta y theta se asumirán conservadoramente

$$\beta := 2$$

parámetro beta

$$\theta := 45^\circ$$

parámetro theta

13.4. Resistencia al Corte del Concreto

$$b_v := D_{pilar} = 150 \text{ cm}$$

ancho virtual del pilar

$$V_c := 0.265 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kg}{cm^2}} \cdot d_v \cdot b_v = 144.101 \text{ tonne}$$

resistencia de concreto al corte

13.5. Elección de la separación de estribos

$$s_v := \text{separacion: } 15 \text{ v}$$

13.6. Acero Mínimo de Refuerzo Transversal por Corte

$$A_{v_min} := 0.265 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kg}{cm^2}} \cdot \frac{b_v}{f_y} \cdot s_v = 2.376 \text{ cm}^2$$

13.7. Acero de Refuerzo Transversal por Corte

$$\phi_v := 0.9$$

factor de reducción por corte

$$V_{n_1} := \frac{Vu_{eq}}{\phi_v} = 135.906 \text{ tonne}$$

cortante nominal 1

$$V_{n_2} := 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 1137.394 \text{ tonne}$$

cortante nominal 2

$$V_n := \min(V_{n_1}, V_{n_2}) = 135.906 \text{ tonne}$$

cortante nominal

$$A_{v_cal} := \begin{cases} \left(\frac{V_n - V_c}{d_v \cdot f_y} \right) \tan(\theta) \cdot s_v < 0 \\ 0 \cdot \text{cm}^2 \\ \text{else} \\ \left(\frac{V_n - V_c}{d_v \cdot f_y} \right) \tan(\theta) \cdot s_v \end{cases} = 0 \text{ cm}^2$$

área de acero por corte calculada

13.8. Acero de Refuerzo Transversal por Torsión

$$A_t := \left(\frac{T_u}{2 \cdot A_o \cdot f_y} \right) \cdot \tan(\theta) \cdot s_v = 0.069 \text{ cm}^2$$

área de acero por torsión

13.9. Acero Transversal Requerido por la Combinación de Corte y Torsión

$$A_{v_total} := A_{v_cal} + 2 \cdot A_t = 0.138 \text{ cm}^2$$

área total por corte y torsión

$$A_{v_req} := \max(A_{v_total}, A_{v_min}) = 2.376 \text{ cm}^2$$

área de acero requerida

13.10. Verificación de Separación Máxima

$$s_{v_max} := \begin{cases} \frac{V_{u_{eq}}}{\phi_v \cdot b_v \cdot d_v} < 0.125 \cdot f'_c \\ \min(0.8 \cdot d_v, 60 \text{ cm}) \\ \text{else} \\ \min(0.4 \cdot d_v, 30 \text{ cm}) \end{cases} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{if}(s_v < s_{v_max}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

13.11. Distribución de Estribos

$$A_{v_varilla} := \text{varilla: } 1/2'' \cdot \text{cm}^2$$

área de varilla de acero
empleada

$$\text{ramas}_{req} := \frac{A_{v_req}}{A_{v_varilla}} = 1.87$$

ramas de estribo requeridas

$$\text{ramas}_{col} := \text{ceil}(\text{ramas}_{req}) = 2$$

ramas de estribo colocadas

Distribución de estribos es $\phi 1/2'' @ 0.15 / 2$ ramas



Diseño de Zapata



Diseño de Zapata Biaxial

1. Definición de Datos Iniciales

1.1. Propiedad del Concreto y el Acero

$$f'_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

resistencia a la
compresión del
concreto

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 33.634 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

módulo de ruptura
del concreto

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 256017.968 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

módulo de elasticidad
del concreto

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

peso específico del
concreto

$$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo de fluencia
del acero

$$E_s := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

módulo de elasticidad
del acero

$$n := \text{ceil} \left(\frac{E_s}{E_c} \right) = 8$$

relación modular del
acero y concreto

$$\gamma_e := 0.75$$

factor de exposición

1.2. Propiedades del Suelo

$$\gamma_s := 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

peso específico
del suelo

$$q_{adm} := 2.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

capacidad portante
admisible del suelo

$$FS := 3$$

factor de seguridad de
la capacidad portante
del suelo

$$\phi_{fr} := 30^\circ$$

ángulo de fricción
del suelo

$$\phi_{b_res} := 0.45 \quad \phi_{b_ext} := 0.80$$

factor de reducción a
la capacidad portante
última del suelo

$$\phi_{t_ser} := 1 \quad \phi_{t_res} := 0.85 \quad \phi_{t_ext} := 1$$

factor de reducción
a la resistencia del
deslizamiento

$$h_s := 1.5 \text{ m}$$

altura de relleno
del suelo

1.4. Dimensiones de la Zapata

$$B_z := 5.8 \text{ m}$$

longitud transversal
de la zapata

$$L_z := 7.8 \text{ m}$$

longitud longitudinal
de la zapata

$$H_z := 1.80 \text{ m}$$

peralte de
la zapata

$$r_z := 7.5 \text{ cm} + 0.5 \cdot 1 \text{ in} = 8.77 \text{ cm}$$

recubrimiento
de la zapata

$$d_z := H_z - r_z$$

peralte efectivo
de la zapata

$$\beta_s := 1 + \frac{r_z}{0.7 \cdot (H_z - r_z)} = 1.073$$

$$D_{pilar} := 1.5 \text{ m}$$

diámetro del pilar
de la zapata

$$\phi_{e_ser} := \frac{1}{6} \quad \phi_{e_res} := \frac{1}{3} \quad \phi_{e_ext} := \frac{2}{5}$$

factores para determinar
la excentricidad límite

2. Calculo del Peso Propio de la Zapata

$$P_{pilar} := \gamma_c \cdot h_s \cdot \left(\frac{D_{pilar}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 6.362 \text{ tonne} \quad \text{peso del pilar}$$

$$P_{losa} := \gamma_c \cdot H_z \cdot L_z \cdot B_z = 195.437 \text{ tonne} \quad \text{peso da la losa de la zapata}$$

$$P_{suelo} := \gamma_s \cdot h_s \cdot \left(B_z \cdot L_z - \left(\frac{D_{pilar}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right) = 120.637 \text{ tonne} \quad \text{peso del relleno de suelo}$$

$$P_{zapata} := P_{losa} + P_{suelo} + P_{pilar} = 322.436 \text{ tonne} \quad \text{peso propio de la zapata}$$

3. Cargas Aplicadas a la Zapata

Tipo de Carga	P tn	V _{longitudinal} tn	V _{transversal} tn	M _{longitudinal} tn.m	M _{transversal} tn.m
Dead	623.17	0.15	18.57	0.90	45.35
Vereda	3.80	0.00	0.46	0.02	1.11
Baranda	13.29	0.01	2.62	0.06	6.39
Asfalto	28.56	0.02	3.08	0.13	7.53
Frenado	0.60	3.18	0.15	19.66	0.36
Movil	184.05	0.39	13.67	1.92	34.40
Viento	68.32	0.02	14.52	0.14	33.58
Sismo X	24.12	96.54	28.97	518.47	69.92
Sismo Y	80.36	28.96	96.57	155.54	233.08

4. Calculo de los Momentos en la Base de la Zapata

Tipo de Carga	Momento en la Base de la Zapata	
	Longitudinal tn.m	Tranversal tn.m
Dead	1.40	106.63
Vereda	0.03	2.63
Baranda	0.09	15.04
Asfalto	0.20	17.69
Frenado	30.15	0.86
Movil	3.21	79.51
Viento	0.21	81.50
Sismo X	837.05	165.52
Sismo Y	251.11	551.76

5. Factores de Amplificación para las Cargas

Tipo de Carga	Servicio	Factores de Modificación de Carga					
		Resistencia 1a	Resistencia 1b	Resistencia 3a	Resistencia 3b	Extremo X	Extremo Y
Dead	1	1.25	0.90	1.25	0.90	1.0	1.0
Veredad	1	1.25	0.90	1.25	0.90	1.0	1.0
Baranda	1	1.25	0.90	1.25	0.90	1.0	1.0
Asfalto	1	1.50	0.65	1.50	0.65	1.0	1.0
Frenado	1	1.75	1.75	0	0	0.5	0.5
Movil	1	1.75	1.75	0	0	0.5	0.5
Vento	0	0	0	1.00	1.00	0	0
SsmoX	0	0	0	0	0	1.0	0
SsmoY	0	0	0	0	0	0	1.0

6. Calculo de las Cargas Actuantes

Combinacion de Carga	P tn	V _{longitudinal} tn	V _{transversal} tn	M _{longitudinal} tn.m	M _{transversal} tn.m
Servicio	853.47	3.75	38.55	35.07	222.36
Resistencia 1a	1166.30	6.48	55.87	60.57	322.55
Resistencia 1b	917.93	6.41	45.67	59.87	264.01
Resistencia 3a	911.48	0.25	46.20	2.40	263.41
Resistencia 3b	663.11	0.18	36.01	1.70	204.86
Extremo X	785.26	98.51	60.61	855.44	347.69
Extremo Y	841.50	30.93	128.21	269.50	733.93

7. Verificación de Excentricidad Longitudinal

$$e_{l_act} = \frac{M_{act}}{P_{act}} \quad e_{l_lim} = L_z \cdot \begin{bmatrix} \phi_{e_ser} \\ \phi_{e_res} \\ \phi_{e_ext} \end{bmatrix} \quad ratio_{e_l} = \frac{e_{l_act}}{e_{l_lim}}$$

Excentricidad Longitudinal						
Combinacion de Carga	M _{longitudinal} tn.m	P tn	Actuante m	Limite m	Ratio	Ratio < 1
Servicio	35.07	853.47	0.041	1.300	0.03	Cumple
Resistencia 1a	60.57	1166.30	0.052	2.600	0.02	Cumple
Resistencia 1b	59.87	917.93	0.065	2.600	0.03	Cumple
Resistencia 3a	2.40	911.48	0.003	2.600	0.00	Cumple
Resistencia 3b	1.70	663.11	0.003	2.600	0.00	Cumple
Extremo X	855.44	785.26	1.089	3.120	0.35	Cumple
Extremo Y	269.50	841.50	0.320	3.120	0.10	Cumple

8. Verificación de Excentricidad Transversal

$$e_{t_act} = \frac{Mt_{act}}{P_{act}} \quad e_{t_lim} = B_z \cdot \begin{bmatrix} \phi_{e_ser} \\ \phi_{e_res} \\ \phi_{e_ext} \end{bmatrix} \quad ratio_{e_t} = \frac{e_{t_act}}{e_{t_lim}}$$

Excentricidad Transversal						
Combinacion de Carga	M _{transversal} tn.m	P tn	Actuante m	Límite m	Ratio	Ratio < 1
Servicio	222.36	853.47	0.261	0.967	0.27	Cumple
Resistencia 1a	322.55	1166.30	0.277	1.933	0.14	Cumple
Resistencia 1b	264.01	917.93	0.288	1.933	0.15	Cumple
Resistencia 3a	263.41	911.48	0.289	1.933	0.15	Cumple
Resistencia 3b	204.86	663.11	0.309	1.933	0.16	Cumple
Extremo X	347.69	785.26	0.443	2.320	0.19	Cumple
Extremo Y	733.93	841.50	0.872	2.320	0.38	Cumple

9. Verificación al Deslizamiento Longitudinal

$$Fd = Vl_{act} \quad \phi_t := \begin{bmatrix} \phi_{t_ser} \\ \phi_{t_res} \\ \phi_{t_ext} \end{bmatrix} \quad Fr = \phi_t \cdot P_{act} \cdot \tan(\phi_{fr}) \quad ratio_{des_l} = \frac{Fd}{Fr}$$

Fuerza Longitudinal				
Combinacion de Carga	Deslizadora tn	Resistente tn	Ratio	Ratio < 1
Servicio	3.75	492.75	0.01	Cumple
Resistencia 1a	6.48	572.36	0.01	Cumple
Resistencia 1b	6.41	450.47	0.01	Cumple
Resistencia 3a	0.25	447.31	0.00	Cumple
Resistencia 3b	0.18	325.42	0.00	Cumple
Extremo X	98.51	453.37	0.22	Cumple
Extremo Y	30.93	485.84	0.06	Cumple

10. Verificación al Deslizamiento Transversal

$$Fd = Vt_{act} \quad \phi_t := \begin{bmatrix} \phi_{t_ser} \\ \phi_{t_res} \\ \phi_{t_ext} \end{bmatrix} \quad Fr = \phi_t \cdot P_{act} \cdot \tan(\phi_{fr}) \quad ratio_{des_t} = \frac{Fd}{Fr}$$

Combinacion de Carga	Fuerza Transversal		Ratio	Ratio < 1
	Deslizadora tn	Resistente tn		
Servicio	38.55	492.75	0.08	Cumple
Resistencia 1a	55.87	572.36	0.10	Cumple
Resistencia 1b	45.67	450.47	0.10	Cumple
Resistencia 3a	46.20	447.31	0.10	Cumple
Resistencia 3b	36.01	325.42	0.11	Cumple
Extremo X	60.61	453.37	0.13	Cumple
Extremo Y	128.21	485.84	0.26	Cumple

11. Verificación de la Capacidad Portante

$$L'_{long} = L_z - 2 \cdot e_t \quad L'_{trans} = B_z - 2 \cdot e_t \quad A' = L'_{long} \cdot L'_{trans}$$

$$q_{act} = \frac{P_{act}}{A'} \quad q_{lim} := q_{adm} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ \phi_{b_res} \cdot FS \\ \phi_{b_ext} \cdot FS \end{bmatrix} \quad ratio_{cp} = \frac{q_{act}}{q_{lim}}$$

Combinacion de Carga	Longitud Efectiva			Carga Axial tn	Capacidad Portante			
	Longitudinal m	Transversal m	Area Efectiva m ²		Actuante kg/cm ²	Limite kg/cm ²	Ratio	Ratio < 1
Servicio	7.72	5.28	40.74	853.47	2.09	2.30	0.91	Cumple
Resistencia 1a	7.70	5.25	40.38	1166.30	2.89	3.11	0.93	Cumple
Resistencia 1b	7.67	5.22	40.07	917.93	2.29	3.11	0.74	Cumple
Resistencia 3a	7.79	5.22	40.70	911.48	2.24	3.11	0.72	Cumple
Resistencia 3b	7.79	5.18	40.39	663.11	1.64	3.11	0.53	Cumple
Extremo X	5.62	4.91	27.63	785.26	2.84	5.52	0.51	Cumple
Extremo Y	7.16	4.06	29.04	841.50	2.90	5.52	0.53	Cumple

12. Calculo de Presión de Suelo en Servicio y Ultima Máxima

$$q_{ult} = \begin{bmatrix} 2.888 \\ 2.291 \\ 2.239 \\ 1.642 \\ 2.843 \\ 2.898 \end{bmatrix} \frac{kg}{cm^2} \quad q_{ult_max} := \max(q_{ult}) = 2.898 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{ser} = 2.095 \frac{kg}{cm^2}$$

