



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Análisis estructural de un puente de arco de tablero superior de
concreto en el río Vilcanota, Maranura – Cusco

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Huamani Zavalla, Diego Paul

ORCID: 0000-0002-8211-9157

Condori Lopez, Jose Luis

ORCID: 0000-0002-7455-727X

ASESOR

Gárate Cáceres, Francisco Héctor

ORCID: 0000-0003-0413-3399

Lima, Perú

2022

Metadatos Complementarios

Datos del autor(es)

Condori Lopez, Jose Luis

DNI: 45531318

Huamani Zavalla, Diego Paul

DNI: 70798068

Datos de asesor

Gárate Cáceres, Francisco Héctor

DNI: 07640930

Datos del jurado

JURADO 1

Carmenates Hernandez, Dayma Sadami

DNI: 02944620

ORCID: 0000-0001-5482-7562

JURADO 2

López Silva, Maiquel

DNI: 02946058

ORCID: 0000-0002-0946-6160

JURADO 3

Donayre Córdova, Oscar Eduardo

DNI: 06162939

ORCID: 0000-0002-4778-3789

Datos de la investigación

Campo del conocimiento OCDE: 02.01.01

Código del Programa: 732016

DEDICATORIA

A mis padres Gregorio y María por su apoyo incondicional en toda mi formación profesional porque siempre confiaron en mí, por estar siempre conmigo en cada paso que doy, por ser un ejemplo de superación, humildad y sacrificio, siempre me impulsaron a cumplir mis metas. Les estaré eternamente agradecido.

A mis hermanas por su apoyo constante, por las palabras de motivación para seguir adelante y conseguir mis objetivos, enseñándome que con esfuerzo y sacrificio se alcanzan las metas.

Diego Paul Huamani Zavalla

Esta Tesis en primer lugar la dedico a mi madre Justina López Romero y mi padre Faustino Condori Tipula, que dios lo tiene en su gloria y sé que se encuentra muy orgulloso de su mí y desde donde esta me bendice, quienes siempre confiaron en mí, brindándome consejos y su apoyo a largo de mi vida motivándome a lograr todo lo que me propongo.

Jose Luis Condori Lopez

AGRADECIMIENTO

Nuestro sincero agradecimiento a nuestra alma mater, por habernos brindado los conocimientos de esta maravillosa carrera; a Provias Nacional por facilitarnos el expediente técnico; y a todas personas que de alguna manera nos apoyaron en el desarrollo de la tesis, entre ellos docentes y familiares.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	i
ABSTRACT.....	ii
INTRODUCCIÓN	iii
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos.....	1
1.2 Objetivo general y específicos.....	2
1.2.1 Objetivos generales	2
1.2.2 Objetivos específicos... ..	2
1.3 Delimitación de la investigación	2
1.3.1 Delimitación temporal	2
1.3.2 Delimitación espacial.....	3
1.3.3 Delimitación temática	3
1.4 Justificaciones e importancia.....	3
1.4.1 Justificación teórica	3
1.4.2 Justificación práctica.....	4
1.4.3 Justificación social	4
1.4.4 Importancia	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1 Antecedentes del estudio de investigación.....	5
2.1.1 Antecedentes internacionales.....	5
2.1.2 Antecedentes nacionales	6
2.2 Bases teóricas vinculadas a la variable o variables de estudio.	8
2.2.1 Consideraciones Generales	8
2.2.2 Cargas	20
2.2.3 Fuerza Centrífuga.....	25
2.2.4 Fuerza de Frenado (BR).....	25
2.2.5 Carga sobre veredas, barandas y sardineles.	26
2.2.6 Fuerza de Colisión de un Vehículo: CT.....	28
2.2.7 Cargas Hidráulicas: WA	28
2.2.8 Carga de Viento: WL y WS	31
2.2.9 Efectos Sísmicos: EQ.....	37
2.2.10 Diseño de Puentes Arco de Tablero Superior	40

2.3 Definición de términos básicos.....	43
CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS	44
3.1 Hipótesis	44
3.1.1 Hipótesis principal	44
3.1.2 Hipótesis secundaria	44
3.2 Variable.....	44
3.2.1 Definición conceptual de las variables	44
3.2.2 Operacionalización de las variables.....	45
CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE ESTUDIO	46
4.1 Tipo y nivel.....	46
4.1.1 Tipo.....	46
4.1.2 Nivel.....	46
4.2 Diseño de investigación	46
4.3 Población y muestra.....	47
4.3.1 Población.....	47
4.3.2 Muestra	47
4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.	47
4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos	47
4.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos.	48
4.4.3 Procedimientos para la recolección de datos.	49
4.5 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.....	51
CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	52
5.1 Definición de los materiales	52
5.1.1 Materiales.....	52
5.2 Geometría del puente	52
5.3 Metrado de cargas.....	53
5.3.1 Cargas Permanentes	53
5.3.2 Cargas Vivas	53
5.3.3 Cargas de Viento.....	53
5.3.4 Acciones Térmicas	53
5.3.5 Fluencia y Retracción	53
5.3.6 Acciones Sísmicas	53
5.3.7 Cargas de tráfico	54

5.3.8 Cargas sísmicas	54
5.4 Combinaciones de cargas	55
5.5 Definición de las condiciones de contorno	55
5.5.1 Condiciones de Borde	55
5.5.2 Directriz y flechas del arco	55
5.6 Diseño de la Demanda sísmica	56
5.7 Fuerzas cortantes en las columnas	61
5.8 Fuerzas axiales en el arco.	61
5.9 Momentos en el arco.....	63
5.10 Análisis por demanda.....	65
5.11 Comparación de esfuerzos del análisis realizado con el expediente	66
5.12 Diseño por Desempeño Sísmico	73
5.12.1 Introducción	73
5.12.2 Concreto Confinado	74
5.12.3 Acero Estructural	77
5.12.4 Rótulas Plásticas	89
5.13 Discusión de Resultados	98
5.14 Contratación de hipótesis	99
5.14.1 Hipótesis general.....	99
5.14.2 Hipótesis específicas	99
CONCLUSIONES	101
RECOMENDACIONES	102
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	103
ANEXOS.....	105
Anexo 01: Cronograma de actividades y presupuesto	105
Anexo 02: Presupuesto para la tesis	106
Anexo 03: Matriz de variable	107
Anexo 04: matriz de consistencia	108
Anexo 05: Matriz de rigidez de un arco circular	109
Anexo 06: Plano de detalle - corte del tablero.....	110
Anexo 07: Plano de detalle - refuerzo de tablero.....	111
Anexo 08: Plano de detalle - despiece refuerzo de tablero.....	112
Anexo 09: Plano de detalle - refuerzo de tablero por pilar	113
Anexo 10: Plano de detalle - estribo 01 alzado frontal.....	114

Anexo 11: Plano de detalle - estribo 02 alzado frontal.....	115
Anexo 12: Plano de detalle - estribo 02 sección A-A.....	116
Anexo 13: Plano de detalle - estribo 01 sección A-A.....	117
Anexo 14: Plano de detalle - alzado sección de arco.....	118
Anexo 15: Plano de detalle - alzado esquemático	119
Anexo 16: Plano de detalle - alzado frontal y lateral de pilar 01.....	120
Anexo 17: Plano de detalle - sección transversal de pilar.	121
Anexo 18: Plano de detalle - refuerzo de pilar	122
Anexo 19: Plano de detalle - sección longitudinal del arco A-A.....	123
Anexo 20: Plano de detalle - sección B-B	124
Anexo 21: Combinaciones de carga y Factor de carga.....	125
Anexo 22: Carta de autorización	126