13. Diseño por Flexión para Sentido Longitudinal

13.1. Cálculo de Momento Ultimo Longitudinal

$$b_z := 1 \text{ m}$$

ancho unitario
para el diseño

$$l_{f_long} := \left(L_z - \sqrt{\frac{D_{pilar}^2 \cdot \pi}{4}} \right) \cdot \frac{1}{2} = 3.235 \text{ m}$$

longitud para el
cálculo de la flexión

$$Mu_{long} := \frac{q_{ult_max} \cdot b_z \cdot l_{f_long}^2}{2} = 151.677 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo

13.2. Cálculo del Momento Longitudinal de Diseño

$$S_z := \frac{b_z \cdot H_z^2}{6}$$

modulo elástico de
la sección analizada

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S_z = 199.784 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de
agrietamiento
del concreto

$$1.33 \cdot Mu_{long} = 201.73 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

amplificación de
momento ultimo

$$Mu_{long_min} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot Mu_{long})$$

$$Mu_{long_min} = 199.784 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo
mínimo

$$Mu_{long} = 151.677 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo

$$Md_{long} := \max(Mu_{long}, Mu_{long_min})$$

$$Md_{long} = 199.784 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de diseño

13.3. Cálculo de Área de Acero por Momento Longitudinal

Valores de prueba	$As_{req} := 1 \text{ cm}^2$	$a := 1 \text{ cm}$	$\phi_f := 1$	$\beta := 0.85$
	$d := d_z$	$b := b_z$	$Md := Md_{long}$	
Restricciones	$a = \frac{As_{req} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$			
	$\phi_f = \max\left(\min\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d \cdot \beta}{a} - 1\right), 0.9\right), 0.75\right)$			
Solver	$As_{req} = \frac{Md}{\phi_f \cdot fy \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$			
	$X := \text{find}(As_{req}, a, \phi_f)$			

$$As_{req_long} := X_0 = 31.374 \text{ cm}^2$$

área de acero
requerida

$$As_{var_long} := \text{varilla: } 1'' \cdot \text{cm}^2$$

área de varilla de
acero a emplear

$$n_{var_req_long} := \frac{As_{req_long}}{As_{var_long}} = 6.188$$

numero de varillas
requeridas

$$n_{var_col_long} := \text{ceil}(n_{var_req_long}) = 7$$

numero de varillas
colocadas

$$As_{col_long} := n_{var_col_long} \cdot As_{var_long} = 35.49 \text{ cm}^2$$

área de acero
colocada

$$s_{req_long} := \frac{b_z}{n_{var_col_long} - 1} = 16.667 \text{ cm}$$

separación requerida
de varillas

Refuerzo colocado para dirección longitudinal 1"@0.15

13.4. Verificación de Esfuerzos Admisibles por Momento Longitudinal

$$\rho := \frac{As_{col_long}}{b_z \cdot d_z} = 0.00207$$

cuantía de acero

$$c_{long} := d_z \cdot \left(\sqrt{\rho \cdot n \cdot (\rho \cdot n + 2)} - \rho \cdot n \right) = 28.472 \text{ cm}$$

longitud del eje neutro

$$M_{s_{long}} := \frac{q_{ser} \cdot b_z \cdot l_{f_{long}}^2}{2} = 109.636 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento longitudinal por estado de servicio

$$f_{s_{long}} := \frac{M_{s_{long}}}{A_{s_{col_{long}}} \cdot \left(d_z - \frac{c_{long}}{3} \right)} = 1909.989 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio del acero

$$f_{c_{long}} := \frac{A_{s_{col_{long}}} \cdot f_{s_{long}}}{c_{long} \cdot b_z \cdot 0.5} = 47.616 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio del concreto

$$\text{if} (f_{s_{long}} < 0.6 \cdot f_y, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if} (f_{c_{long}} < 0.45 \cdot f'c, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

13.5. Verificación de Separación Máxima por Momento Longitudinal

$$s_{max_{long}} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{s_{long}}} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}} - 2 \cdot r_z = 28.198 \text{ cm}$$

separación máxima de varillas

$$s_{req_{long}} = 16.667 \text{ cm}$$

separación requerida de varillas

$$\text{if} (s_{req_{long}} < s_{max_{long}}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

14. Diseño por Flexión para Sentido Transversal

14.1. Cálculo de Momento Ultimo Transversal

$$l_{f_{trans}} := \left(B_z - \sqrt{\frac{D_{pilar}^2 \cdot \pi}{4}} \right) \cdot \frac{1}{2} = 2.235 \text{ m}$$

longitud para el cálculo de la flexión transversal

$$Mu_{trans} := \frac{q_{ult_max} \cdot b_z \cdot l_{f_trans}^2}{2} = 72.404 \text{ tonne} \cdot m$$

momento ultimo transversal

14.2. Cálculo del Momento de Diseño Transversal

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S_z = 199.784 \text{ tonne} \cdot m$$

momento de agrietamiento del concreto

$$1.33 \cdot Mu_{trans} = 96.298 \text{ tonne} \cdot m$$

amplificación de momento ultimo

$$Mu_{trans_min} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot Mu_{trans})$$

$$Mu_{trans_min} = 96.298 \text{ tonne} \cdot m$$

momento ultimo mínimo

$$Mu_{trans} = 72.404 \text{ tonne} \cdot m$$

momento ultimo

$$Md_{trans} := \max(Mu_{trans}, Mu_{trans_min})$$

$$Md_{trans} = 96.298 \text{ tonne} \cdot m$$

momento de diseño

14.3. Cálculo de Área de Acero por Momento Transversal

Valores de prueba	$As_{req} := 1 \text{ cm}^2$	$a := 1 \text{ cm}$	$\phi_f := 1$	$\beta := 0.85$
	$d := d_z$	$b := b_z$	$Md := Md_{trans}$	
Restricciones	$a = \frac{As_{req} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$			
	$\phi_f = \max\left(\min\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d \cdot \beta}{a} - 1\right), 0.9\right), 0.75\right)$			
	$As_{req} = \frac{Md}{\phi_f \cdot fy \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$			
Solver	$X := \text{find}(As_{req}, a, \phi_f)$			

$$A_{s_{req_trans}} := X_0 = 14.994 \text{ cm}^2$$

área de acero
requerida

$$A_{s_{var_trans}} := \text{varilla: } 3/4'' \cdot \text{cm}^2$$

área de varilla de
acero a emplear

$$n_{var_req_trans} := \frac{A_{s_{req_trans}}}{A_{s_{var_trans}}} = 5.261$$

numero de varillas
requeridas

$$n_{var_col_trans} := \text{ceil}(n_{var_req_trans}) = 6$$

numero de varillas
colocadas

$$A_{s_{col_trans}} := n_{var_col_trans} \cdot A_{s_{var_trans}} = 17.1 \text{ cm}^2$$

área de acero
colocada

$$s_{req_trans} := \frac{b_z}{n_{var_col_trans} - 1} = 20 \text{ cm}$$

separación requerida
de varillas

Refuerzo colocado para dirección transversal 3/4"@0.15

14.4. Verificación de Esfuerzos Admisibles por Momento Transversal

$$\rho := \frac{A_{s_{col_trans}}}{b_z \cdot d_z} = 0.001$$

cuantía de acero

$$c_{trans} := d_z \cdot \left(\sqrt{\rho \cdot n \cdot (\rho \cdot n + 2)} - \rho \cdot n \right) = 20.32 \text{ cm}$$

longitud del eje neutro

$$M_{s_{trans}} := \frac{q_{ser} \cdot b_z \cdot l_{f_{trans}}^2}{2} = 52.336 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento transversal
por estado de servicio

$$f_{s_{trans}} := \frac{M_{s_{trans}}}{A_{s_{col_trans}} \cdot \left(d_z - \frac{c_{trans}}{3} \right)} = 1861.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio
del acero

$$f_{c_{trans}} := \frac{A_{s_{col_trans}} \cdot f_{s_{trans}}}{c_{trans} \cdot b_z \cdot 0.5} = 31.323 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio
del concreto

$$\text{if}(f s_{trans} < 0.6 \cdot f_y, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(f c_{trans} < 0.45 \cdot f'c, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

14.5. Verificación de Separación Máxima

$$s_{max_trans} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f s_{trans}} \cdot \frac{kg}{cm} - 2 \cdot r_z = 29.401 \text{ cm}$$

separación máxima
entre varillas

$$s_{req_trans} = 20 \text{ cm}$$

separación requerida
entre varillas

$$\text{if}(s_{req_long} < s_{max_long}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

15. Calculo de Acero por Temperatura

$$As_{temp_cal_1} := \frac{0.18 \cdot B_z \cdot H_z}{2 \cdot (B_z + H_z)} \cdot cm^2 = 12.363 \text{ cm}^2$$

$$As_{temp_cal_2} := \frac{0.18 \cdot L_z \cdot H_z}{2 \cdot (L_z + H_z)} \cdot cm^2 = 13.163 \text{ cm}^2$$

$$As_{temp_cal} := \max(As_{temp_cal_1}, As_{temp_cal_2}) = 13.163 \text{ cm}^2$$

área calculada de acero
por temperatura

$$As_{temp_req} := \min(\max(2.33 \cdot cm^2, As_{temp_cal}), 12.7 \cdot cm^2)$$

$$As_{temp_req} = 12.7 \text{ cm}^2$$

área requerida de acero
por temperatura

$$As_{var_temp} := \text{varilla: } 3/4'' \cdot cm^2$$

área de acero de varilla
a emplear

$$n_{var_req_temp} := \frac{As_{temp_req}}{As_{var_temp}} = 4.456$$

numero de varillas
requeridas

$$n_{var_col_temp} := \text{ceil}(n_{var_req_temp}) = 5$$

numero de varillas
colocadas

$$s_{req_temp} := \frac{b_z}{n_{var_col_temp} - 1} = 25 \text{ cm}$$

separación requerida
de varillas

Refuerzo colocado por temperatura 3/4"@0.25

16. Diseño por Corte

16.1. Calculo Profundidad de Corte

$$A_{s_f} := A_{s_{col_long}} = 35.49 \text{ cm}^2$$

área de acero
por flexión

$$a := \frac{A_{s_f} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_z} = 6.263 \text{ cm}$$

altura de compresión
por flexión

$$d_{v_1} := d_z - 0.5 \cdot a = 168.099 \text{ cm}$$

$$d_{v_2} := 0.9 \cdot d_z = 154.107 \text{ cm}$$

$$d_{v_3} := 0.72 \cdot H_z = 129.6 \text{ cm}$$

$$d_v := \max(d_{v_1}, d_{v_2}, d_{v_3}) = 168.099 \text{ cm}$$

peralte de la
profundidad de corte

16.2. Cálculo de Fuerza de Corte Ultima

$$l_v := \max(l_{f_long}, l_{f_trans}) = 3.235 \text{ m}$$

longitud máxima para
el cálculo del corte

$$V_u := q_{ult_max} \cdot (l_v - d_v) \cdot b_z = 45.046 \text{ tonne}$$

fuerza de corte ultima

16.3. Cálculo de Resistencia al Corte del Concreto

$$M_{u_1} := M_{d_{long}} = 199.784 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_{u_2} := V_u \cdot d_v = 75.722 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$M_u := \max(M_{u_1}, M_{u_2}) = 199.784 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo
de corte

$$\varepsilon_{s_1} := \frac{\left(\frac{Mu}{d_v} + Vu\right)}{Es \cdot As_f} = 2.309 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s_2} := 6 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s := \min(\varepsilon_{s_1}, \varepsilon_{s_2}) = 2.309 \cdot 10^{-3}$$

deformación unitaria
del acero

$$\beta := \frac{4.8}{(1 + 750 \cdot \varepsilon_s)} = 1.757$$

parámetro beta

$$V_c := 0.265 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kg}{cm^2}} \cdot b_z \cdot d_v = 130.974 \text{ tonne}$$

resistencia al corte del
concreto

$$V_{n_{max}} := 0.25 \cdot f'c \cdot b_z \cdot d_v = 1176.69 \text{ tonne}$$

resistencia máxima al
corte de la sección

$$V_n := \min(V_c, V_{n_{max}}) = 130.974 \text{ tonne}$$

resistencia nominal
al corte

16.4. Verificación de Resistencia al Corte

$$\phi_v := 0.9$$

factor de
reducción por

$$\phi_v \cdot V_n = 117.876 \text{ tonne}$$

resistencia nominal
a la corte reducida

$$Vu = 45.046 \text{ tonne}$$

fuerza de corte
ultima

$$ratio_{corte} := \frac{Vu}{\phi_v \cdot V_n} = 0.382$$

ratio de diseño
por corte

$$\text{if}(ratio_{corte} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

12. Diseño por Punzonamiento

12.1 Calculo de Resistencia al Punzonamiento del Concreto

$$D_{punz} := D_{pilar} + d_v = 3.181 \text{ m}$$

diámetro del área para efecto de punzonamiento

$$b_o := \pi \cdot D_{punz} = 9.993 \text{ m}$$

perímetro del área para efecto de punzonamiento

$$\beta_c := 1$$

$$Vn_{punz_cal} := \left(0.528 + \frac{1.06}{\beta_c} \right) \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b_o \cdot d_v}$$

resistencia del concreto al punzonamiento

$$Vn_{punz_cal} = 4463.802 \text{ tonne}$$

$$Vn_{punz_max} := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b_o \cdot d_v}$$

resistencia máxima al punzonamiento de la sección analizada

$$Vn_{punz_max} = 2979.616 \text{ tonne}$$

$$Vn_{punz} := \min(Vn_{punz_cal}, Vn_{punz_max})$$

resistencia nominal al punzonamiento

$$Vn_{punz} = 2979.616 \text{ tonne}$$

12.2. Cálculo de Fuerza Ultima por Punzonamiento

$$Vu_{punz} := q_{ult_max} \cdot \left(L_z \cdot B_z - \frac{D_{punz}^2 \cdot \pi}{4} \right)$$

fuerza ultima de punzonamiento

$$Vu_{punz} = 1080.78 \text{ tonne}$$

12.3. Verificación de Resistencia al Punzonamiento

$$\phi_v := 0.9$$

factor de reducción por punzonamiento

$$\phi_v \cdot Vn_{punz} = 2681.655 \text{ tonne}$$

resistencia nominal al
punzonamiento reducida

$$Vu_{punz} = 1080.78 \text{ tonne}$$

fuerza ultima de
punzonamiento

$$ratio_{punz} := \frac{Vu_{punz}}{\phi_v \cdot Vn_{punz}} = 0.403$$

ratio de diseño por
punzonamiento

if ($ratio_{punz} < 1$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"



Diseño de Estribo



Diseño de Estribo

1. Propiedades del Concreto y el Acero

$$f'_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

resistencia a la compresión del concreto

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 33.634 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

módulo de ruptura del concreto

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 256017.968 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

módulo de elasticidad del concreto

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

peso específico del concreto

$$\gamma_e := 0.75$$

factor de exposición del concreto

$$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo de cedencia del acero

$$E_s := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

módulo de elasticidad del acero

$$n := \text{ceil} \left(\frac{E_s}{E_c} \right) = 8$$

relación modular del acero y concreto

$$a_g := 1 \text{ in}$$

tamaño del agregado

2. Propiedades del Suelo

$$\gamma_s := 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

peso específico del suelo

$$\phi_{fr} := 30^\circ$$

ángulo de fricción del suelo

$$q_{adm} := 2.3 \frac{kg}{cm^2}$$

capacidad portante
admisible del suelo

$$FS := 3$$

factor de seguridad
del suelo

$$\phi_{e_ser} := \frac{1}{6} \quad \phi_{e_res} := \frac{1}{3} \quad \phi_{e_ext} := \frac{2}{5}$$

factores para el cálculo
de excentricidad limite

$$\phi_{b_ser} := 1 \quad \phi_{b_res} := 0.45 \quad \phi_{b_ext} := 0.80$$

factores de reducción para
el cálculo de resistencia al
deslizamiento

$$PGA := 0.5$$

$$F_{PGA} := 1$$

parámetros sísmicos
del suelo

3. Dimensiones del Estribo

$$b := 1 \text{ m}$$

ancho unitario de diseño

$$b_{estribo} := 4.7 \text{ m}$$

longitud de la base del estribo

$$h_{estribo} := 7 \text{ m}$$

altura del estribo

$$h_{zapata} := 1.1 \text{ m}$$

altura de la zapata

4. Cargas Verticales del Puente

Tipo de Carga	FVPuente tn	d _{FV} m
Dead	11.666	1.675
Baranda	0.731	1.675
Vereda	0.209	1.675
Asfalto	1.577	1.675
Frenado-V	0.051	1.675
Movil	8.575	1.675
Sismo X	0.370	1.675
Sismo Y	0.111	1.675

5. Cargas Horizontales del Puente

Tipo de Carga	FHPuente tn/m	d_{FH} m
Frenado-H	0.596	5.8
Sismo X	6.043	5.8
Sismo Y	1.813	5.8

6. Calculo de Cargas Verticales del Estribo

6.1. Peso Propio del Estribo

$$A_{estribo} = 9.1325 \text{ m}^2$$

área del estribo

$$P_{estribo} = b \cdot A_{estribo} \cdot \gamma_c = 21.918 \text{ tonne}$$

peso del estribo

$$x_{estribo} = 2.0538 \text{ m}$$

posición horizontal
del centroide

$$y_{estribo} = 1.7723 \text{ m}$$

posición vertical
del centroide

6.2. Peso del Relleno

$$A_{suelo} = 15.1175 \text{ m}^2$$

área del relleno de suelo

$$P_{EV} = b \cdot A_{suelo} \cdot \gamma_c = 36.282 \text{ tonne}$$

peso del relleno de suelo

$$x_{EV} = 3.4160 \text{ m}$$

posición horizontal
del centroide

$$y_{EV} = 3.9790 \text{ m}$$

posición vertical
del centroide

6.3. Peso por Carga Viva del Relleno

$$L_{relleno} = 2.45 \text{ m}$$

longitud de relleno
de carga viva

$$h_{eq} = 0.6 \text{ m}$$

altura equivalente
de suelo

$$P_{LS_v} := b \cdot L_{\text{relleno}} \cdot h_{\text{cig}} \cdot \gamma_s = 2.72 \text{ tonne}$$

peso de carga viva
del relleno

$$x_{LS_v} := 3.475 \text{ m}$$

posición horizontal
del centroide

7. Calculo de Cargas Horizontales del Estribo

7.1. Cálculo del Coeficiente de Empuje Activo

$$K_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_{fr}}{2}\right)^2 = 0.333$$

7.2. Cálculo del Coeficiente de Empuje Activo más su Efecto Dinámico

$$k_{ho} := F_{PGA} \cdot PGA = 0.5$$

aceleración del suelo

$$k_h := 0.5 \cdot k_{ho} = 0.25$$

coeficiente horizontal de
aceleración del suelo

$$k_v := 0$$

coeficiente vertical de
aceleración del suelo

$$\theta' := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 14.036^\circ$$

ángulo entre coeficientes
de aceleración

$$K_{ae} := \frac{\cos(\phi_{fr} - \theta')^2}{\cos(\theta') \cdot \cos(0)^2 \cdot \cos(\theta') \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{fr}) \cdot \sin(\phi_{fr} - \theta')}{\cos(\theta') \cdot \cos(0)}}\right)^2}$$

$$K_{ae} = 0.518$$

coeficiente de empuje
activo más su efecto
dinámico

7.3. Fuerza Lateral por Carga Viva del Relleno

$$H_{LS_h} := K_a \cdot b \cdot h_{estribo} \cdot h_{eq} \cdot \gamma_s = 2.59 \text{ tonne}$$

fuerza lateral de la
carga viva del relleno

$$y_{LS_h} := 0.5 \cdot h_{estribo} = 3.5 \text{ m}$$

posición vertical
del centroide

7.4. Fuerza Lateral del Relleno

$$H_{EH} := \frac{1}{2} \cdot b \cdot h_{estribo}^2 \cdot K_a \cdot \gamma_s = 15.108 \text{ tonne}$$

fuerza lateral del
relleno de suelo

$$y_{EH} := \frac{h_{estribo}}{3} = 2.333 \text{ m}$$

posición vertical
del centroide

7.5. Fuerzas Dinámicas

7.5.1. Fuerza Sísmica

$$P_{ae} := \frac{1}{2} \cdot b \cdot h_{estribo}^2 \cdot K_{ae} \cdot \gamma_s = 23.494 \text{ tonne}$$

fuerza lateral del relleno
del suelo más sismo

$$H_{EQ_cal} := P_{ae} - H_{EH} = 8.386 \text{ tonne}$$

fuerza lateral sísmica
del relleno del suelo

7.5.2 Fuerza Inercial del Estribo

$$w_{estribo} := b \cdot A_{estribo} \cdot \gamma_c = 21.918 \text{ tonne}$$

peso del estribo

$$w_{suelo} := b \cdot A_{suelo} \cdot \gamma_s = 27.967 \text{ tonne}$$

peso del relleno de suelo

$$H_{Pir_cal} := k_h \cdot (w_{estribo} + w_{suelo}) = 12.471 \text{ tonne}$$

fuerza inercial del estribo

7.5.3. Efecto Combinado de Pae y Pir

$$F_{EQ} := \text{if}(P_{ae} + 0.5 \cdot H_{Pir_cal} > \max(0.5 \cdot P_{ae}, H_{EH}) + H_{Pir_cal}, 1, 0.5)$$

$$F_{EQ} = 1$$

factor de participación de la fuerza sísmica del suelo

$$F_{Pir} := \text{if}(P_{ae} + 0.5 \cdot H_{Pir_cal} > \max(0.5 \cdot P_{ae}, H_{EH}) + H_{Pir_cal}, 0.5, 1)$$

$$F_{Pir} = 0.5$$

factor de participación de la fuerza inercial del estribo

7.5.4. Resultado de las Fuerzas Dinámicas

$$H_{EQ} := F_{EQ} \cdot H_{EQ_cal} = 8.386 \text{ tonne}$$

fuerza lateral sísmica actuante del suelo

$$y_{EQ} := 0.6 \cdot h_{estribo} = 4.2 \text{ m}$$

posición vertical del centroide

$$H_{Pir} := F_{Pir} \cdot H_{Pir_cal} = 6.236 \text{ tonne}$$

fuerza lateral inercial actuante del estribo

$$y_{Pir} := \frac{w_{estribo} \cdot y_{estribo} + w_{suelo} \cdot y_{EV}}{w_{estribo} + w_{suelo}} = 3.009 \text{ m}$$

posición vertical del centroide

8. Resumen de Cargas Verticales

8.1. Carga Vertical del Puente

Tipo de Carga	FV Puente tn	d _{FV,P} m	Factores de Modificación			
			Servicio	Resistencia 1	Resistencia 2	Extremo
DCpuente	12.607	1.675	1	0.90	1.25	1.0
Asfalto	1.577	1.675	1	0.65	1.50	1.0
Frenado-V	0.051	1.675	1	0	1.75	0.5
Movil	8.575	1.675	1	0	1.75	0.5
Sismo X	0.370	1.675	0	0	0	1.0
Sismo Y	0.111	1.675	0	0	0	1.0

8.2. Carga Vertical del Estribo

Tipo de Carga	FVEstribo tn	d_{FVE} m	Factores de Modificacion			
			Servicio	Resistencia 1	Resistencia 2	Extremo
DCestribo	21.918	2.054	1	0.90	1.25	1.0
EV	36.282	3.416	1	1.00	1.35	1.0
LSV	2.720	3.475	1	0	1.75	0.5

9. Resumen de Carga Horizontal

9.1. Carga Horizontal del Puente

Tipo de Carga	FHPuente tn	d_{FHP} m	Factores de Modificacion			
			Servicio	Resistencia 1	Resistencia 2	Extremo
Frenado-H	0.596	5.80	1	1.75	1.75	0.5
Ssmo X	6.043	5.80	0	0	0	1.0
Ssmo Y	1.813	5.80	0	0	0	1.0

9.2. Carga Horizontal del Estribo

Tipo de Carga	FHEstribo tn	d_{FHE} m	Factores de Modificacion			
			Servicio	Resistencia 1	Resistencia 2	Extremo
LSH	2.590	3.500	1	1.75	1.75	0.5
EH	15.108	2.333	1	1.50	1.50	1.0
EQ	8.386	4.200	0	0	0	1.0
Pir	6.236	3.009	0	0	0	1.0

10. Análisis de Estabilidad del Estribo

10.1. Cálculo de Fuerzas Actuantes

Combinacion de Carga	P_E tn	V_E tn	M_{est_E} tn.m	M_{vol_E} tn.m
Servicio	60.920	17.698	178.405	44.318
Resistencia 1	56.008	27.195	164.453	68.743
Resistencia 2	81.137	27.195	240.125	68.743
Extremo	59.560	31.025	173.680	93.772

10.2. Verificación de Excentricidad

$$x_{o_E} = \frac{M_{est_E} - M_{vol_E}}{P_E} \quad e_{act_E} = \frac{b_{estribo}}{2} - x_{o_E} \quad e_{lim_E} = b_{estribo} \cdot \begin{bmatrix} \phi_{e_ser} \\ \phi_{e_res} \\ \phi_{e_ext} \end{bmatrix} \quad ratio = \frac{e_{act_E}}{e_{lim_E}}$$

Combinacion de Carga	X_{o_E} m	$b_{estribo}$ m	e_{act_E} m	e_{lim_E} m	Ratio	Ratio < 1
Servicio	2.201	4.7	0.149	0.783	0.19	Cumple
Resistencia 1	1.709	4.7	0.641	1.567	0.41	Cumple
Resistencia 2	2.112	4.7	0.238	1.567	0.15	Cumple
Extremo	1.342	4.7	1.008	1.880	0.54	Cumple

10.3. Verificación al Deslizamiento

$$FR_E = \tan(\phi_{fr}) \cdot P_E \quad FD_E = V_E \quad ratio = \frac{FD_E}{FR_E}$$

Combinacion de Cargas	FD_E tn	FR_E tn	Ratio	Ratio < 1
Servicio	17.698	35.172	0.50	Cumple
Resistencia 1	27.195	32.336	0.84	Cumple
Resistencia 2	27.195	46.845	0.58	Cumple
Extremo	31.025	34.387	0.90	Cumple

10.4. Verificación de la Capacidad Portante

$$q_{act_E} = \frac{P_E}{b_{estribo} - 2 \cdot e_{act_E}} \quad q_{lim_E} = q_{adm} \cdot \begin{bmatrix} \phi_{b_ser} \\ \phi_{b_res} \cdot FS \\ \phi_{b_ext} \cdot FS \end{bmatrix} \quad ratio = \frac{q_{act_E}}{q_{lim_E}}$$

Combinacion de Carga	q_{act_E} kg/cm ²	q_{lim_E} kg/cm ²	Ratio	Ratio < 1
Servicio	1.38	2.30	0.60	Cumple
Resistencia 1	1.64	3.11	0.53	Cumple
Resistencia 2	1.92	3.11	0.62	Cumple
Extremo	2.22	5.52	0.40	Cumple

11. Análisis de Estabilidad del Estribo + Puente

11.1. Cálculo de Fuerzas Actuantes

Combinacion de Cargas	P_{EP} tn	V_{EP} tn	M_{est_EP} tn.m	M_{vol_EP} tn.m
Servicio	83.73	18.29	216.61	47.78
Resistencia 1	68.38	28.24	185.17	74.79
Resistencia 2	114.36	28.24	295.77	74.79
Extremo	78.54	39.18	205.47	141.06

11.2. Verificación de Excentricidad

$$x_{o_EP} = \frac{M_{est_EP} - M_{vol_EP}}{P_{EP}} \quad e_{act_EP} = \frac{b_{estribo}}{2} - x_{o_EP} \quad e_{lim_EP} = b_{estribo} \cdot \begin{bmatrix} \phi_{e_ser} \\ \phi_{e_res} \\ \phi_{e_ext} \end{bmatrix} \quad ratio = \frac{e_{act_EP}}{e_{act_EP}}$$

Combinacion de Carga	X_{o_EP} m	$b_{estribo}$ m	e_{act_EP} m	e_{lim_EP} m	Ratio	Ratio < 1
Servicio	2.016	4.7	0.334	0.783	0.43	Cumple
Resistencia 1	1.614	4.7	0.736	1.567	0.47	Cumple
Resistencia 2	1.932	4.7	0.418	1.567	0.27	Cumple
Extremo	0.820	4.7	1.530	1.880	0.81	Cumple

11.3. Verificación al Deslizamiento

$$FR_{EP} = \tan(\phi_{fr}) \cdot P_{EP} \quad FD_E = V_{EP} \quad ratio = \frac{FD_{EP}}{FR_{EP}}$$

Combinacion de Cargas	FD_{EP} tn	FR_{EP} tn	Ratio	Ratio < 1
Servicio	18.294	48.341	0.38	Cumple
Resistencia 1	28.238	39.479	0.72	Cumple
Resistencia 2	28.238	66.024	0.43	Cumple
Extremo	39.178	45.343	0.86	Cumple

11.4. Verificación de la Capacidad Portante

$$q_{act_EP} = \frac{P_{EP}}{b_{estribo} - 2 \cdot e_{act_EP}} \quad q_{lim_EP} = q_{adm} \cdot \begin{bmatrix} \phi_{b_ser} \\ \phi_{b_res} \cdot FS \\ \phi_{b_ext} \cdot FS \end{bmatrix} \quad ratio = \frac{q_{act_EP}}{q_{lim_EP}}$$

Combinacion de Carga	q_{act_EP} kg/cm ²	q_{lim_EP} kg/cm ²	Ratio	Ratio < 1
Servicio	2.08	2.30	0.90	Cumple
Resistencia 1	2.12	3.11	0.68	Cumple
Resistencia 2	2.96	3.11	0.95	Cumple
Extremo	4.79	5.52	0.87	Cumple