ÍNDICE DE TABLA

Tabla 1: Pesos unitarios de materiales (resumen).....	21
Tabla 2: Factor m de presencia múltiple.....	23
Tabla 3: Factor de incremento por carga dinámica IM.....	24
Tabla 4: Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular	27
Tabla 5: Coeficiente de arrastre	29
Tabla 6: Coeficiente de arrastre lateral	30
Tabla 7: Valores de V_0 y Z_0	32
Tabla 8: Exposición a la presión y coeficientes de elevación, K_z	33
Tabla 9: Presiones básicas P_E correspondientes a $V_B = 160$ km/h.....	34
Tabla 10: P_B para distintos ángulos de ataque con $V_B = 160$ km/h	34
Tabla 11: Componentes del viento en la sobrecarga	36
Tabla 12: Componentes del viento en la sobrecarga	52
Tabla 13: Valores de factor de sitio F_{pga} en period-cero en el Espectro de Aceleración	57
Tabla 14: Valores de factor de sitio F_a para rango de periodo corto en el Espectro	57
Tabla 15: Valores de factor de sitio F_v para rango de periodo largo en el Espectro	58
Tabla 16: Fuerzas cortantes en las columnas.....	61
Tabla 18: Fuerzas cortantes S_y para $Tr = 1000$ años.....	62
Tabla 19: Momento flector S_x para $Tr = 1000$ años.....	63
Tabla 20: Momento flector S_y para $Tr = 1000$ años.....	64
Tabla 22: Momentos positivos por carga viva (Franja interior)	68
Tabla 23: Valores de K para la longitud efectiva de arcos	72
Tabla 24: Valores para diagrama de esfuerzos	77
Tabla 25: Resumen de Metrados – Puente Maranura	93
Tabla 26: Resumen de Metrados – Puente Maranura	94
Tabla 27: Resumen de Metrados – Puente Maranura	95
Tabla 28: Resumen de Metrados – Puente Maranura	96
Tabla 29: Resumen de Metrados – Puente Maranura	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ubicación del puente Maranura	3
Figura 2: Planta general del puente.....	8
Figura 3: Alzado general del puente	9
Figura 4: Sección tipo tablero del puente	9
Figura 5: Elementos de la Sección Transversal de un puente.....	13
Figura 6: Elementos de la Sección Transversal de un puente.....	14
Figura 7: Aceras peatonales típicas	15
Figura 8: Aceras peatonales típicas	16
Figura 9: Aceras peatonales típicas	17
Figura 10: Losa de transición.....	18
Figura 11: Drenaje Transversal de un puente	18
Figura 12: Gálibo vertical y distancia libre entre fondo del puente y nivel máximo de aguas.....	19
Figura 14: Camión de diseño	22
Figura 15: Tándem HL-93	22
Figura 16: Carga de carril HL-93	22
Figura 17: Camiones H10 y H5	25
Figura 18: Fuerzas de diseño de una baranda metálica, ubicación en altura y longitud de distribución horizontal	28
Figura 19: Definición de Clase de Sitio.....	38
Figura 20: Espectro de Respuesta de Diseño.....	39
Figura 21: Fuerzas en Puentes de Arco de Tablero Superior	40
Figura 22: Evaluación de los elementos estructurales	49
Figura 23: Modelamiento del puente	49
Figura 24: Comparación de los resultados.....	50
Figura 25: selección de la mejor alternativa	50
Figura 26: Definición del espectro de aceleraciones	58
Figura 27: Definición de masas para el análisis modal.	59
Figura 28: Definición del caso de carga Sismo X en el software	60
Figura 29: Definición del caso de carga Sismo Y en el software.	60
Figura 30: Deformada para el Sismo X	64

Figura 31: Deformada para el Sismo Y	65
Figura 32: Carga Crítica	71
Figura 33: Curva de capacidad degradada Tipo dintel sierra	74
Figura 34: Curva de capacidad degradada Tipo dintel sierra	75
Figura 35: Diagrama Esfuerzo	77
Figura 36: Curva de capacidad degradada Tipo dintel sierra	78
Figura 37: Deformación unitaria última	79
Figura 38: Modelo De Park y Paulay.....	80
Figura 39: Corte transversal.....	80
Figura 40: Compresión Pura	82
Figura 41: Tracción Pura	82
Figura 42: Falla Balanceada	83
Figura 43: Falla Compresión $M1$	85
Figura 44: Falla Compresión $M2$	86
Figura 45: Diagrama de interacción.....	88
Figura 46: Diagrama de curvatura	89
Figura 47: Curva Pushover dirección X – FEMA 440	91
Figura 48: Curva Pushover dirección Y – FEMA 440	92
Figura 49: Modelamiento del tramo central – arco metálico reticulado.....	92

RESUMEN

La presente tesis tuvo por objetivo realizar el análisis estructural de un puente arco de tablero superior en el río Vilcanota, Maranura – Cusco, diseñado con la normativa AASHTO LRFD antigua, mediante el uso de las normatividades nacionales e internacionales vigentes para puentes para proponer la alternativa que reduzca los costos de los elementos estructurales que lo conforman.

Se plantea evaluar el puente Maranura según las especificaciones de la norma AASHTO LRFD Seismic Bridge Design Specifications 2014, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2020 y el Manual de Puentes del MTC 2018, determinando la demanda sísmica, asimismo del expediente técnico del Puente Maranura y accesos se obtuvo los estudios básicos de Ingeniería para el diseño de puentes con el que se predimensionó y evaluó los elementos estructurales que conforman el puente.

El enfoque de la investigación fue de tipo descriptivo, dado que se identificó la tipología de puente a diseñar y proponer las diferentes alternativas estructurales dentro de cada alternativa de trazo.

Mediante las propiedades no lineales de los elementos estructurales que conforman el puente de arco de tablero superior, se emplearon modelos constitutivos del concreto y acero de refuerzo, asimismo se generaron mecanismos de fallas como las rótulas plásticas generados por la relación de resistencia a la carga lateral aplicada y la ductilidad, de esta forma predecir el comportamiento de los elementos estructurales ante el sismo para un tiempo de retorno de 100 años.

La presente investigación se enfocó en optimizar las secciones de los elementos estructurales que conforman el puente, sin dejar de lado el análisis y verificaciones establecidas por normas y guías nacionales e internacionales, de esta manera se logra reducir los costos en un 6 % para la construcción y mantenimiento del puente.

Palabras clave: Puente Arco, Tablero Superior, LRFD, AASHTO, Análisis.

ABSTRACT

The objective of this thesis was to carry out the structural analysis of an upper deck arch bridge on the Vilcanota River, Maranura - Cusco, designed with the old AASHTO LRFD regulations, through the use of current national and international standards for bridges to propose the alternative that reduces the costs of the structural elements that comprise it.

It is proposed to evaluate the Maranura bridge according to the specifications of the AASHTO LRFD Seismic Bridge Design Specifications 2014 standard, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2020 and the MTC 2018 Bridge Manual, determining the seismic demand, following the technical file of the Maranura Bridge and access points. obtained the basic studies of Engineering for the design of bridges with which the structural elements that make up the bridge were pre-sized and evaluated.

The research approach was descriptive, given that the type of bridge to be designed was identified and the different structural alternatives proposed within each line alternative.

Through the non-linear properties of the structural elements that make up the upper deck arch bridge, constitutive models of concrete and reinforcing steel were used, as well as failure mechanisms such as plastic hinges generated by the lateral load resistance relationship. applied and the ductility, in this way predict the behavior of the structural elements before the earthquake for a return time of 100 years.

The present investigation focused on optimizing the sections of the structural elements that make up the bridge, without neglecting the analysis and verifications established by national and international standards and guides, in this way it is possible to reduce costs by 6% for construction. and bridge maintenance.

Keywords: Arch Bridge, Top Deck, AASHTO, Analysis

INTRODUCCIÓN

Un puente tipo arco se define generalmente como un puente simplemente apoyado de una luz conformado por un conjunto de elementos estructurales comprimidos axialmente que soportan las cargas. Según la posición del arco en relación con el tablero, se pueden clasificar como puentes de arco con tablero superior, tablero intermedio y tablero inferior. Inicialmente debe realizarse un pre-dimensionamiento, teniendo en cuenta la altura necesaria a la que debe llegar. Posteriormente se evalúa su estabilidad, en caso de ser inestable se cambian las dimensiones; adicionalmente si el factor de seguridad es muy elevado se dimensionará nuevamente buscando un diseño que brinde una óptima relación entre seguridad y economía. Existen muchos factores que afectan el diseño de un puente en arco. En general, estos factores están relacionados con la función, el costo, la seguridad, la estética, la capacidad de demanda de tráfico, las condiciones de la cimentación, el procedimiento de montaje, los requisitos de espacio libre, etc. Las recomendaciones generales de diseño se centran en la relación entre el arco y la luz, la esbeltez del arco, la plataforma y el número de pilas.

Es por ello por lo que en la presente tesis se propone un análisis detallado de acuerdo a la normativa vigente que requiere un puente.

La estructura de la presente tesis consiste en cinco capítulos de los cuales se presenta su contenido:

En el capítulo I se menciona el planteamiento y la delimitación del problema, los objetivos de la tesis, se describe la delimitación de la investigación, su justificación e importancia.

En el capítulo II se presenta el marco teórico, antecedentes de la investigación nacionales e internacionales, las bases teóricas vinculadas a las variables y la definición de los términos básicos.

En el capítulo III se plantea el sistema de hipótesis, tanto general como específicas y el sistema de variables.

En el capítulo IV se menciona la metodología de estudio, el diseño de la investigación, la población y muestra.

En el capítulo V se desarrolla la presentación y análisis de resultados de la investigación, asimismo se desarrolla el análisis por elementos finitos ya análisis por

desempeño sísmico en CSI Bridge y su comprobación manual en hojas de cálculos en Mathcad

Finalmente, se presenta la discusión, las conclusiones, recomendaciones, las referencias bibliográficas y los anexos.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos.

Los desafíos de la ingeniería civil moderna impulsan con frecuencia el avance de procedimientos de análisis y diseño para proyectos de infraestructura. En consecuencia, los diseños deben ser los más adecuados y perfectos de los ya existentes, permitiendo optimizar las estructuras propuestas, así como predecir su comportamiento ante diversas solicitudes. Estas solicitudes son provocadas por pesos estructurales, pesos de servicio y pesos inusuales como sismos, eólicos y nieve. Como resultado, comienza la búsqueda de estructuras que duren o tengan más tiempo de vida (Cadiñanos, 2007).