12. Diseño del Parapeto del Estribo

12.1 Dimensiones del Parapeto del Estribo

$$b_{muro} := 1 \text{ m}$$

ancho de diseño del parapeto

$$t_{muro} := 0.25 \text{ m}$$

espesor del parapeto

$$r_{muro} := 5 \text{ cm} + 0.5 \cdot 0.5 \text{ in} = 5.635 \text{ cm}$$

recubrimiento en el parapeto

$$d_{muro} := t_{muro} - r_{muro} = 0.194 \text{ m}$$

peralte efectivo del parapeto

$$h_{muro} := 2.4 \text{ m}$$

altura del parapeto

12.2 Calculo de Fuerzas Actuales en el Parapeto del Estribo

12.2.1. Fuerza Lateral de la Carga Viva del Relleno

$$H_{LS_mu} := K_a \cdot b \cdot h_{eq} \cdot \gamma_s \cdot h_{muro} = 0.888 \text{ tonne}$$

fuerza lateral de la carga viva del relleno

$$y_{LS_mu} := 0.5 h_{muro} = 1.2 \text{ m}$$

posición vertical del centroide

12.2.2. Fuerza Lateral del Relleno

$$H_{EH_mu} := \frac{K_a \cdot b \cdot \gamma_s \cdot h_{muro}^2}{2} = 1.776 \text{ tonne}$$

fuerza lateral del
relleno del suelo

$$y_{EH_mu} := \frac{h_{muro}}{3} = 0.8 \text{ m}$$

posición vertical
del centroide

12.2.3. Fuerza Sísmica del Relleno

$$H_{EQ_mu_cal} := \frac{(K_{ae} - K_a) \cdot \gamma_s \cdot b \cdot h_{muro}^2}{2} = 0.986 \text{ tonne}$$

12.2.4. Fuerza Inercial del Parapeto

$$H_{Pir_mu_cal} := k_h \cdot \gamma_c \cdot b \cdot t_{muro} \cdot h_{muro} = 0.36 \text{ tonne}$$

12.2.5. Efecto de Combinación del Pae y Pir

$$C_1 := H_{EQ_mu_cal} + H_{EH_mu} + 0.5 \cdot H_{Pir_mu_cal}$$

$$C_2 := \max(0.5 \cdot (H_{EQ_mu_cal} + H_{EH_mu}), H_{EH_mu}) + H_{Pir_mu_cal}$$

$$F_{EQ_mu} := \text{if}(C_1 > C_2, 1, 0.5) = 1$$

factor de participación de
la fuerza sísmica del suelo

$$F_{Pir_mu} := \text{if}(C_1 > C_2, 0.5, 1) = 0.5$$

factor de participación de la
fuerza inercial del parapeto

12.2.6 Fuerzas Dinámicas

$$H_{EQ_mu} := F_{EQ_mu} \cdot H_{EQ_mu_cal} = 0.986 \text{ tonne}$$

fuerza sísmica
actuante del suelo

$$y_{EQ_mu} := 0.6 \cdot h_{muro} = 1.44 \text{ m}$$

posición vertical
del centroide

$$H_{Pir_mu} := F_{Pir_mu} \cdot H_{Pir_mu_cal} = 0.18 \text{ tonne}$$

fuerza inercial actuante
del parapeto

$$y_{Pir_mu} := 0.5 \cdot h_{muro} = 1.2 \text{ m}$$

posición vertical
del centroide

12.2.7. Resumen de Cargas sobre el Parapeto del Estribo

Tipo de Carga	FHMuro tn	d_{FH_mu} m	Factores de Modificación		
			Servicio	Resistencia 1	Extremo
LSH	0.888	1.20	1	1.75	0.5
EH	1.776	0.80	1	1.50	1.0
EQ	0.986	1.44	0	0	1.0
Pir	0.180	1.20	0	0	1.0

12.2.8. Cálculo de Momento en Servicio y Últimó

Tipo de Carga	Momento		
	Servicio tn.m	Resistencia 1 tn.m	Extremo tn.m
LSH	1.07	1.86	0.53
EH	1.42	2.13	1.42
EQ	0.00	0.00	1.42
Pir	0.00	0.00	0.22
Total	2.49	4.00	3.59

Momento en Servicio = 2.49 tn.m

Momento Ultimo = 4.00 tn.m

12.2.9. Cálculo de Fuerza Cortante Última

Tipo de Carga	Fuerza Cortante	
	Resistencia 1 tn	Extremo tn
LSH	1.55	0.44
EH	2.66	1.78
EQ	0.00	0.99
Pir	0.00	0.18
Total	4.22	3.39

Fuerza Cortante Última = 4.22 tn

12.3. Diseño por Flexión del Parapeto del Estribo

12.3.1. Cálculo del Momento de Diseño por Momento Mínimo

$$S_{muro} := \frac{b_{muro} \cdot t_{muro}^2}{6} = 10416.667 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de la
sección del parapeto

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S_{muro} = 3.854 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de agrietamiento
del parapeto

$$1.33 \cdot Mu_{mu} = 5.315 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo amplificado

$$Mu_{mu_min} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot Mu_{mu})$$

$$Mu_{mu_min} = 3.854 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo mínimo

$$Mu_{mu} = 3.996 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo

$$Md_{mu} := \max(Mu_{mu}, Mu_{mu_min})$$

$$Md_{mu} = 3.996 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de diseño

12.3.2. Cálculo de Área de Acero por Momento Flector

Valores de prueba	$As_{req} := 1 \text{ cm}^2$	$a := 1 \text{ cm}$	$\phi_f := 1$
	$d := d_{muro}$	$b := b_{muro}$	$Md := Md_{mu} \quad \beta := 0.85$
Restricciones	$a = \frac{As_{req} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$		
	$\phi_f = \max\left(\min\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d \cdot \beta}{a} - 1\right), 0.9\right), 0.75\right)$		
	$As_{req} = \frac{Md}{\phi_f \cdot fy \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$		
Solver	$X := \text{find}(As_{req}, a, \phi_f)$		

$$As_{req_mu} := X_0 = 5.602 \text{ cm}^2$$

área de acero requerido

$$As_{var_mu} := \text{varilla: } 1/2'' \cdot \text{cm}^2$$

área de varilla a emplear

$$s_{req_mu} := \frac{As_{var_mu}}{As_{req_mu}} \cdot m = 22.67 \text{ cm}$$

separación de varillas requerida

$$s_{col_mu} := \text{separacion: } 15 \text{ cm}$$

separación de varillas colocadas

Refuerzo colocado para flexión es 1/2"@0.15

12.3.3. Verificación de Esfuerzos Admisibles

$$Ms_{act_mu} := \frac{Ms_{mu} \cdot s_{col_mu}}{m} = 0.373 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento en servicio actuante en la separación colocada

$$\rho_{mu} := \frac{As_{var_mu}}{s_{col_mu} \cdot t_{muro}} = 0.00339$$

cuantía de acero

$$c_{mu} := d_{muro} \cdot \left(\sqrt{\rho_{mu} \cdot n \cdot (\rho_{mu} \cdot n + 2)} - \rho_{mu} \cdot n \right)$$

$$c_{mu} = 4.014 \text{ cm}$$

eje neutro

$$fs_{mu} := \frac{Ms_{act_mu}}{As_{var_mu} \cdot \left(d_{muro} - \frac{c_{mu}}{3} \right)} = 1629.039 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio del acero

$$fc_{mu} := \frac{As_{var_mu} \cdot fs_{mu}}{c_{mu} \cdot s_{col_mu} \cdot 0.5} = 68.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio del concreto

$$\text{if}(fs_{mu} < 0.6 \cdot fy, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(fc_{mu} < 0.45 \cdot f'c, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

12.3.4. Verificación de Separación Máxima

$$\beta_{s_mu} := 1 + \frac{r_{muro}}{0.7 \cdot (t_{muro} - r_{muro})} = 1.416$$

$$s_{max_mu} := \frac{125000 \cdot \gamma_c \cdot \frac{kg}{cm}}{\beta_{s_mu} \cdot f_{s_mu}} - 2 \cdot r_{muro} = 29.381 \text{ cm}$$

separación de varillas
máxima

$$s_{col_mu} = 15 \text{ cm}$$

separación de varillas
colocadas

$$\text{if}(s_{col_mu} < s_{max_mu}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

12.4. Cálculo de Acero por Temperatura para el Parapeto del Estribo

$$A_{s_temp_mu_cal} := \frac{0.18 \cdot t_{muro} \cdot h_{muro}}{2 \cdot (t_{muro} + h_{muro})} \cdot cm = 2.038 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_temp_mu_req} := \min(\max(2.33 \text{ cm}^2, A_{s_temp_mu_cal}), 12.70 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s_temp_mu_req} = 2.33 \text{ cm}^2$$

área de acero por
temperatura requerido

$$A_{s_temp_var_mu} := \text{varilla: } 1/2'' \cdot cm^2$$

área de varilla a emplear

$$s_{req_temp_mu} := \frac{A_{s_temp_var_mu}}{A_{s_temp_mu_req}} \cdot m = 54.506 \text{ cm}$$

separación de varillas
requerida

$$s_{col_temp_mu} := \text{separacion: } 30 \text{ cm}$$

separación de varillas
colocadas

Refuerzo colocado para flexión es 1/2"@0.30

12.5. Diseño por Corte del Parapeto del Estribo

12.5.1. Cálculo Profundidad de Corte

$$b_{v_mu} := b_{muro} \quad \text{ancho de muro de diseño}$$

$$As_{f_mu} := \frac{As_{var_mu}}{s_{col_mu}} \cdot m = 8.467 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero por flexión}$$

$$a := \frac{As_{f_mu} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b_{muro}} = 1.494 \text{ cm} \quad \text{altura de compresión por flexión}$$

$$d_{v_mu_1} := d_{muro} - 0.5 \cdot a = 18.618 \text{ cm}$$

$$d_{v_mu_2} := 0.9 \cdot d_{muro} = 17.429 \text{ cm}$$

$$d_{v_mu_3} := 0.72 \cdot d_{muro} = 13.943 \text{ cm}$$

$$d_{v_mu} := \max(d_{v_mu_1}, d_{v_mu_2}, d_{v_mu_3}) = 18.618 \text{ cm} \quad \text{peralte de la profundidad de corte}$$

12.5.2. Cálculo de Fuerza de Corte Última

$$Vu_{mu} = 4.218 \text{ tonne}$$

12.5.3. Cálculo del Parámetro Beta

$$Mu_{1_mu} := Md_{mu} = 3.996 \text{ tonne} \cdot m$$

$$Mu_{2_mu} := Vu_{mu} \cdot d_{v_mu} = 0.785 \text{ tonne} \cdot m$$

$$Mu_{mu} := \max(Mu_{1_mu}, Mu_{2_mu}) = 3.996 \text{ tonne} \cdot m \quad \text{momento último para corte}$$

$$\epsilon_{s_1_mu} := \frac{\left(\frac{Mu_{mu}}{d_{v_mu}} + Vu_{mu} \right)}{Es \cdot As_{f_mu}} = 1.517 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s_2_mu} := 6 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s_mu} := \min(\varepsilon_{s_1_mu}, \varepsilon_{s_2_mu}) = 1.517 \cdot 10^{-3}$$

deformación unitaria del acero

$$s_{xe} := d_{v_mu} \cdot \frac{1.38}{\frac{a_g}{\text{in}} + 0.63} = 6.206 \text{ in}$$

separación del agrietamiento

$$\beta_{mu} := \frac{4.8}{(1 + 750 \cdot \varepsilon_{s_mu})} \cdot \frac{51}{\left(39 + \frac{s_{xe}}{\text{in}}\right)} = 2.534$$

parámetro beta

12.5.4. Cálculo de la Resistencia al Corte

$$V_{c_mu} := 0.265 \cdot \beta_{mu} \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b_{v_mu} \cdot d_{v_mu}$$

$$V_{c_mu} = 20.916 \text{ tonne}$$

resistencia al corte del concreto

$$Vn_{max_mu} := 0.25 \cdot f'_c \cdot b_{v_mu} \cdot d_{v_mu}$$

$$Vn_{max_mu} = 130.326 \text{ tonne}$$

resistencia máxima de la sección al corte

$$Vn_{mu} := \min(V_{c_mu}, Vn_{max_mu}) = 20.916 \text{ tonne}$$

resistencia nominal al corte

12.5.5. Verificación de Resistencia al Corte

$$\phi_v := 0.9$$

factor de reducción por corte

$$\phi_v \cdot Vn_{mu} = 18.824 \text{ tonne}$$

resistencia nominal a la corte reducida

$$Vu_{mu} = 4.218 \text{ tonne}$$

fuerza de corte ultima

$$ratio_{corte} := \frac{Vu_{mu}}{\phi_v \cdot Vn_{mu}} = 0.224$$

ratio de diseño por corte

$$\text{if}(ratio_{corte} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

13. Diseño de la Pantalla del Estribo

13.1 Dimensiones de la Pantalla del Estribo

$$b_{pantalla} := 1 \text{ m}$$

ancho de diseño
de la pantalla

$$t_{pantalla} := 90 \text{ cm}$$

espesor de
la pantalla

$$r_{pantalla} := 7.5 \text{ cm} + 0.5 \cdot 1 \text{ in} = 8.77 \text{ cm}$$

recubrimiento
en la pantalla

$$d_{pantalla} := t_{pantalla} - r_{pantalla} = 0.812 \text{ m}$$

peralte efectivo
en la pantalla

$$h_{pantalla} := h_{estribo} - h_{zapata} = 5.9 \text{ m}$$

altura de la pantalla

13.2. Cálculo de Fuerzas Actuantes en la Pantalla del Estribo

13.2.1. Fuerza Lateral de la Carga Viva del Relleno

$$H_{LS_pa} := K_a \cdot b \cdot h_{eq} \cdot \gamma_a \cdot h_{pantalla} = 2.183 \text{ tonne}$$

fuerza lateral de la carga
viva del relleno de suelo

$$y_{LS_pa} := \frac{h_{pantalla}}{2} = 2.95 \text{ m}$$

posición vertical
del centroide

13.2.2. Fuerza Lateral del Relleno

$$H_{EH_pa} := \frac{K_a \cdot b \cdot \gamma_s \cdot h_{pantalla}^2}{2} = 10.733 \text{ tonne}$$

fuerza lateral del
relleno de suelo

$$y_{EH_pa} := \frac{h_{pantalla}}{3} = 1.967 \text{ m}$$

posición vertical
del centroide

13.2.3. Fuerza Sísmica

$$H_{EQ_pa_cal} := \frac{(K_{ae} - K_a) \cdot \gamma_s \cdot b \cdot h_{pantalla}^2}{2} = 5.957 \text{ tonne}$$

fuerza lateral sísmica
del relleno de suelo

13.2.4. Fuerza Inercial

$$w_{zapata} := \gamma_c \cdot b \cdot h_{zapata} \cdot b_{estribo} = 12.408 \text{ tonne}$$

peso de la zapata
del estribo

$$y_{zapata} := 0.5 \cdot h_{zapata} = 0.55 \text{ m}$$

posición vertical del
centroide de la zapata

$$w_{pantalla} := w_{estribo} - w_{zapata} = 9.51 \text{ tonne}$$

peso de la
pantalla

$$H_{Pir_pa_cal} := k_h \cdot w_{pantalla} = 2.378 \text{ tonne}$$

fuerza inercial
de la pantalla

13.2.5. Efecto de Combinación del Pae y Pir

$$C_1 := H_{EQ_pa_cal} + H_{EH_pa} + 0.5 \cdot H_{Pir_pa_cal}$$

$$C_2 := \max(0.5 \cdot (H_{EQ_pa_cal} + H_{EH_pa}), H_{EH_pa}) + H_{Pir_pa_cal}$$

$$F_{EQ_pa} := \text{if}(C_1 > C_2, 1, 0.5) = 1$$

factor de participación de
la fuerza sísmica del suelo

$$F_{Pir_pa} := \text{if}(C_1 > C_2, 0.5, 1) = 0.5$$

factor de participación de la fuerza inercial del parapeto

13.2.6 Fuerzas Dinámicas

$$H_{EQ_pa} := F_{EQ_pa} \cdot H_{EQ_pa_cal} = 5.957 \text{ tonne}$$

fuerza lateral sísmica actuante del suelo

$$y_{EQ_pa} := 0.6 \cdot h_{pantalla} = 3.54 \text{ m}$$

posición vertical del centroide

$$H_{Pir_pa} := F_{Pir_pa} \cdot H_{Pir_pa_cal} = 1.189 \text{ tonne}$$

fuerza inercial actuante de la pantalla

$$y_{Pir_pa} := \left(\frac{w_{zapata}}{w_{pantalla}} + 1 \right) \cdot (y_{estribo} - y_{zapata}) = 2.817 \text{ m}$$

posición vertical del centroide

13.2.7. Fuerza Horizontales del Puente

$$Cargas := \begin{bmatrix} \text{"frenado"} \\ \text{"sismo X"} \\ \text{"sismo Y"} \end{bmatrix} \quad FH_{puente} = \begin{bmatrix} 0.596 \\ 6.043 \\ 1.813 \end{bmatrix} \text{ tonne} \quad d_{FH_puente} = \begin{bmatrix} 5.8 \\ 5.8 \\ 5.8 \end{bmatrix} \text{ m}$$

13.2.8. Resumen de Cargas sobre la Pantalla del Estribo

Tipo de Carga	FH Pantalla tn/m	d _{FH_{pa}} m	Factores de Modificación		
			Servicio	Resistencia 1	Extremo
LS-H	2.183	2.95	1	1.75	0.5
EH	10.733	1.97	1	1.50	1.0
EQ	5.957	3.54	0	0	1.0
Pir	1.189	2.82	0	0	1.0
Frenado	0.596	5.80	1	1.75	0.5
Sismo X	6.043	5.80	0	0	1.0
Sismo Y	1.813	5.80	0	0	1.0

13.2.9. Cálculo de Momento en Servicio y Últimó

Tipo de Carga	Momento		
	Servicio tn.m	Resistencia 1 tn.m	Extremo tn.m
LS-H	6.44	11.27	3.22
EH	21.11	31.66	21.11
EQ	0.00	0.00	21.09
Pir	0.00	0.00	3.35
Frenado	3.46	6.05	1.73
Ssmo X	0.00	0.00	35.05
Ssmo Y	0.00	0.00	10.51
Total	31.01	48.98	96.06

Momento en Servicio = 31.01 tn.m

Momento Ultimo = 96.06 tn.m

13.2.10. Cálculo de Fuerza Cortante Ultima

Tipo de Carga	Fuerza Cortante	
	Resistencia 1 tn	Extremo tn
LS-H	3.82	1.09
EH	16.10	10.73
EQ	0.00	5.96
Pir	0.00	1.19
Frenado	1.04	0.30
Ssmo X	0.00	6.04
Ssmo Y	0.00	1.81
Total	20.96	27.12

Fuerza Cortante Ultima = 27.12tn

13.3. Diseño por Flexión de la Pantalla del Estribo

13.3.1. Cálculo del Momento de Diseño por Momento Mínimo

$$S_{pantalla} = \frac{b_{pantalla} \cdot t_{pantalla}^2}{6} = 135000 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de la sección de la pantalla

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S_{pantalla} = 49.946 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de agrietamiento
de la pantalla

$$1.33 \cdot Mu_{pa} = 127.755 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo
amplificado

$$Mu_{pa_min} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot Mu_{pa})$$

$$Mu_{pa_min} = 49.946 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo
mínimo

$$Mu_{pa} = 96.057 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo

$$Md_{pa} := \max(Mu_{pa}, Mu_{pa_min})$$

$$Md_{pa} = 96.057 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de diseño

13.3.2. Cálculo de Área de Acero por Momento Flector

Valores de prueba	$As_{req} := 1 \text{ cm}^2$	$a := 1 \text{ cm}$	$\phi_f := 1$
	$d := d_{pantalla}$	$b := b_{pantalla}$	$Md := Md_{pa} \quad \beta := 0.85$
Restricciones	$a = \frac{As_{req} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$		
	$\phi_f = \max\left(\min\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d \cdot \beta}{a} - 1\right), 0.9\right), 0.75\right)$		
	$As_{req} = \frac{Md}{\phi_f \cdot fy \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$		
Solver	$X := \text{find}(As_{req}, a, \phi_f)$		

$$As_{req_pa} := X_0 = 32.426 \text{ cm}^2$$

área de acero requerida

$$As_{var_pa} := \text{varilla: } 1'' \cdot \text{cm}^2$$

área de varilla a emplear

$$s_{req_pa} := \frac{As_{var_pa}}{As_{req_pa}} \cdot m = 15.636 \text{ cm}$$

separación requerida
de varilla

$$s_{col_pa} := \text{separacion: 15 cm}$$

separación colocada
de varilla

Refuerzo colocado para flexión es 1"@0.15

13.3.3. Verificación de Esfuerzos Admisibles

$$Ms_{act_pa} := \frac{Ms_{pa} \cdot s_{col_pa}}{m} = 4.651 \text{ tonne} \cdot m$$

momento de servicio actuante
en la separación colocada

$$\rho_{pa} := \frac{As_{var_pa}}{s_{col_pa} \cdot t_{pantalla}} = 0.00376$$

cuantía de acero

$$c_{pa} := d_{pantalla} \cdot \left(\sqrt{\rho_{pa} \cdot n \cdot (\rho_{pa} \cdot n + 2)} - \rho_{pa} \cdot n \right)$$

$$c_{pa} = 17.62 \text{ cm}$$

eje neutro

$$fs_{pa} := \frac{Ms_{act_pa}}{As_{var_pa} \cdot \left(d_{pantalla} - \frac{c_{pa}}{3} \right)} = 1217.314 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo en servicio
del acero

$$fc_{pa} := \frac{As_{var_pa} \cdot fs_{pa}}{c_{pa} \cdot s_{col_pa} \cdot 0.5} = 46.702 \frac{kg}{cm^2}$$

esfuerzo en servicio
del concreto

$$\text{if}(fs_{pa} < 0.6 \cdot fy, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(fc_{pa} < 0.45 \cdot f'c, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

13.3.4. Verificación de Separación Máxima

$$\beta_{s_pa} := 1 + \frac{r_{pantalla}}{0.7 \cdot (t_{pantalla} - r_{pantalla})} = 1.154$$

$$s_{max_pa} := \frac{125000 \cdot \gamma_c}{\beta_{s_pa} \cdot f_{s_pa}} \cdot \frac{kg}{cm} - 2 \cdot r_{pantalla} = 49.183 \text{ cm}$$

separación máxima
de varilla

$$s_{col_pa} = 15 \text{ cm}$$

separación colocada
de varilla

$$\text{if}(s_{col_pa} < s_{max_pa}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

13.4. Cálculo de Acero por Temperatura para la Pantalla del Estribo

$$As_{temp_mu_cal} := \frac{0.18 \cdot t_{pantalla} \cdot (h_{pantalla} - h_{muro})}{2 \cdot (t_{pantalla} + (h_{pantalla} - h_{muro}))} \cdot cm = 6.443 \text{ cm}^2$$

$$As_{temp_mu_req} := \min(\max(2.33 \text{ cm}^2, As_{temp_mu_cal}), 12.70 \text{ cm}^2)$$

$$As_{temp_mu_req} = 6.443 \text{ cm}^2$$

área de acero de
temperatura requerida

$$As_{temp_var_mu} := \text{varilla: } 5/8'' \cdot cm^2$$

área de varilla a emplear

$$s_{req_temp_mu} := \frac{As_{temp_var_mu}}{As_{temp_mu_req}} \cdot m = 30.73 \text{ cm}$$

separación requerida
de varilla

$$s_{col_temp_mu} := \text{separacion: } 25 \text{ cm}$$

separación colocada
de varilla

Refuerzo colocado para flexión es 5/8"@0.25

13.5. Diseño por Corte de la Pantalla de Estribo

13.5.1. Calculo Profundidad de Corte

$$b_{v_pa} := b_{pantalla}$$

ancho de diseño por corte

$$As_{f_pa} := \frac{As_{var_pa}}{s_{col_pa}} \cdot m = 33.8 \text{ cm}^2$$

área de acero por flexión

$$a := \frac{As_{f_pa} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b_{pantalla}} = 5.965 \text{ cm}$$

altura de compresión
por flexión

$$d_{v_pa_1} := d_{pantalla} - 0.5 \cdot a = 78.248 \text{ cm}$$

$$d_{v_pa_2} := 0.9 \cdot d_{pantalla} = 73.107 \text{ cm}$$

$$d_{v_pa_3} := 0.72 \cdot d_{pantalla} = 58.486 \text{ cm}$$

$$d_{v_pa} := \max(d_{v_pa_1}, d_{v_pa_2}, d_{v_pa_3}) = 78.248 \text{ cm}$$

peralte de la
profundidad de corte

13.5.2. Cálculo de Fuerza de Corte Ultima

$$Vu_{pa} = 27.124 \text{ tonne}$$

fuerza de corte ultima

13.5.3. Cálculo del Parámetro Beta

$$Mu_{1_pa} := Md_{pa} = 96.057 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{2_pa} := Vu_{pa} \cdot d_{v_pa} = 21.224 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{pa} := \max(Mu_{1_pa}, Mu_{2_pa}) = 96.057 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo
para corte

$$\epsilon_{s_1_pa} := \frac{\left(\frac{Mu_{pa}}{d_{v_pa}} + Vu_{pa} \right)}{Es \cdot As_{f_pa}} = 2.217 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s_2_pa} := 6 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s_pa} := \min(\epsilon_{s_1_pa}, \epsilon_{s_2_pa}) = 2.217 \cdot 10^{-3}$$

deformación unitaria
del acero

$$s_{ze} := d_{v_pa} \cdot \frac{1.38}{\frac{a_g}{in} + 0.63} = 26.081 \text{ in}$$

separación del
agrietamiento

$$\beta_{pa} := \frac{4.8}{(1 + 750 \cdot \varepsilon_{s_{pa}})} \cdot \frac{51}{\left(39 + \frac{s_{ze}}{\text{in}}\right)} = 1.413$$

parámetro beta

13.5.4. Cálculo de la Resistencia al Corte

$$V_{c_{pa}} := 0.265 \cdot \beta_{pa} \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b_{v_{pa}} \cdot d_{v_{pa}}$$

$$V_{c_{pa}} = 49.011 \text{ tonne}$$

resistencia al corte
del concreto

$$Vn_{max_{pa}} := 0.25 \cdot f'c \cdot b_{v_{pa}} \cdot d_{v_{pa}}$$

$$Vn_{max_{pa}} = 547.734 \text{ tonne}$$

resistencia máxima
de la sección al corte

$$Vn_{pa} := \min(V_{c_{pa}}, Vn_{max_{pa}}) = 49.011 \text{ tonne}$$

resistencia nominal
al corte

13.5.5. Verificación de Resistencia al Corte

$$\phi_v := 0.9$$

factor de reducción
por corte

$$\phi_v \cdot Vn_{pa} = 44.11 \text{ tonne}$$

resistencia nominal
a la corte reducida

$$Vu_{pa} = 27.124 \text{ tonne}$$

fuerza de corte ultima

$$ratio_{corte} := \frac{Vu_{pa}}{\phi_v \cdot Vn_{pa}} = 0.615$$

ratio de diseño por
corte

$$\text{if}(ratio_{corte} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

14. Diseño del Talón del Estribo

14.1 Dimensiones del Talón del Estribo

$b_{talón} := 1 \text{ m}$	ancho de diseño del talón
$h_{talón} := h_{zapata} = 1.1 \text{ m}$	altura del talón
$r_{talón} := 7.5 \text{ cm} + 0.5 \cdot 1 \text{ in} = 8.77 \text{ cm}$	recubrimiento del talón
$d_{talón} := h_{talón} - r_{talón} = 1.012 \text{ m}$	peralte efectivo del talón
$x_{pu_pa} := 2 \text{ m}$	longitud de la punta más el espesor de la pantalla
$l_{talón} := b_{estribo} - x_{pu_pa} = 2.7 \text{ m}$	longitud del talón

14.2 Calculo de Fuerzas Actuantes en el Talón del Estribo

14.2.1. Peso Propio del Talón

$P_{DC_ta} := \gamma_c \cdot b_{talón} \cdot h_{talón} \cdot l_{talón} = 7.128 \text{ tonne}$	peso propio del talón
$x_{DC_ta} := 0.5 \cdot l_{talón}$	posición horizontal del centroide

14.2.2. Peso del Relleno sobre el Talón

$P_{EV_ta} := \gamma_s \cdot b_{talón} \cdot A_{suelo} = 27.967 \text{ tonne}$	peso del relleno de suelo sobre el talón
$x_{EV_ta} := x_{EV} - x_{pu_pa} = 1.416 \text{ m}$	posición horizontal del centroide

14.2.3. Peso de la Carga Viva del Relleno

$P_{LS_ta} := P_{LS_v} = 2.72 \text{ tonne}$	peso de la carga viva del relleno del suelo
$x_{LS_ta} := x_{LS_v} - x_{pu_pa} = 1.475 \text{ m}$	posición horizontal del centroide

14.2.4. Factores de Modificación de Carga

$$\gamma_{DC_{ta}} := 1.25 \quad \gamma_{EV_{ta}} := 1.35 \quad \gamma_{LS_{ta}} := 1.75$$

14.2.5. Cálculo de Momento en Servicio y Últimó

$$M_{s_{ta}} := P_{DC_{ta}} \cdot x_{DC_{ta}} + P_{EV_{ta}} \cdot x_{EV_{ta}} + P_{LS_{ta}} \cdot x_{LS_{ta}}$$

$$M_{s_{ta}} = 53.236 \text{ tonne} \cdot \text{m} \quad \text{momento en servicio}$$

$$M_{u_{ta}} := \gamma_{DC_{ta}} \cdot P_{DC_{ta}} \cdot x_{DC_{ta}} + \gamma_{EV_{ta}} \cdot P_{EV_{ta}} \cdot x_{EV_{ta}} + \gamma_{LS_{ta}} \cdot P_{LS_{ta}} \cdot x_{LS_{ta}}$$

$$M_{u_{ta}} = 72.511 \text{ tonne} \cdot \text{m} \quad \text{momento ultimo}$$

14.2.6. Cálculo de Fuerza Cortante Última

$$V_{u_{ta}} := \gamma_{DC_{ta}} \cdot P_{DC_{ta}} + \gamma_{EV_{ta}} \cdot P_{EV_{ta}} + \gamma_{LS_{ta}} \cdot P_{LS_{ta}}$$

$$V_{u_{ta}} = 51.425 \text{ tonne} \quad \text{fuerza de corte ultima}$$

14.3. Diseño por Flexión del Talón del Estribo

14.3.1. Cálculo del Momento de Diseño por Momento Mínimo

$$S_{talón} := \frac{b_{talón} \cdot h_{talón}^2}{6} = 201666.667 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de
la sección del talón