En los puentes de latino América siempre hay el temor que presente algún tipo de falla ya sea estructural por un mal diseño, procesos constructivos no estandarizados o por una mala decisión en las procuras que necesite o requiera para la construcción de puentes, ya que un puente proporciona aporte económico a las comunidades aledañas como la movilización peatonal y vehicular son la principal función de un puente; reducción de tiempo de transporte para bajar los altos costos de envío, por ello se elaboraron softwares avanzados de diseño estructural como CSI BRIDGE, SOFISTIK entre otros (Bonilla, 2012).

Los puentes construidos en el Perú los últimos años colapsan, dado que la causante de fenómenos naturales y de un mal diseño. El Ingeniero Jorge Abad manifiesta que “En los últimos 40 años, los puentes construidos en las zonas vulnerables al Fenómeno del Niño, especialmente en la costa, no se habrían diseñado adecuadamente por lo que ocasiona que estos se desplomen. De 242 puentes caídos a consecuencia de El Niño Costero, cerca del 70% fue por estar mal diseñados y el resto por falta de mantenimiento” (Abad, 2017).

La investigación para la "Construcción del Puente Maranura y Accesos" menciona la entrega de un nuevo puente que facilite y mejore el paso vehicular que existe en el distrito de Maranura, para cuidar el río Vilcanota, en la provincia de La Convención, en el Departamento de Cuzco. De esta manera, este puente es parte del Ciclo del Proyecto de Rehabilitación y Mejoramiento de la carretera Ollantaytambo-Quillabamba, tramo: Alfamayo-Chaullay-Quillabamba, ya que este puente es importante dentro del sistema de carreteras de Perú por la

constante movilización de tráfico que tiene y por el turismo de toda la zona del Valle Sagrado del Inca (Ministerio de transportes y comunicaciones, 2014).

El estudio que se realiza en la presente tiene como objetivo evaluar, modelar y comparar los resultados obtenidos con ayuda de los softwares para poder así tener la mejor propuesta y disminuir costos sin dejar de lado la calidad, ya que para ello se tendrá el respaldo de la norma AASHTO LRFD y Manual de puentes MTC para cumplir nuestros objetivos (Ministerio de transportes y comunicaciones, 2014).

1.2 Objetivo general y específicos

1.2.1 Objetivos generales

Realizar el análisis estructural de un puente de arco de tablero superior de concreto armado en el río Vilcanota, Maranura-Cusco.

1.2.2 Objetivos específicos

- Evaluar los elementos estructurales bajo la norma AASHTO LRFD y Manual de puentes MTC.
- Modelar el puente de arco de tablero superior de concreto con los Software comerciales SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE.
- Comparar los resultados obtenidos con la modelación de los softwares SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE.
- Proponer la alternativa que más reduzca los costos de los elementos estructurales que conforman el Puente de arco de tablero superior de concreto.

1.3 Delimitación de la investigación

1.3.1 Delimitación temporal

El estudio de la investigación se desarrollará en un periodo de 6 meses del año 2022, haciendo uso del software CSI BRIDGE para el modelamiento del puente de arco de tablero superior de concreto en el periodo de especialización, donde se obtendrán datos y luego se hará un a comparación para poder determinar la mejor alternativa. (Anexo 01: Cronograma de actividades).

1.3.2 Delimitación espacial

El puente Maranura se encuentra ubicado sobre el río Vilcanota en la localidad de Maranura, Distrito de Maranura, provincia La Convención, departamento de Cusco; coordenadas de ubicación latitud -12.964130 y longitud -72.666092 .

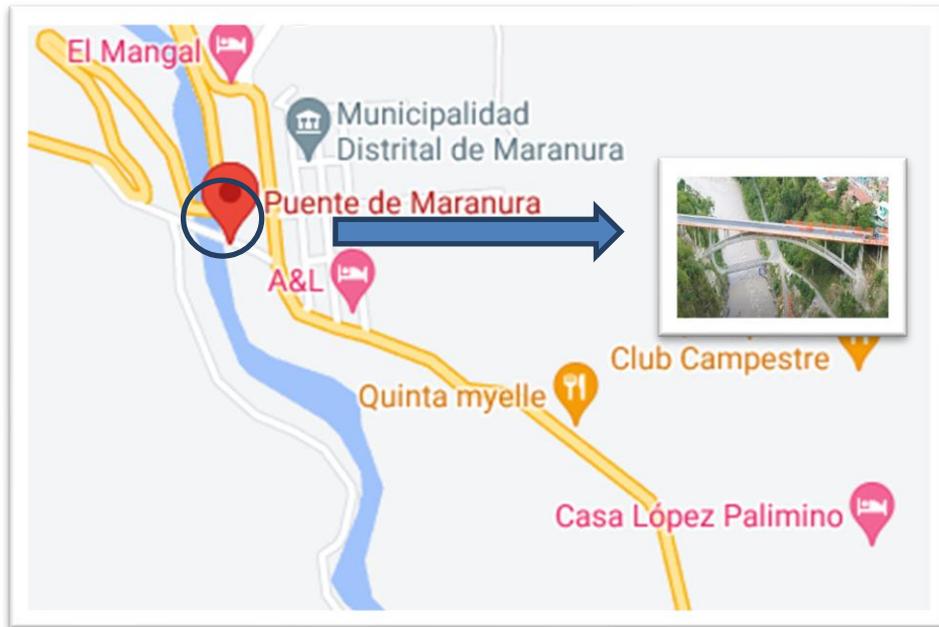


Figura 1: Ubicación del puente Maranura

Fuente: Google Maps.

1.3.3 Delimitación temática

La presente investigación está dirigida hacia la rama de estructuras ya que se modelará un puente de arco de tablero superior de concreto armado con ayuda de softwares para poder realizar un análisis estructural y sismorresistente; comparar los datos obtenidos de los diferentes softwares para proponer la mejor alternativa que reduzca los costos; sin dejar de cumplir con la norma de puentes existente para el diseño.

1.4 Justificaciones e importancia

1.4.1 Justificación teórica

La presente tesis aplica una comparación de diseño con uso de los softwares SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE que comprende en modelar el puente de arco de tablero superior de concreto armado para la

obtención de datos mediante métodos de análisis finito y PUSHOVER dependiendo cada software cumpliendo con la normativa americana AASHTO LRFD y el Manual de puentes MTC y proponer la mejor alternativa para reducir costos.

1.4.2 Justificación práctica

La presente investigación busca mejorar la propuesta de diseño que existe y que se realizó con los softwares de SOFISTIK y ABAQUS. Para poder reducir costos mediante se propone el uso del software CSI BRIDGE y llegar a reducir costos con un diseño que cumpla con las mismas especificaciones que el proyecto lo ha establecido.

1.4.3 Justificación social

El presente proyecto beneficia aproximadamente a 4134 pobladores del distrito de Maranura ya que da acceso al transporte vehicular de sus pobladores hacia otros distritos reduciendo tiempos de viaje y el fácil acceso de otros distritos aledaños.

1.4.4 Importancia

La importancia es realizar una comparación de resultados obtenidos mediante la modelación y el análisis estructural con ayuda de softwares como de SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE para luego elegir la mejor alternativa que reduzca los costos debido a la reducción de los elementos que componen el puente de arco de tablero superior de concreto armado, desarrollando un análisis que cumpla con las normativas que se exigen en la actualidad para asegurar el tiempo de vida útil de la estructura.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del estudio de investigación.

2.1.1 Antecedentes internacionales

Martín (2019). En su investigación de proyecto de fin de grado titulado “Estudio paramétrico del comportamiento estructural de puentes arco” de la Universidad de Sevilla en España, el objetivo fue estudiar la influencia de la distorsión en esta tipología de puentes: puente arco. La metodología empleada en su investigación es del tipo descriptivo-correlacional donde se diseñó modelos del puente arco, dentro de ellos con elementos placas en el software Midas Civil y fueron corroborados con modelos de investigaciones previas, para el tratamiento de los resultados mediante gráficas y tablas se usó el software Microsoft Excel, asimismo mediante este modelo de puente arco se estudia el impacto que tiene la distorsión en el comportamiento de este tipo de estructura. Las principales conclusiones obtenidas en esta investigación es que una considerable presencia de distorsión conlleva una considerable flexibilización, debido a esto se pierde rigidez, implicando mayores desplazamiento y menores cargas críticas de pandeo, finalmente esta tesis nos aporta a la presente investigación el incluir la distorsión en el análisis del puente arco.

De los Santos (2022). El presente artículo científico titulado “Consideraciones de diseño para puentes en arco” desarrollado en Colombia para Midas Latinoamérica, tiene como objetivo explicar el predimensionamiento, consideraciones técnicas, la relación que existe entre la altura y la luz, el derramamiento de vórtice, pandeo del arco y el análisis por medio del método de elementos finitos. Las principales conclusiones del artículo que para esta tipología de puente arco son identificar el problema de las vibraciones que se generan en las péndolas de sección I, las cuales se pueden solucionar conectando ganchos, disminuir su longitud y modificar su frecuencia natural, asimismo, el pandeo del arco debido a los grandes esfuerzos axiales a los que está sometido. Para finalizar, este artículo nos es útil a nuestra investigación porque nos describe las posibles fallas en este tipo de puentes.