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S_{talón} = 74.611 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de agrietamiento
del talón

$$1.33 \cdot M_{u_{ta}} = 96.439 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo
amplificado

$$M_{u_{ta_min}} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot M_{u_{ta}})$$

$$M_{u_{ta_min}} = 74.611 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo
mínimo

$$Mu_{ta} = 72.511 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo

$$Md_{ta} := \max(Mu_{ta}, Mu_{ta_min})$$

$$Md_{ta} = 74.611 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de diseño

14.3.2. Cálculo de Área de Acero por Momento Flector

Valores de prueba	$As_{req} := 1 \text{ cm}^2$	$a := 1 \text{ cm}$	$\phi_f := 1$
	$d := d_{talon}$	$b := b_{talon}$	$Md := Md_{ta}$ $\beta := 0.85$
Restricciones	$a = \frac{As_{req} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$		
	$\phi_f = \max\left(\min\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d \cdot \beta}{a} - 1\right), 0.9\right), 0.75\right)$		
	$As_{req} = \frac{Md}{\phi_f \cdot fy \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$		
Solver	$X := \text{find}(As_{req}, a, \phi_f)$		

$$As_{req_ta} := X_0 = 19.842 \text{ cm}^2$$

área de acero requerida

$$As_{var_ta} := \text{varilla: } 1'' \text{ } \cdot \text{cm}^2$$

área de varilla a emplear

$$s_{req_ta} := \frac{As_{var_ta}}{As_{req_ta}} \cdot \text{m} = 25.552 \text{ cm}$$

separación requerida de varilla

$$s_{col_ta} := \text{separacion: } 15 \text{ cm}$$

separación colocada de varilla

Refuerzo colocado para flexión es 1"@0.15

14.3.3. Verificación de Esfuerzos Admisibles

$$M_{s_{act_ta}} := \frac{M_{s_{ta}} \cdot s_{col_ta}}{m} = 7.985 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de servicio actuante
en separación colocada

$$\rho_{ta} := \frac{A_{s_{var_ta}}}{s_{col_ta} \cdot h_{talon}} = 0.00307$$

cuantía de acero

$$c_{ta} := d_{talon} \cdot \left(\sqrt{\rho_{ta} \cdot n \cdot (\rho_{ta} \cdot n + 2)} - \rho_{ta} \cdot n \right)$$

$$c_{ta} = 20.095 \text{ cm}$$

eje neutro

$$f_{s_{ta}} := \frac{M_{s_{act_ta}}}{A_{s_{var_ta}} \cdot \left(d_{talon} - \frac{c_{ta}}{3} \right)} = 1666.134 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio
del acero

$$f_{c_{ta}} := \frac{A_{s_{var_ta}} \cdot f_{s_{ta}}}{c_{ta} \cdot s_{col_ta} \cdot 0.5} = 56.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio
del concreto

$$\text{if}(f_{s_{ta}} < 0.6 \cdot f_y, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(f_{c_{ta}} < 0.45 \cdot f'_c, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

14.3.4. Verificación de Separación Máxima

$$\beta_{s_ta} := 1 + \frac{r_{talon}}{0.7 \cdot (h_{talon} - r_{talon})} = 1.124$$

$$s_{max_ta} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_{s_ta} \cdot f_{s_{ta}}} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}} - 2 \cdot r_{talon} = 32.531 \text{ cm}$$

separación máxima
de varillas

$$s_{col_ta} = 15 \text{ cm}$$

separación colocada
de varilla

$$\text{if}(s_{col_ta} < s_{max_ta}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

14.4. Cálculo de Acero por Temperatura para el Talón del Estribo

$$A_{s_{temp_mu_cal}} := \frac{0.18 \cdot l_{talon} \cdot h_{talon}}{2 \cdot (l_{talon} + h_{talon})} \cdot cm = 7.034 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{temp_mu_req}} := \min(\max(2.33 \text{ cm}^2, A_{s_{temp_mu_cal}}), 12.70 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s_{temp_mu_req}} = 7.034 \text{ cm}^2$$

área de acero por
temperatura requerida

$$A_{s_{temp_var_mu}} := \text{varilla: } 5/8'' \cdot cm^2$$

área de varilla a emplear

$$s_{req_temp_mu} := \frac{A_{s_{temp_var_mu}}}{A_{s_{temp_mu_req}}} \cdot m = 28.148 \text{ cm}$$

separación requerida
de varilla

$$s_{col_temp_mu} := \text{separacion: } 25 \text{ cm}$$

separación colocada
de varilla

Refuerzo colocado para flexión es 5/8"@0.25

14.5. Diseño por Corte del Talón del Estribo

14.5.1. Calculo Profundidad de Corte

$$b_{v_ta} := b_{talon}$$

ancho de diseño
por corte

$$A_{s_{f_ta}} := \frac{A_{s_{var_ta}}}{s_{col_ta}} \cdot m = 33.8 \text{ cm}^2$$

área de acero
por flexión

$$a := \frac{A_{s_{f_ta}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{talon}} = 5.965 \text{ cm}$$

altura de compresión
por flexión

$$d_{v_ta_1} := d_{talon} - 0.5 \cdot a = 98.248 \text{ cm}$$

$$d_{v_ta_2} := 0.9 \cdot d_{talon} = 91.107 \text{ cm}$$

$$d_{v_ta_3} := 0.72 \cdot d_{talon} = 72.886 \text{ cm}$$

$$d_{v_ta} := \max(d_{v_ta_1}, d_{v_ta_2}, d_{v_ta_3}) = 98.248 \text{ cm}$$

peralte de la profundidad de corte

14.5.2. Cálculo de Fuerza de Corte Ultima

$$Vu_{ta} = 51.425 \text{ tonne}$$

fuerza de corte ultima

14.5.3. Cálculo del Parámetro Beta

$$Mu_{1_ta} := Md_{ta} = 74.611 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{2_ta} := Vu_{ta} \cdot d_{v_ta} = 50.524 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{ta} := \max(Mu_{1_ta}, Mu_{2_ta}) = 74.611 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo para corte

$$\epsilon_{s_1_ta} := \frac{\left(\frac{Mu_{ta}}{d_{v_ta}} + Vu_{ta}\right)}{Es \cdot As_{f_ta}} = 1.884 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s_2_ta} := 6 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s_ta} := \min(\epsilon_{s_1_ta}, \epsilon_{s_2_ta}) = 1.884 \cdot 10^{-3}$$

deformación unitaria del acero

$$s_{ze} := d_{v_ta} \cdot \frac{1.38}{\frac{a_g}{in} + 0.63} = 32.748 \text{ in}$$

separación del agrietamiento

$$\beta_{ta} := \frac{4.8}{(1 + 750 \cdot \epsilon_{s_ta})} \cdot \frac{51}{\left(39 + \frac{s_{ze}}{in}\right)} = 1.414$$

parámetro beta

14.5.4. Cálculo de la Resistencia al Corte

$$V_{c_ta} := 0.265 \cdot \beta_{ta} \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kg}{cm^2}} \cdot b_{v_ta} \cdot d_{v_ta}$$

$$V_{c_ta} = 61.599 \text{ tonne}$$

resistencia al corte
del concreto

$$Vn_{max_ta} := 0.25 \cdot f'c \cdot b_{v_ta} \cdot d_{v_ta}$$

$$Vn_{max_ta} = 687.734 \text{ tonne}$$

resistencia máxima
de la sección al corte

$$Vn_{ta} := \min(V_{c_ta}, Vn_{max_ta}) = 61.599 \text{ tonne}$$

resistencia nominal
al corte

14.5.5. Verificación de Resistencia al Corte

$$\phi_v := 0.9$$

factor de reducción
por corte

$$\phi_v \cdot Vn_{ta} = 55.44 \text{ tonne}$$

resistencia nominal
a la corte reducida

$$Vu_{ta} = 51.425 \text{ tonne}$$

fuerza de corte ultima

$$ratio_{corte} := \frac{Vu_{ta}}{\phi_v \cdot Vn_{ta}} = 0.928$$

ratio de diseño por
corte

$$\text{if}(ratio_{corte} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

15. Diseño de la Punta del Estribo

15.1 Dimensiones de la Punta del Estribo

$$b_{punta} := 1 \text{ m}$$

ancho de diseño
de la punta

$$h_{punta} := h_{zapata} = 1.1 \text{ m}$$

altura de la punta

$$r_{punta} := 7.5 \text{ cm} + 0.5 \cdot 1 \text{ in} = 8.77 \text{ cm}$$

recubrimiento
de la punta

$$d_{punta} := h_{punta} - r_{punta} = 1.012 \text{ m}$$

peralte efectivo
de la punta

$$l_{punta} := 1 \text{ m}$$

longitud de
la punta

15.2 Calculo de Fuerzas Actuantes en la Punta del Estribo

15.2.1. Cálculo de Momento en Servicio y Últimó

$$Ms_{pu} := 0.5 \cdot q_{ser} \cdot b_{punta} \cdot l_{punta}^2$$

$$Ms_{pu} = 10.381 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento en servicio

$$Mu_{pu} := 0.5 \cdot q_{ult} \cdot b_{punta} \cdot l_{punta}^2$$

$$Mu_{pu} = 23.943 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo

15.2.2. Cálculo de Fuerza Cortante Ultima

$$Vu_{pu} := q_{ser} \cdot b_{punta} \cdot l_{punta}$$

$$Vu_{pu} = 20.761 \text{ tonne}$$

fuerza de corte ultima

15.3. Diseño por Flexión de la Punta del Estribo

15.3.1. Cálculo del Momento de Diseño por Momento Mínimo

$$S_{punta} := \frac{b_{punta} \cdot h_{punta}^2}{6} = 201666.667 \text{ cm}^3$$

modulo elástico de la
sección de la punta

$$M_{cr} := 1.1 \cdot fr \cdot S_{punta} = 74.611 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de agrietamiento
de la punta

$$1.33 \cdot Mu_{pu} = 31.844 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo
amplificado

$$Mu_{pu_min} := \min(M_{cr}, 1.33 \cdot Mu_{pu})$$

$$Mu_{pu_min} = 31.844 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo
mínimo

$$Mu_{pu} = 23.943 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo

$$Md_{pu} := \max(Mu_{pu}, Mu_{pu_min})$$

$$Md_{pu} = 31.844 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de diseño

15.3.2. Cálculo de Área de Acero por Momento Flector

Valores de prueba	$As_{req} := 1 \text{ cm}^2$	$a := 1 \text{ cm}$	$\phi_f := 1$
	$d := d_{punta}$	$b := b_{punta}$	$Md := Md_{pu} \quad \beta := 0.85$
Restricciones	$a = \frac{As_{req} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$		
	$\phi_f = \max\left(\min\left(0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d \cdot \beta}{a} - 1\right), 0.9\right), 0.75\right)$		
	$As_{req} = \frac{Md}{\phi_f \cdot fy \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$		
Solver	$X := \text{find}(As_{req}, a, \phi_f)$		

$$As_{req_pu} := X_0 = 8.383 \text{ cm}^2$$

área de acero requerido

$$As_{var_pu} := \text{varilla: } 5/8'' \cdot \text{cm}^2$$

área de varilla a emplear

$$s_{req_pu} := \frac{As_{var_pu}}{As_{req_pu}} \cdot \text{m} = 23.619 \text{ cm}$$

separación requerida
de varilla

$$s_{col_pu} := \text{separacion: 25 cm}$$

separación colocada
de varilla

Refuerzo colocado para flexión es 5/8"@0.25

15.3.3. Verificación de Esfuerzos Admisibles

$$Ms_{act_pu} := \frac{Ms_{pu} \cdot s_{col_pu}}{m} = 2.595 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento de servicio actuante
en separación colocada

$$\rho_{pu} := \frac{As_{var_pu}}{s_{col_pu} \cdot h_{punta}} = 0.00072$$

cuantía de acero

$$c_{pu} := d_{punta} \cdot \left(\sqrt{\rho_{pu} \cdot n \cdot (\rho_{pu} \cdot n + 2)} - \rho_{pu} \cdot n \right)$$

$$c_{pu} = 10.298 \text{ cm}$$

eje neutro

$$fs_{pu} := \frac{Ms_{act_pu}}{As_{var_pu} \cdot \left(d_{punta} - \frac{c_{pu}}{3} \right)} = 1340.215 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio
del acero

$$fc_{pu} := \frac{As_{var_pu} \cdot fs_{pu}}{c_{pu} \cdot s_{col_pu} \cdot 0.5} = 20.615 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo en servicio
del concreto

$$\text{if}(fs_{pu} < 0.6 \cdot fy, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(fc_{pu} < 0.45 \cdot f'c, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

15.3.4. Verificación de Separación Máxima

$$\beta_{s_pu} := 1 + \frac{r_{punta}}{0.7 \cdot (h_{punta} - r_{punta})} = 1.124$$

$$s_{max_pu} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_{s_pu} \cdot fs_{pu}} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}} - 2 \cdot r_{talon} = 44.707 \text{ cm}$$

separación máxima
de varilla

$$s_{col_pu} = 25 \text{ cm}$$

separación colocada
de varilla

$$\text{if}(s_{col_ta} < s_{max_ta}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

15.4. Cálculo de Acero por Temperatura

$$As_{temp_pu_cal} := \frac{0.18 \cdot l_{punta} \cdot h_{punta}}{2 \cdot (l_{punta} + h_{punta})} \cdot cm = 4.714 \text{ cm}^2$$

$$As_{temp_pu_req} := \min(\max(2.33 \text{ cm}^2, As_{temp_pu_cal}), 12.70 \text{ cm}^2)$$

$$As_{temp_pu_req} = 4.714 \text{ cm}^2$$

área de acero requerido

$$As_{temp_var_pu} := \text{varilla: } 5/8'' \cdot cm^2$$

área de varilla a emplear

$$s_{req_temp_pu} := \frac{As_{temp_var_pu}}{As_{temp_pu_req}} \cdot m = 42 \text{ cm}$$

separación requerida
de varilla

$$s_{col_temp_pu} := \text{separacion: } 30 \text{ cm}$$

separación colocada
de varilla

Refuerzo colocado para flexión es 5/8"@0.30

15.5. Diseño por Corte de la Pantalla de Estribo

15.5.1. Calculo Profundidad de Corte

$$b_{v_pu} := b_{punta}$$

ancho de diseño
por corte

$$As_{f_pu} := \frac{As_{var_pu}}{s_{col_pu}} \cdot m = 7.92 \text{ cm}^2$$

área de acero
por flexión

$$a := \frac{As_{f_pu} \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b_{punta}} = 1.398 \text{ cm}$$

altura de compresión
por flexión

$$d_{v_pu_1} := d_{punta} - 0.5 \cdot a = 100.531 \text{ cm}$$

$$d_{v_pu_2} := 0.9 \cdot d_{punta} = 91.107 \text{ cm}$$

$$d_{v_pu_3} := 0.72 \cdot d_{punta} = 72.886 \text{ cm}$$

$$d_{v_pu} := \max(d_{v_pu_1}, d_{v_pu_2}, d_{v_pu_3}) = 100.531 \text{ cm}$$

peralte de la profundidad de corte

15.5.2. Cálculo de Fuerza de Corte Última

$$Vu_{pu} = 20.761 \text{ tonne}$$

fuerza de corte ultima

15.5.3. Cálculo del Parámetro Beta

$$Mu_{1_pu} := Md_{pu} = 31.844 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{2_pu} := Vu_{pu} \cdot d_{v_pu} = 20.872 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

$$Mu_{pu} := \max(Mu_{1_pu}, Mu_{2_pu}) = 31.844 \text{ tonne} \cdot \text{m}$$

momento ultimo para corte

$$\varepsilon_{s_1_pu} := \frac{\left(\frac{Mu_{pu}}{d_{v_pu}} + Vu_{pu} \right)}{Es \cdot As_{f_pu}} = 3.31 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s_2_pu} := 6 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s_pu} := \min(\varepsilon_{s_1_pu}, \varepsilon_{s_2_pu}) = 3.31 \cdot 10^{-3}$$

deformación unitaria del acero

$$s_{ze} := d_{v_pu} \cdot \frac{1.38}{\frac{a_g}{\text{in}} + 0.63} = 33.509 \text{ in}$$

separación del agrietamiento

$$\beta_{pu} := \frac{4.8}{(1 + 750 \cdot \varepsilon_{s_pu})} \cdot \frac{51}{\left(39 + \frac{s_{ze}}{\text{in}} \right)} = 0.969$$

parámetro beta

15.5.4. Cálculo de la Resistencia al Corte

$$V_{c_pu} := 0.265 \cdot \beta_{pu} \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kg}{cm^2}} \cdot b_{v_pu} \cdot d_{v_pu}$$

$$V_{c_pu} = 43.213 \text{ tonne}$$

resistencia al corte
del concreto

$$Vn_{max_pu} := 0.25 \cdot f'c \cdot b_{v_pu} \cdot d_{v_pu}$$

$$Vn_{max_pu} = 703.718 \text{ tonne}$$

resistencia máxima
de la sección al corte

$$Vn_{pu} := \min(V_{c_pu}, Vn_{max_pu}) = 43.213 \text{ tonne}$$

resistencia nominal
al corte

15.5.5. Verificación de Resistencia al Corte

$$\phi_v := 0.9$$

factor de reducción
por corte

$$\phi_v \cdot Vn_{pu} = 38.892 \text{ tonne}$$

resistencia nominal
a la corte reducida

$$Vu_{pu} = 20.761 \text{ tonne}$$

fuerza de corte ultima

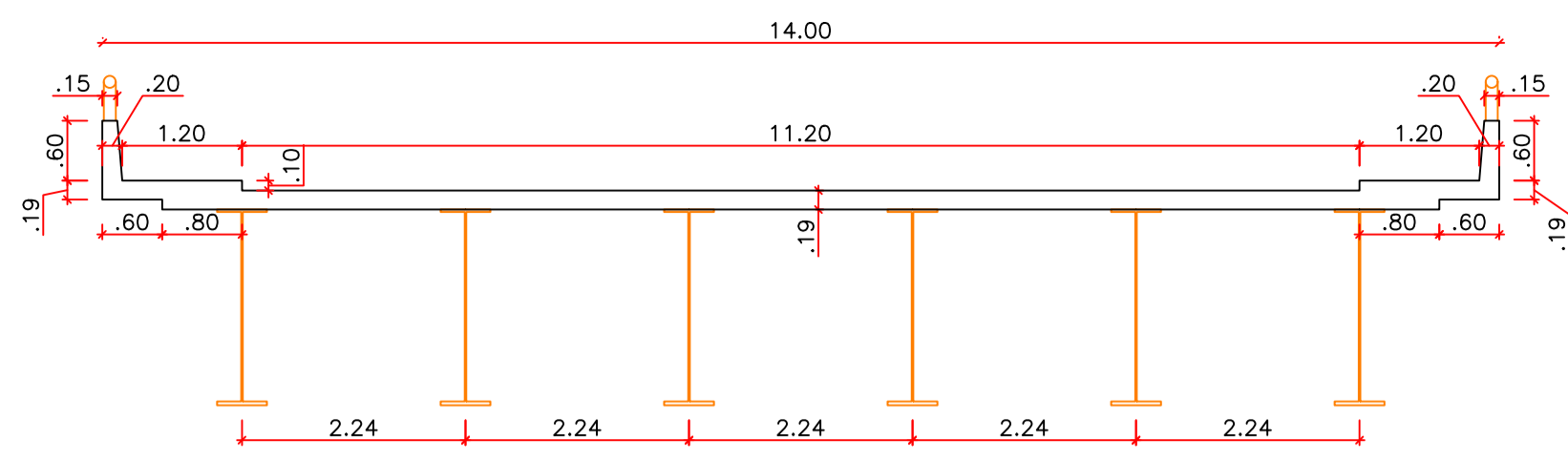
$$ratio_{corte} := \frac{Vu_{pu}}{\phi_v \cdot Vn_{pu}} = 0.534$$

ratio de diseño por
corte

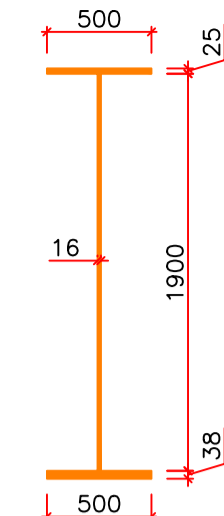
$$\text{if}(ratio_{corte} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Plano Estructural del Puente

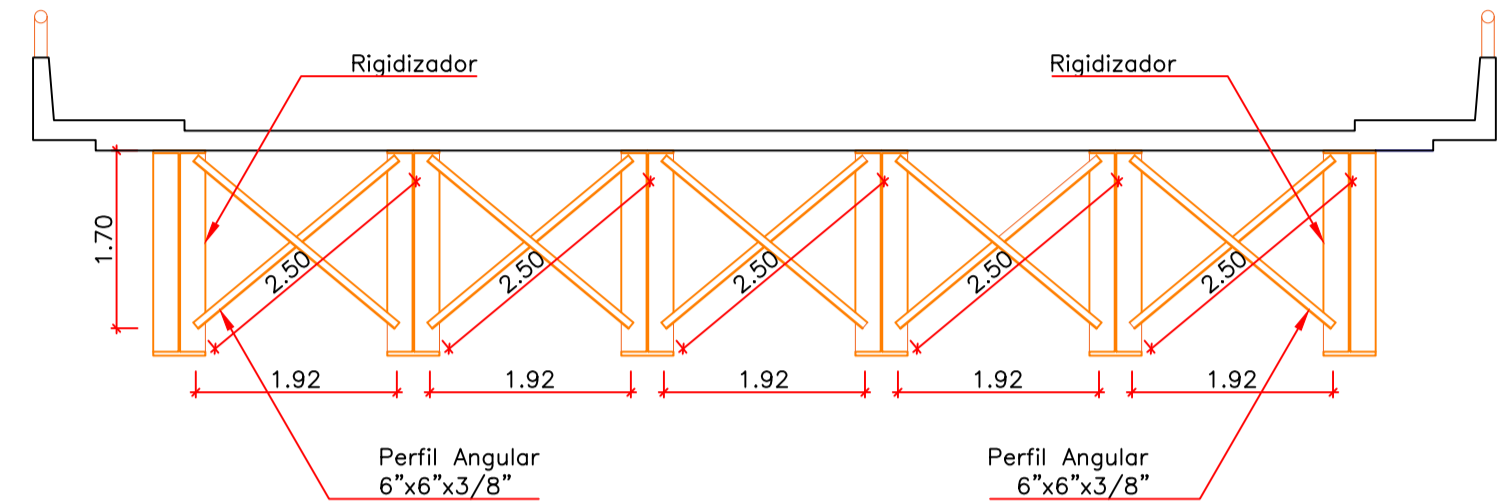




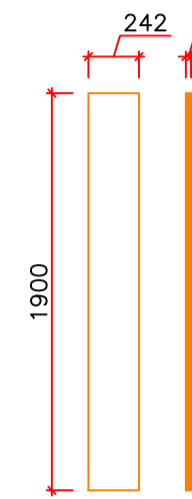
SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE
ESC 1:100