Chamorro et al (2018). El presente artículo científico titulado “Análisis de las causas estructurales del colapso de puentes en Colombia”, Universidad Tecnológica de Bolívar, Colombia, tienen como objetivo explicar las fallas por el infradiseño, construcción y supervisión en puentes. Las principales conclusiones son las deficiencias conceptuales esenciales, la metodología de diseño que no se elabora con normas internacionales y nacionales para el diseño de puentes, realizar inspecciones in situ de los elementos estructurales con ensayos no destructivos para ver su estado real. Para finalizar, este artículo es de gran utilidad para nuestra investigación, dado que nos muestra los distintos tipos fallas en puentes para tener en consideración para realizar la presente investigación.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Díaz (2018). La presente tesis titulada “Deformaciones producidas en el Puente Vehicular Motilones – Moyobamba – San Martín de 163.00 m. de luz, considerando la estructura real y el modelo analítico”, de la Universidad Nacional de Cajamarca, la presente tesis tiene como objetivo determinar y cotejar las deformaciones ocasionadas por el ensayo de carga estática con la modelación analítica elaborada con el Software CSI Bridge. La metodología es del tipo experimental-correlacional donde se realizó el ensayo de carga que consistió en realizar la repetición de distintos estados de carga, para luego cotejarlas. Las principales conclusiones fueron que la máxima deformación recopilada por el ensayo de carga es de -0.051 m. que se registró en los datos de la comparación cuatro camiones en línea cargado aguas abajo (Ag. Ab.) y la mayor deformación obtenida por el programa CSI Bridge es de -0.0347 m. que se registró en los datos de la comparación 4 camiones en línea cargado aguas arriba (Ag. Arr.) y se registró el mismo dato en la comparación 4 camiones en línea cargado Ag. Ab. Estos dos pequeños valores no superan la mayor deformación de 0.105 m que se determinó en concordancia a la norma vigente de diseño de puentes, donde se infiere que el puente superó satisfactoriamente el ensayo de carga realizado. Para finalizar, este artículo es de gran utilidad para nuestra investigación,

dado que las deformaciones se pueden estimar aproximadamente diseñando modelos analíticos para su calibración con el Software CSI Bridge.

Ccora (2019). La presente tesis titulada “Proceso constructivo del puente tipo arco atirantado en la CC. NN. lagarto distrito Palcazú - Pasco”, de la Universidad Peruana Los Andes, la presente tesis tiene como objetivo explicar los beneficios de un correcto proceso constructivo del puente tipo arco atirantado, ubicado en Pasco. La metodología es del tipo experimental-descriptivo donde se hizo control y pruebas de la calidad de los materiales. Las principales conclusiones obtenidas en la presente tesis es el adecuado proceso constructivo para este tipo de puentes que se inicia con la construcción de la subestructura y que finaliza con la superestructura, asimismo se deben respetar los materiales y la calidad que se requieren y detallan en las especificaciones técnicas del expediente técnico, contar con planes de montaje y lanzamiento. Para finalizar, este artículo es de gran utilidad para nuestra investigación, dado que dentro de nuestro análisis del puente arco debemos tener en cuenta el proceso constructivo y la calidad de materiales a emplear.

Vargas (2017). La presente tesis titulada “Evaluación del Desempeño Sísmico de Puentes Continuos”, de la Pontificia Universidad Católica del Perú, tiene como objetivo evaluar el comportamiento de puentes continuos ante sismos, mediante dos métodos, análisis dinámico incremental y el proceso de simulación de Montecarlo. La metodología es del tipo experimental- correlacional donde se realiza el procesamiento estadístico del tipo descriptivo e inferencial y se usó redes neuronales artificiales para reemplazar modelos estructurales no lineales. Las principales conclusiones son que al emplear 4 redes neurales artificiales se comprueba que es un método de regresión estadística eficaz para estimar la reacción de sistemas no lineales. Esta tesis contribuye a la presente investigación a emplear métodos de regresión estadísticos para estimar las respuestas de estructuras no lineales.

2.2 Bases teóricas vinculadas a la variable o variables de estudio.

Para poder desarrollar la investigación, debemos tomar en consideración algunos estudios que hacen referencias teóricas para el análisis de puente de arco de tablero superior, para de esta manera entender las bases del cálculo, donde se detalla las normativas a seguir, los materiales, las cargas y combinaciones que se emplearán para encontrar el enfoque de la investigación.

2.2.1 Consideraciones Generales

A. Definición.

Un puente es una obra de arte de la infraestructura vial que se construye para dar solución a un obstáculo dando así continuidad a una carretera, autopista, etc; pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de fluidos y energía. Los puentes construidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados.

Constan fundamentalmente de dos partes las cuales se mencionan a continuación. (Rodríguez, 2022, p.7)

“La superestructura conformada por el tablero que soporta directamente las cargas, vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos” (Rodríguez, 2022, p.7)

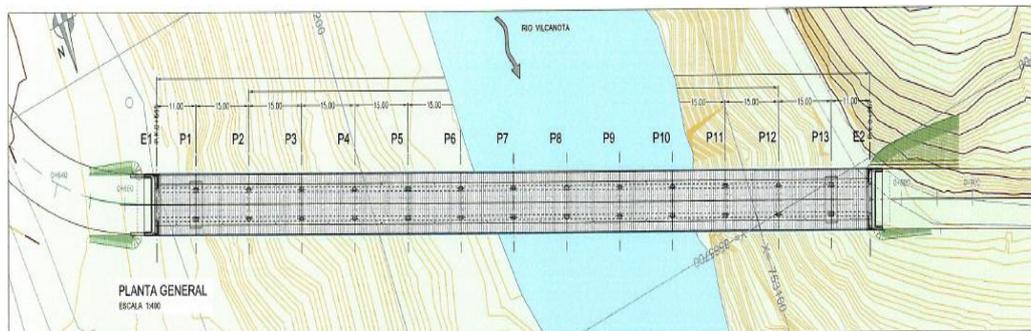


Figura 2: Planta general del puente

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, E.T. (2014)

“La infraestructura conformada por pilares (apoyos intermedios), estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos” (Rodríguez, 2022, p.7)

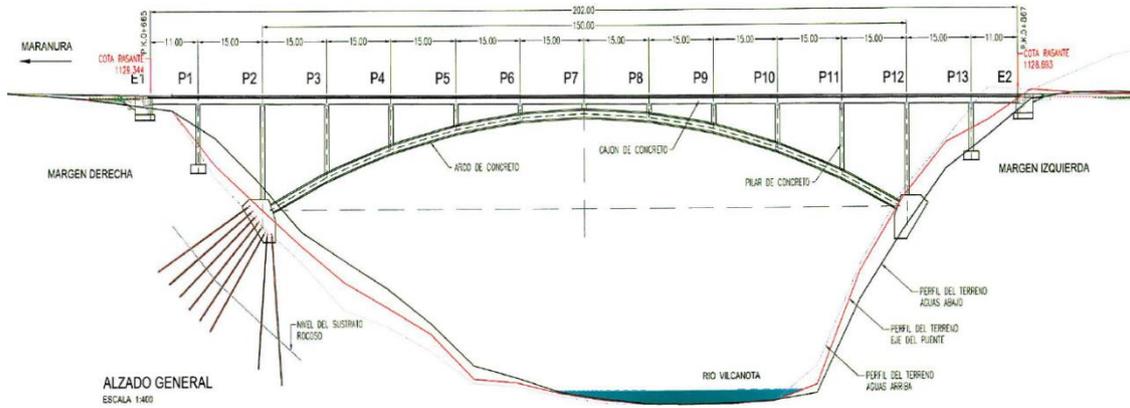


Figura 3: Alzado general del puente

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, E.T. (2014)

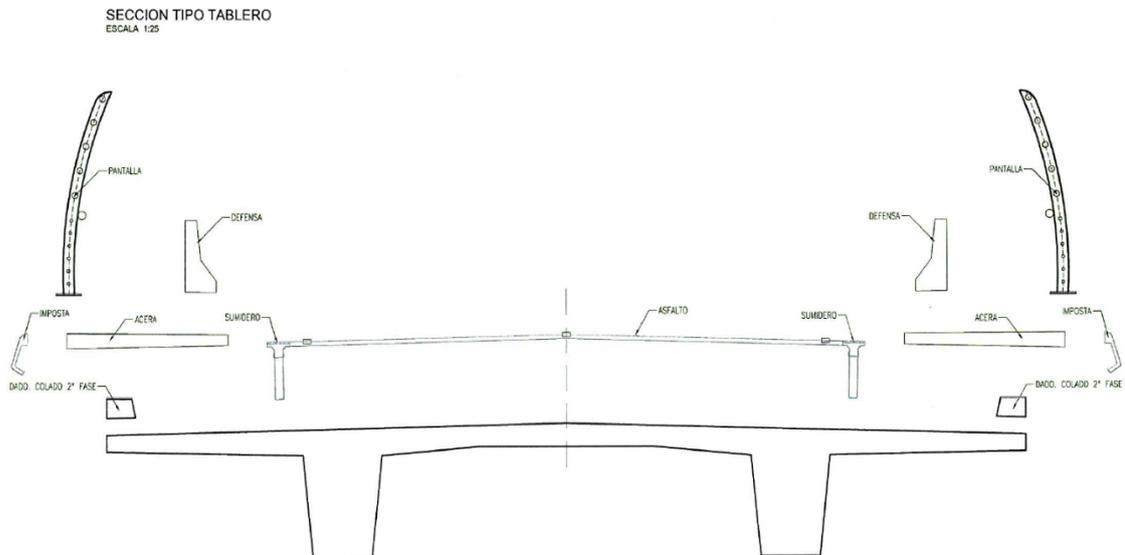


Figura 4: Sección tipo tablero del puente

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, E.T. (2014)

B. Clasificación

Rodríguez (2022) afirma que los puentes se pueden clasificar de la siguiente manera:

Según su función

- Peatonales
- Carreteros
- Ferroviarios

Por los materiales de construcción

- Madera
- Mampostería
- Acero Estructural
- Sección Compuesta
- Concreto Armado
- Concreto Presforzado

Por el tipo de estructura

- Simplemente apoyados
- Continuos
- Simples de tramos múltiples
- Cantiléver (Brazos voladizos)
- Arco
- Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero)
- Colgantes
- Levadizos (basculantes)
- Pontones

Por su geometría en planta

- Rectos
- Esviajados
- Curvos

Según el tiempo de vida

- Definitivo, puente diseñado para una vida de servicio de 75 años
- Temporal, puente que se usa por un tiempo limitado, no mayor a 5 años. (p.8)

C. Ubicación y elección del tipo de puente

Rodríguez (2022) afirma que los puentes son obras que requieren su proyecto definitivo deben estudiar los siguientes aspectos:

- Ubicación en cuanto a sitio, alineamiento, pendiente y rasante.
- Tipo de puente que se adecue al sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- Trabajos complementarios tales como: barandas, drenaje de la calzada y de los accesos, protección de las márgenes y rectificación del cauce, si fuera necesario forestación de taludes e iluminación.
- En caso de obras especiales conviene recomendar sistemas constructivos, equipos, etapas de construcción y todo aquello que se considere necesario para la buena ejecución y estabilidad de la obra. (p.8)

D. Estudios básicos de Ingeniería para el diseño de puentes

Rodríguez (2022) afirma que los puentes deben contar con los siguientes Estudios Básicos de Ingeniería:

- Estudios de topografía.

facilita la definición exacta de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como datos básicos para los otros estudios.

- Estudios Hidrológicos e Hidráulicos.

Establecen las cualidades hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y las causas hidráulicas que conllevan a una real apreciación del proceder hidráulico del río.

- Estudios Geológicos y Geotécnicos

Fijar las cualidades geológicas, tanto locales como generales de las diversas formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

- Estudios de Riesgo Sísmico

Tienen como finalidad determinar los espectros de diseño que definen las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.

- Estudios de Impacto Ambiental

Identifican el problema ambiental, para diseñar proyectos con mejoras ambientales y evitar, atenuar o compensar los impactos adversos.

- Estudios de Tráfico

Cuando la magnitud de la obra lo solicite, será necesario efectuar los estudios de tráfico adecuados a volumen y clasificación de tránsito en puntos fijados, para definir las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

- Estudios complementarios

Son estudios adicionales a los estudios básicos como: instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, señalización, organización con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto para garantizar la calidad y tiempo de vida del proyecto.

- Estudios de Trazo y Diseño vial de los accesos

Definen las cualidades geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

- Estudio de alternativas a nivel de anteproyecto

Propuesta de diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación técnica-económica, elegir la solución más conveniente. (p.9)

E. Geometría

Rodríguez (2022) afirma que los puentes deben contar con la siguiente geometría:

- Sección Transversal

El ancho de la sección transversal de un puente no será menor que el ancho del camino de entrada al puente, y podrá contener: vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, barreras, ciclovía y barandas, componentes de drenaje. El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera tanto en planta como en perfil.

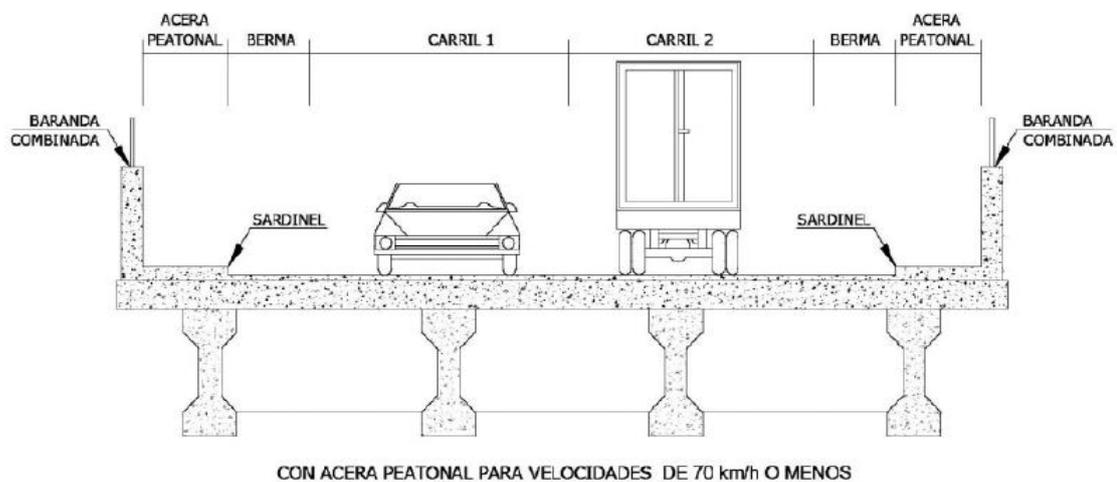


Figura 5: Elementos de la Sección Transversal de un puente

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, M. (2018)

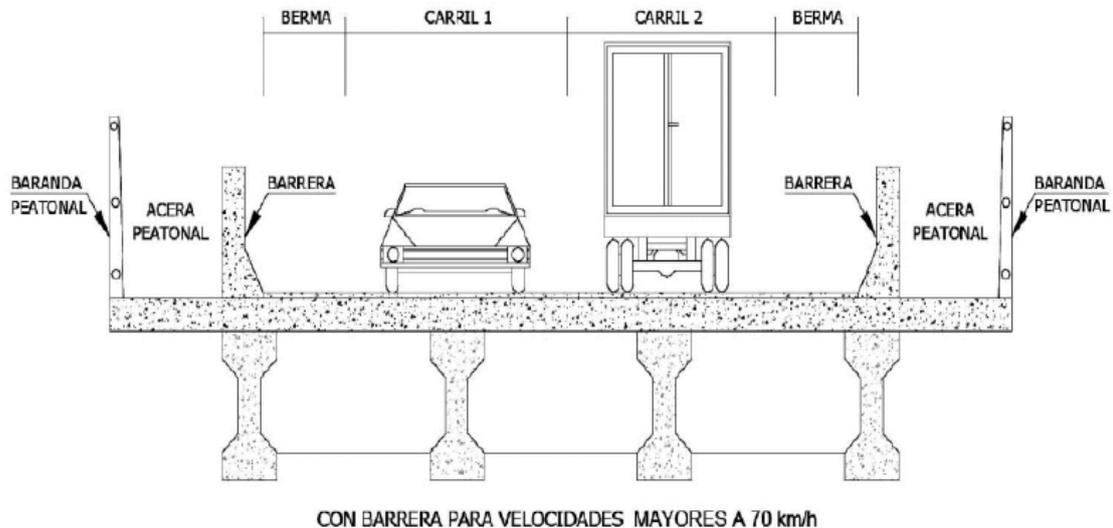


Figura 6: Elementos de la Sección Transversal de un puente

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, M. (2018)

- Ancho de vía (Calzada)

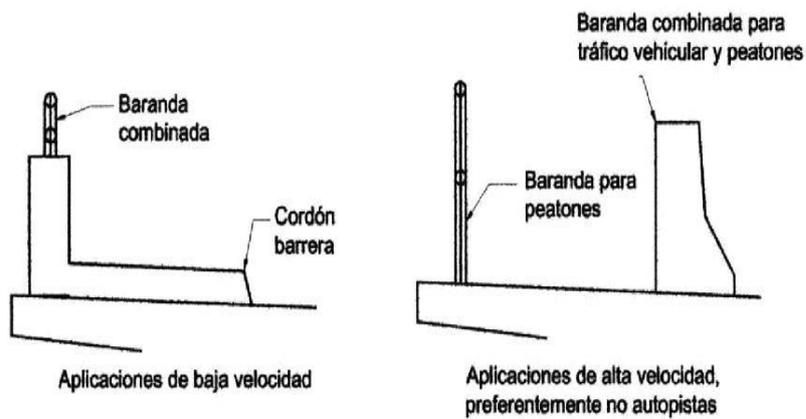
En lo posible, los puentes se deben construir de forma de poder acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas. El número de carriles de diseño según AASTHO Art. 3.6.1.1.1, se define tomando la parte entera de la relación $w/3,6$, siendo w el ancho libre de calzada (m.). Cuando las vías de tráfico son menores a 3,60 m. el número de vías de diseño se toma igual al número de vías de tráfico. Los anchos de calzada entre 6,00 y 7,20 m tendrán dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

- Bermas

Una berma es la porción contigua al carril que sirve de apoyo a los vehículos que se estacionan por percances. Su ancho varía no menor a de 0,60 m en carreteras rurales menores, siendo preferible 1,8 a 2,4 m, hasta al menos 3,0 m. y preferentemente 3,6 m. en carreteras mayores. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que anchos superiores a 3.0 m. predisponen a su uso no autorizado como vía de tráfico.