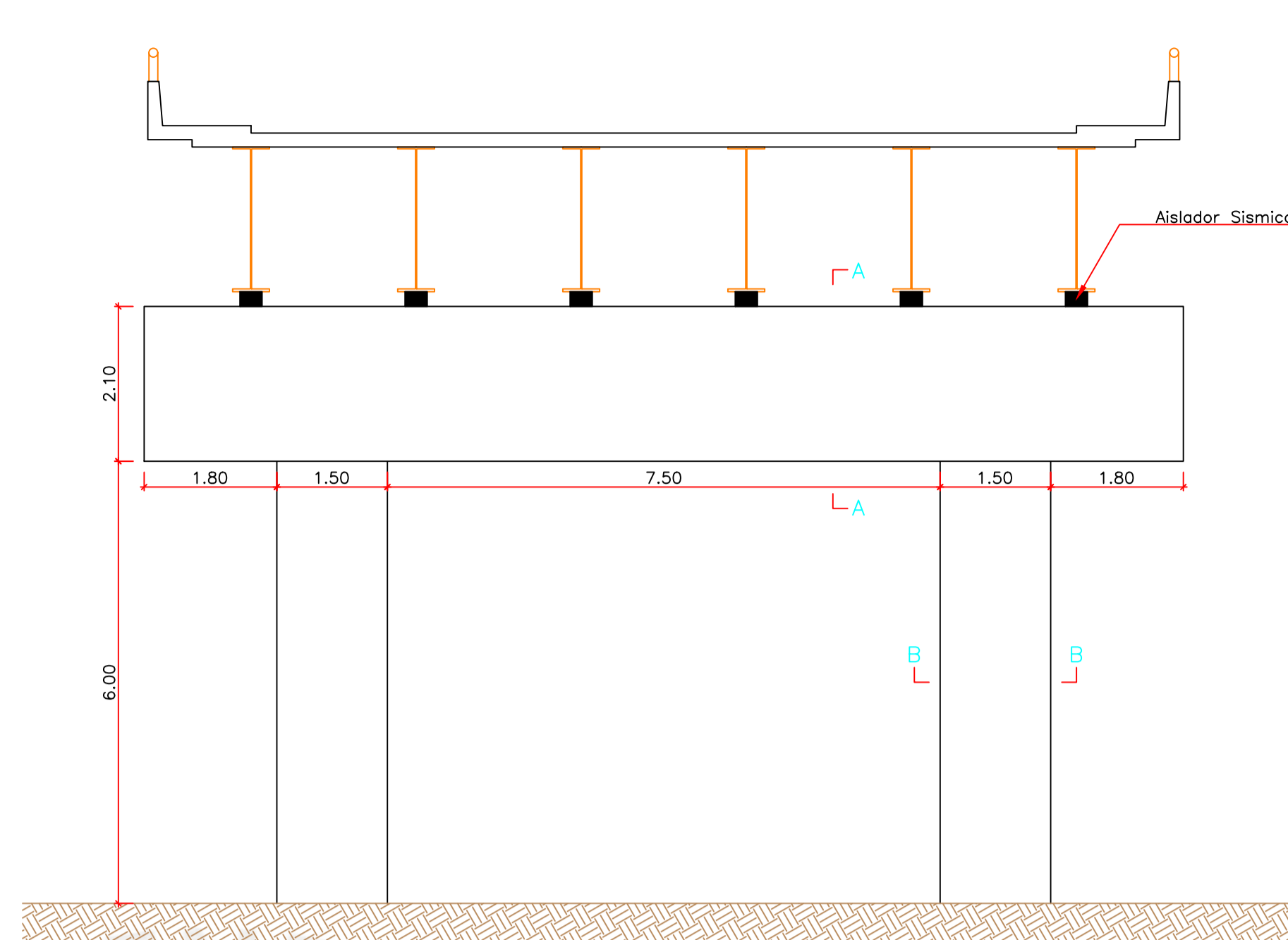
SECCION DE VIGA METALICA
ESC 1:50



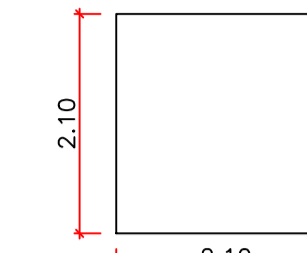
VISTA EN ELEVACION DEL DIAFRAGMA DEL PUENTE
ESC 1:100



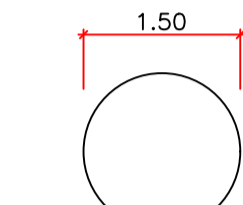
SECCION DEL RIGIDIZADOR
ESC 1:50



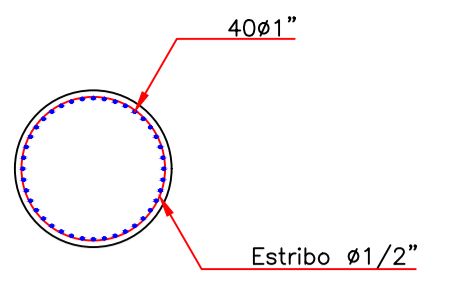
VISTA EN ELEVACION DEL PORTICO DEL PUENTE
VIGA CABEZAL Y PILARES
ESC 1:100



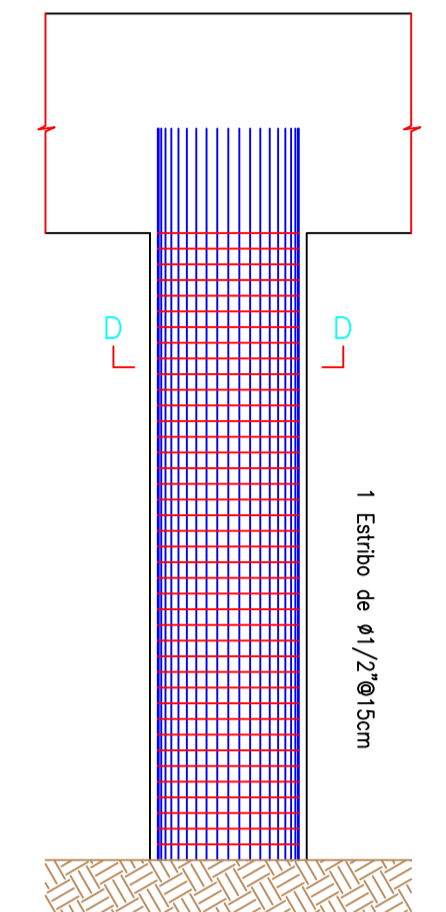
DETALLE DE A-A
ESC 1:100



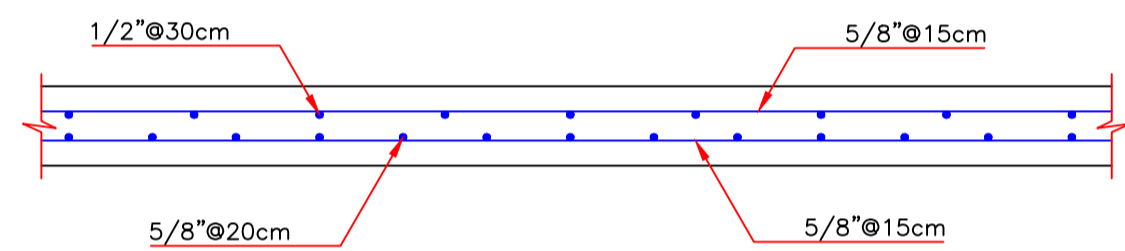
DETALLE DE B-B
ESC 1:100



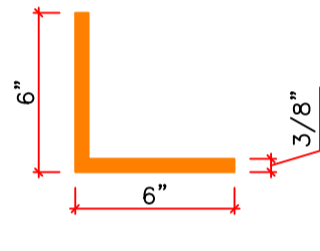
DETALLE DE D-D
ESC 1:100



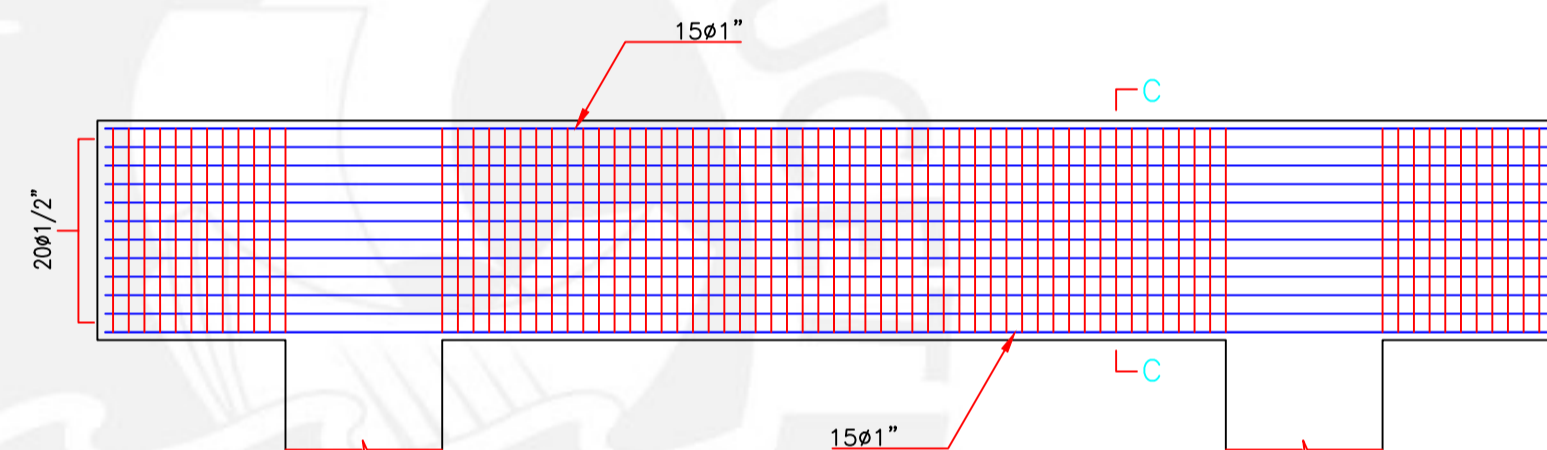
DETALLE DE ARMADO DEL PILAR
ESC 1:100



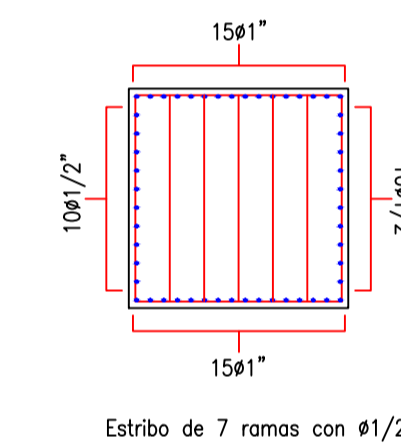
DETALLE DE ARMADO DE LA LOSA DEL PUENTE
ESC 1:25



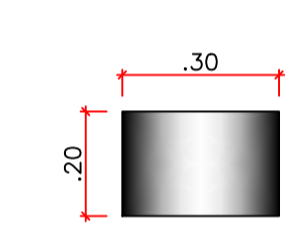
SECCION DEL PERFIL ANGULAR
ESC 1:10



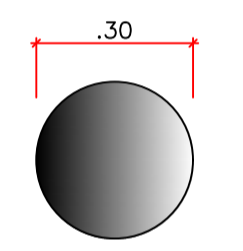
DETALLE DE ARMADO DE LA VIGA CABEZAL
ESC 1:100



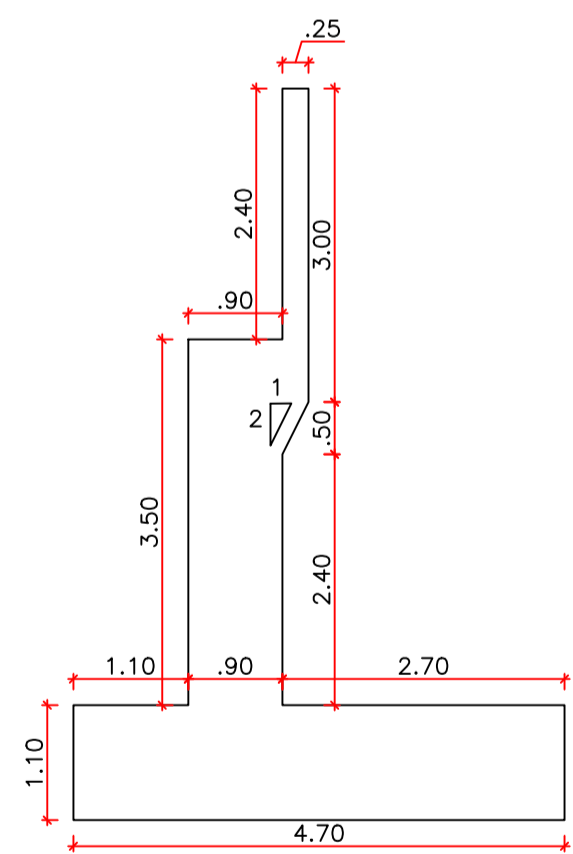
DETALLE C-C
ESC 1:100



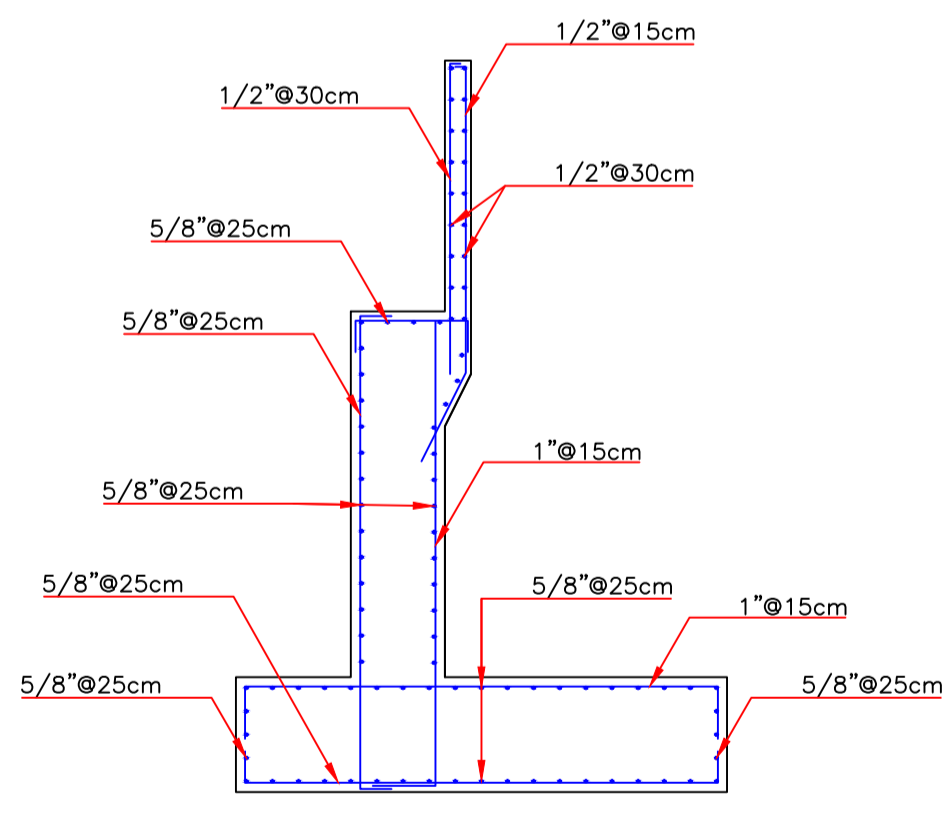
VISTA EN ELEVACION
DEL AISLADOR
ESC 1:20



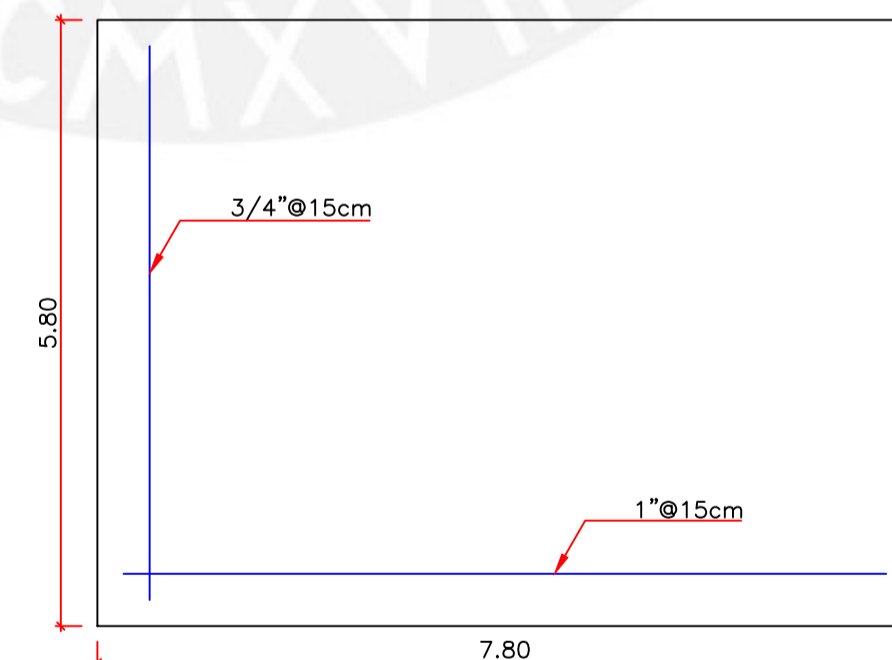
VISTA EN PLANTA
DEL AISLADOR
ESC 1:20



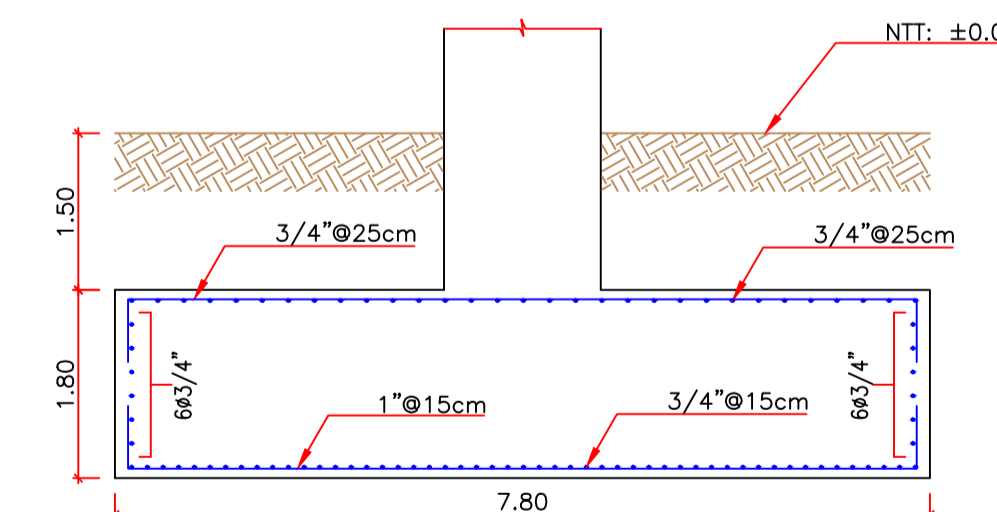
VISTA EN ELEVACION DEL ESTRIBO
ESC 1:100



DETALLE DE ARMADO DE ESTRIBO
ESC 1:5



VISTA EN PLANTA DE LA ZAPATA
ESC 1:100



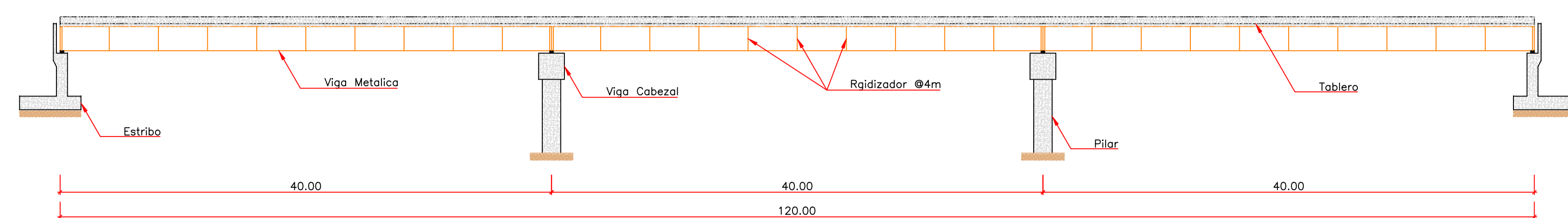
DETALLE DE ARMADO DE LA ZAPATA
ESC 1:100

ESPECIFICACIONES TECNICAS ESTRUCTURAS METALICAS

Materiales: Perfiles y Planchas ASTM A709 – Grado 50
Pernos ASTM A325
Electrodos de la serie E-70

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACION

Tipo de cimentacion:	Zapata aislada y Estribo
Presion admisible:	2.3 kg/cm ²
Profundidad de cimentacion:	1.50 m a partir del nivel natural del terreno
Factor de seguridad:	3
Estrato de suelo:	Suelo gravoso
Asentamiento:	Despreciable
Agresividad del suelo:	Despreciable



VISTA EN ELEVACION DEL PUENTE
ESC 1:250

ESPECIFICACIONES TECNICAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

Resistencia:

f'c: 280 kg/cm²
fy: 4200 kg/cm²

Materiales:

Cemento Portland Tipo I
Acero Corrugado ASTM A615

Recubrimientos:

Losa: 5.0 cm
Viga: 5.0 cm
Pilar: 5.0 cm
Zapata: 7.5 cm
Parapeto: 5.0 cm
Estribo: 7.5 cm

PROYECTO DE TESIS:	PROTECCION SISMICA DE UN PUENTE CONTINUO CON AISLADORES
PRESENTADO POR EL BACHILLER:	RUBEN DARIO ORDOÑEZ LIMA
ASESOR:	ING. JOSE ALBERTO ACERO MARTINEZ
PLANO:	GENERAL DEL PUENTE, DETALLES DEL PUENTE Y ESPECIFICACIONES

LAMINA

E:01