- Veredas

Se deberá poner veredas para el flujo peatonal en todos los puentes, tanto en zonas rurales como urbanas (Manual de Puentes, MTC-Perú 2018). El ancho mínimo de las veredas para velocidades de diseño menores a 70 km/h debe ser 1,20 m. efectivo, es decir sin incluir barandas ni barreras. Para velocidades mayores deberán tener 1,50 m. de ancho efectivo mínimo y además estar protegidas por barreras. En zonas urbanas las veredas peatonales deben tener como mínimo 1,50 m. de ancho efectivo, debiendo protegerse con barreras.



Aceras peatonales

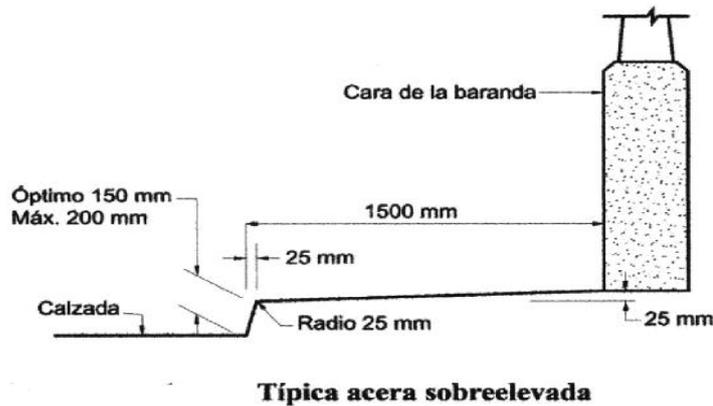


Figura 7: Aceras peatonales típicas

Fuente: AASHTO LRF Bridge Design Specifications, M. (2020)

- Cordón barrera

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura varía en el rango de 15 a 20 cm, y no son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril.

- Barandas

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para seguridad de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1,10 m, en ciclovías será no menor que 1,40 m. Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera. Sin embargo, su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. Para velocidades mayores, a fin de proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera de concreto.

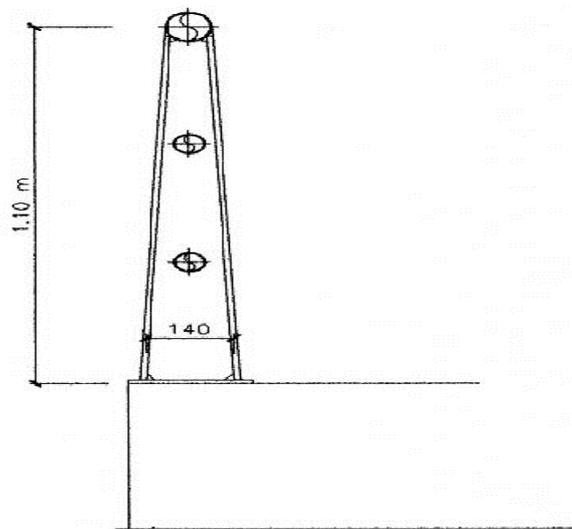


Figura 8: Aceras peatonales típicas

Fuente: Rodríguez A. (2022)

- Barreras de concreto

Su propósito principal es contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura, por lo que deben estructural y geoméricamente resistir al choque. Brindan además seguridad al tráfico peatonal, ciclista y bienes situados en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura. Deben ubicarse no menor a 0,60 m. del borde de una vía y no mayor a 1,20 m. En puentes de dos vías de tráfico puede disponerse de una barrera como componente separador entre las vías. No deben colocarse barandas peatonales (excepto barandas diseñadas para usos múltiples) en lugar de las barreras, pues tienen diferente función. Mientras las barandas evitan que los peatones caigan del puente, las barreras contienen y protegen el tránsito vehicular.

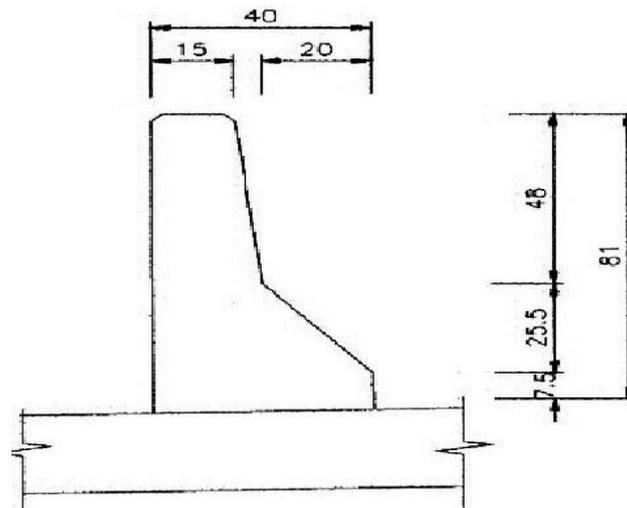


Figura 9: Aceras peatonales típicas

Fuente: Rodríguez A. (2022)

- Pavimento

Puede ser rígido o flexible y se dispone en la superficie superior del puente y accesos. El espesor del pavimento se define en función al tráfico esperado en la vía.

- Losa de Transición

Son losas de transición con la vía o carretera, apoyadas en el terraplén de acceso. Se diseñan con un espesor mínimo de 0,20 m.

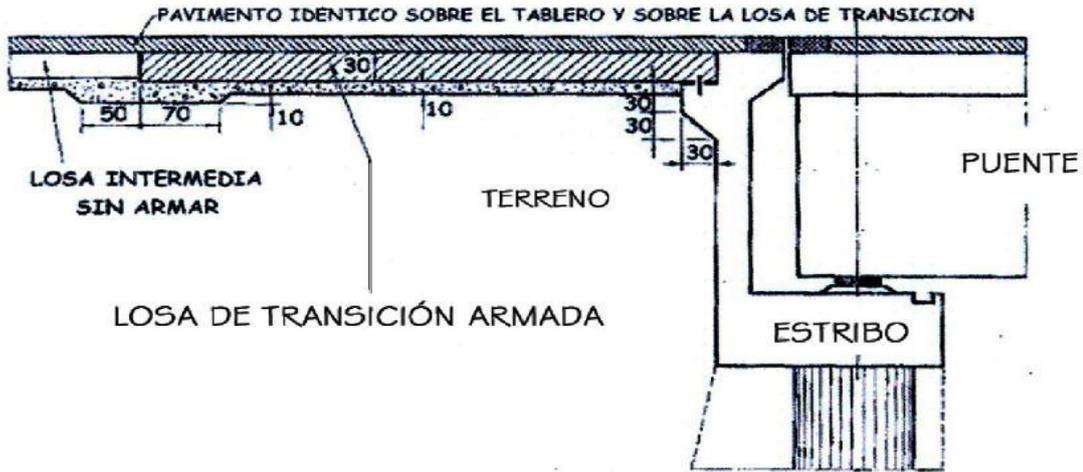


Figura 10: Losa de transición

Fuente: Rodríguez A. (2022).

- Drenaje

La pendiente de drenaje longitudinal debe ser la mayor posible, recomendándole un mínimo de 0,5%. La pendiente de drenaje transversal mínima es de 2 % para las superficies de rodadura. En caso de rasante horizontal, se utilizan también sumideros o lloraderos, de diámetro suficiente y número adecuado. Son típicos drenes de material anticorrosivo, Ø 0,10 m. cada 4,00 m, sobresaliendo debajo del tablero 5 cm. como mínimo. El agua drenada no debe caer sobre las partes de la estructura.

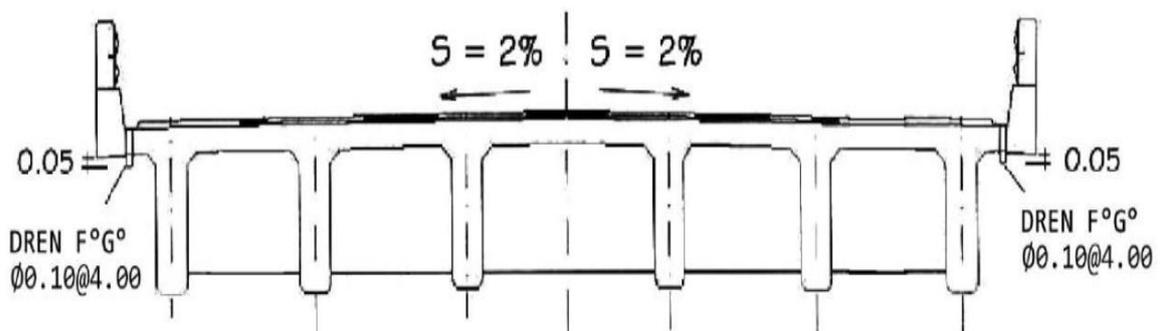


Figura 11: Drenaje Transversal de un puente

Fuente: Rodríguez A. (2022)

- Gálidos

Los gálidos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesarios para el paso del tráfico vehicular. El gálido vertical no será menor que 5,50 m. Los gálidos especificados pueden ser incrementados si el asentamiento pre calculado de la superestructura excede los 2,5 cm. El gálido vertical en los puentes peatonales será 0,30 m. más alto que el de los vehiculares. En puentes sobre cursos de agua se debe considerar como mínimo una altura libre de 1,50 m. sobre el nivel máximo de las aguas. Para el caso de ríos que arrastran palizadas y troncos se considerará una altura libre de 2,50 m. Los puentes construidos sobre vías navegables deben considerar los gálidos de navegación de esas vías; a falta de información precisa, el gálido horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones, más un metro.

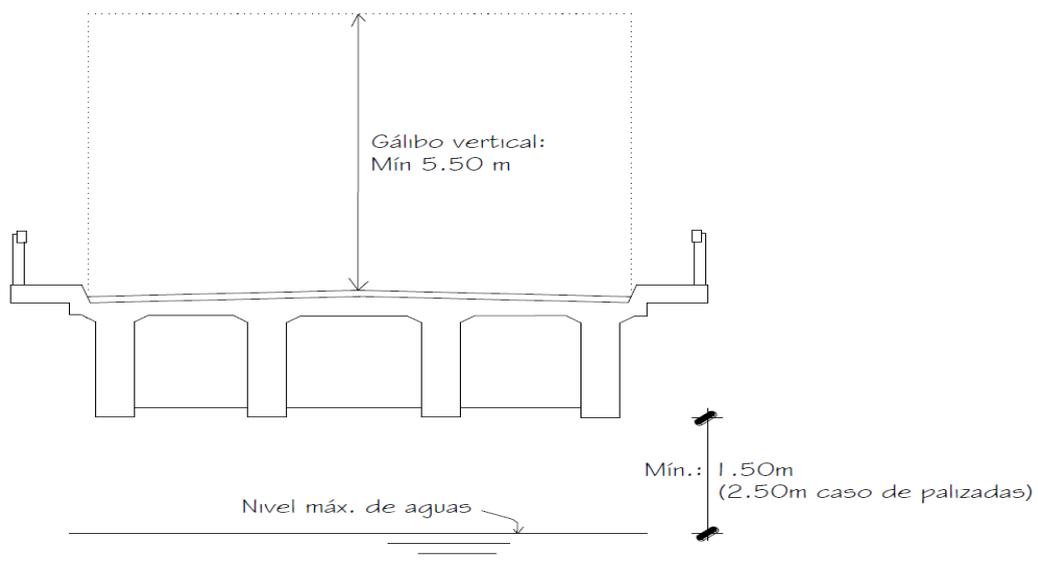


Figura 12: Gálido vertical y distancia libre entre fondo del puente y nivel máximo de aguas

Fuente: Rodríguez A. (2022)

- Juntas de dilatación

Para permitir la expansión o la contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremos y otras secciones intermedias en que se requieran. Las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de tomar las expansiones y contracciones que se produzcan y ser impermeables. (p.9)

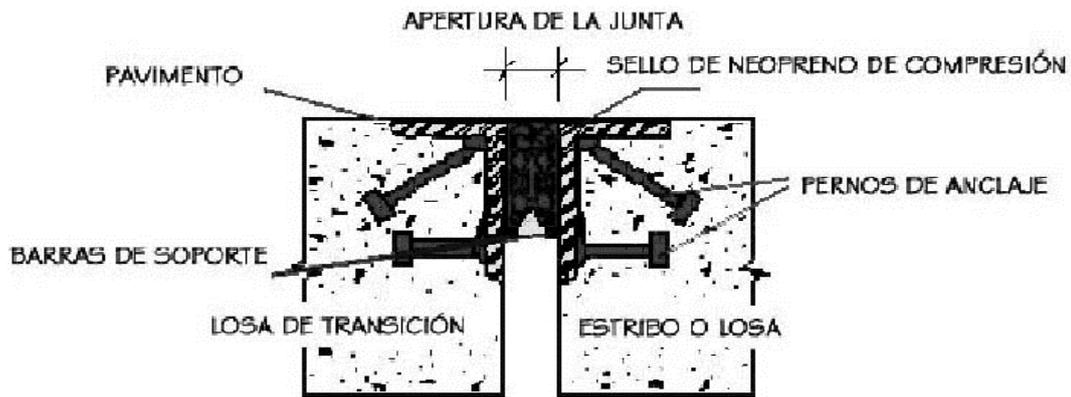


Figura 13: Junta de dilatación

Fuente: Rodríguez A. (2022)

2.2.2 Cargas

A. Cargas Permanentes (DC, DW y EV)

Rodríguez (2022) afirma que los puentes tienen las siguientes cargas permanentes:

- DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales El Manual de Puentes 2018, Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Perú, difiere en lo siguiente: El Art. 2.4.2.1 especifica como cargas (DC) todos los componentes que son necesarios para que la estructura actúe como tal. Lo anterior sin embargo no está concordado con el Art. 2.4.5.2 del mismo Manual, que refiere a DC como carga muerta de elementos estructurales y no estructurales.
- DW: Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos. El Manual de Puentes 2018, Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Perú, difiere en lo siguiente: El Art. 2.4.2.1 especifica como cargas (DW) considera el peso de todos los componentes no estructurales tales como: veredas, superficies de rodadura, rieles, balasto, durmientes, tuberías, barandas y cables. Lo anterior; sin embargo, no está concordado con el Art. 2.4.5.2 del mismo Manual, que refiere a DW como carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.
- EV: Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

Tabla 1: Pesos unitarios de materiales (resumen)

Material	Pesos Unitarios (kg/m³)
Acero	7850
Agua fresca	1000
Agua salada	1020
Albañilería de piedra	2700
Aleaciones de aluminio	2800
Arcilla blanda	1600
Arena, limo o grava no compactados	1600
Arena, limo o arcilla compactados	1900
Concreto simple	
Concreto liviano	1760
Concreto de arena liviana	1920
Concreto peso normal con $f'c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$	2320
Concreto peso normal con $350 < f'c \leq 1050 \text{ kg/cm}^2$	$2240 + 0,23 f'c$
Concreto Armado (C. 3.5.1 AASHTO)	Peso Concreto Simple + 80 kg/m^3
Grava, Macadam o balasto compactados	2240
Hierro fundido	7200
Madera dura	960
Madera blanda	800
Relleno de ceniza	960
Superficies de rodamiento bituminosas	2240
Material	Peso por unidad de longitud (kg/m)
Rieles de tránsito, durmientes y fijadores de vía	300

Fuente: Tabla 3.5.1-1 AASHTO LRF Bridge Design Specifications, M. (2020)

Rodríguez (2022) afirma que los puentes tienen las siguientes sobrecargas:

B. Sobrecargas (LL y PL)

- Sobrecarga vehicular (LL): Se utiliza un modelo teórico expresado por la carga HL-93
- Camión de diseño

La longitud entre los dos ejes más pesados se toma como aquella que, estando entre los límites de 14.0 ft. y 30.0 ft. da como resultado en los mayores efectos.

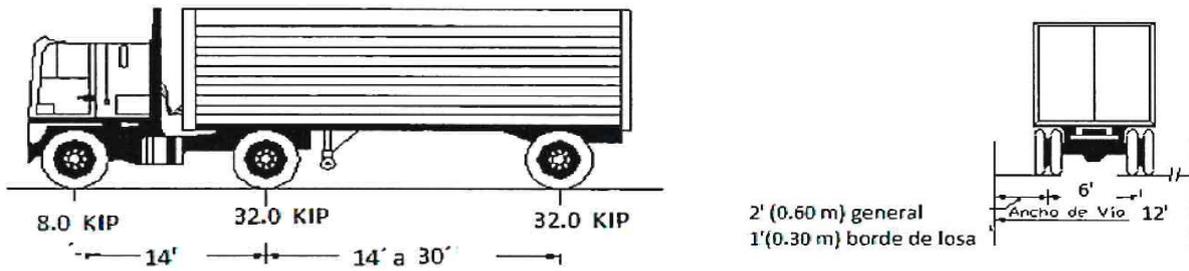


Figura 14: Camión de diseño

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, M. (2018)

- Tándem de diseño

El tándem de diseño consistirá en un grupo de dos ejes, cada uno con una carga de 11,34 T, espaciados a 1,2 m. La longitud entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal será de 1,8m.

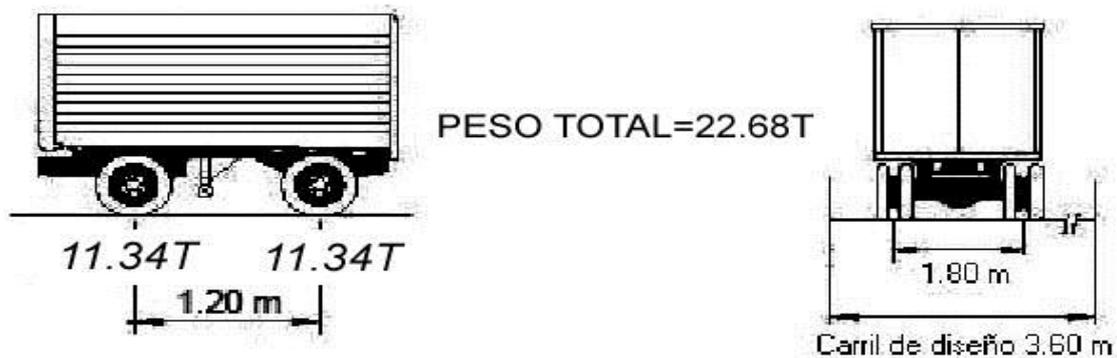


Figura 15: Tándem HL-93

Fuente: Rodríguez A. (2022)

- Carga de carril de diseño

Se considerará una sobrecarga de 954 kgf/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que se produzca un efecto contrario o negativo. Se supone que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3,0 m. Aplicación (Art. 3.6.1.3)

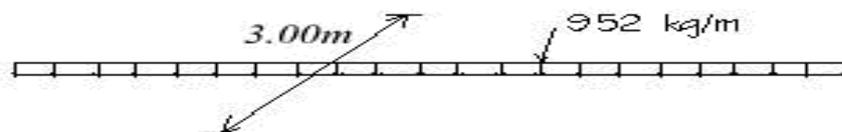


Figura 16: Carga de carril HL-93

Fuente: Rodríguez A. (2022)

- Sobrecarga vehicular

La sobrecarga vehicular de diseño es considerada como una combinación de Camión de diseño o tándem de diseño + Carga de carril de diseño.

Para momento negativo entre puntos de contra flexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de pilares interiores se considera el 90 % de lo requerido debido a dos camiones de diseño (con ejes posteriores a 4,27 m.) separados como mínimo 15,24 m. entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

- Carga de Fatiga

Para el chequeo por fatiga se utiliza un camión similar al camión de diseño, pero con los ejes posteriores separados 9,14 m.

- Presencia de múltiples sobrecargas

La sollicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple. No es aplicable al estado límite de fatiga.

Tabla 2: Factor m de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factores de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: Tabla 3.6.1.1.2-1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

No es aplicable para el estado de fatiga, para el cual se utiliza la carga de fatiga sin importar el número de carriles. Los factores de distribución de los Art. 4.6.2.2 y 4.6.2.3 (excepto cuando se utiliza el método estático) se deberán dividir por 1,20 m.

Las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

- Incremento por carga dinámica (IM)
Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes:

Tabla 3: Factor de incremento por carga dinámica IM

Componente	IM (%)
Juntas del tablero – Todos los Estados Límites	75
Todos los demás componentes	
Estado Límite de fatiga y fractura	15
Todos los demás Estados límites	33

Fuente: Tabla 3.6.2.1-1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

No se aplica a cargas peatonales ni a cargas de carril de diseño. Tampoco en muros de sostenimiento no requeridos por reacciones verticales de la superestructura ni en elementos de fundaciones que estén completamente por debajo del nivel del terreno.

En caso de componentes enterrados como en el caso de alcantarillas, el porcentaje se deberá tomar como sigue:

$$IM = 33 * (1.0 - 0.41 * D_E) \geq 0\%$$

Siendo DE = profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (m).

- Sobrecarga peatonal
Sobrecarga peatonal (PL): (LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges, 2015 Revision). Los puentes peatonales se diseñan para una carga peatonal de 440 kg/m² y no se aplica el incremento por carga dinámica (IM).
Cuando no se impide el ingreso vehicular por medios físicos los puentes peatonales se diseñan también para un vehículo de mantenimiento H5 (para anchos libres de 2,10 m. hasta 3,05m.) o H10 (para anchos libres mayores de 3,05 m.) considerando el estado límite de Resistencia I. Este camión único no se combina con la carga

peatonal y no requieren incluir el incremento por carga dinámica (IM). (p.17)

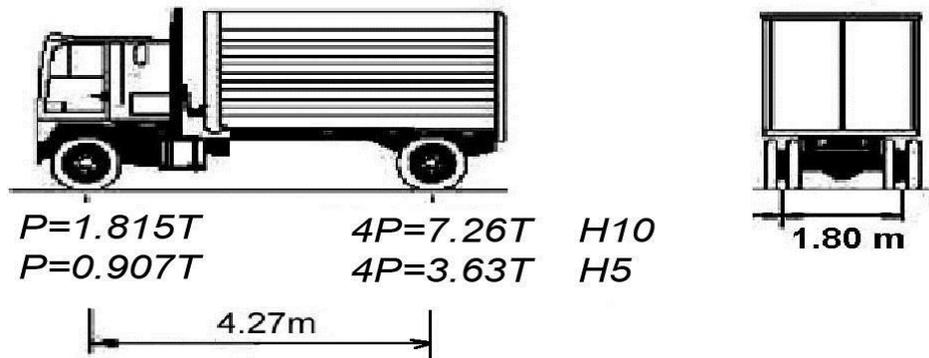


Figura 17: Camiones H10 y H5

Fuente: Rodríguez A. (2022)

2.2.3 Fuerza Centrífuga

Rodríguez (2022) afirma de la Fuerza Centrífuga lo siguiente:

Se aplica sólo en puentes curvos y se calcula con el producto de los pesos por eje del camión o tándem de diseño y el factor C, dado por lo siguiente:

$$C = f * \frac{V^2}{g * R}$$

Siendo:

f = 1.0 para el estado de fatiga y 4/3 para otras combinaciones

V = velocidad de diseño de la carretera (m/s)

R = radio de curvatura del carril de circulación (m)

g = 9,81 m/s²

Las fuerzas centrífugas se aplican horizontalmente a una distancia de 1,80 m. sobre la calzada. Se deben emplear además los factores de presencia múltiple. No se aplica el incremento por carga dinámica (IM). Se desprecia la carga de carril (sobrecarga distribuida). (p.20)

2.2.4 Fuerza de Frenado (BR).

Rodríguez (2022) afirma de la Fuerza de Frenado lo siguiente:

Se toma como el mayor valor de los siguientes valores:

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

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se emplean los factores de presencia múltiple. No se aplica el incremento por carga dinámica (IM). Se aceptará que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1,80 m. sobre la superficie de la calzada. (p.20)

2.2.5 Carga sobre veredas, barandas y sardineles.

Rodríguez (2022) afirma de las Cargas sobre veredas, barandas y sardineles lo siguiente:

A. Sobrecargas en Veredas

Se deberá aplicar una carga peatonal de 366 kg/m² en todas las aceras de más de 0,60 m. de ancho y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño, excepto cuando los vehículos pueden subir sobre la vereda. Si la condición de carga incluye cargas peatonales combinadas con uno o más carriles con sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

B. Fuerzas sobre Sardineles

Los sardineles se diseñarán para soportar una fuerza lateral como mínimo de 760 kg por metro lineal de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o una elevación de 0,25 m. sobre el tablero si el sardinel tuviera una altura superior.

C. Fuerzas sobre Barandas

Las fuerzas se toman de la Tabla A13.2-1. Se aplica el estado límite de evento extremo para el diseño. No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales simultáneamente con las cargas verticales.

Tabla 4: Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_T (N)	60.000	120.000	240.00	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_V (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Fuente: Tabla A 13.2-1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

- TL-1 Nivel de Ensayo Uno

Usado en zonas donde las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad.

- TL-2 Nivel de Ensayo Dos

Usado en zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del emplazamiento son favorables; también donde se prevé un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas.

- TL-3 Nivel de Ensayo Tres

Usado para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad donde la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del emplazamiento son favorables.

- TL-4 Nivel de Ensayo Cuatro

Usado para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados.

- TL-5 Nivel de Ensayo Cinco

Usado para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones o cuando las condiciones desfavorables del emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas.

- TL-6 Nivel de Ensayo Seis

Usado cuando se anticipa la presencia de camiones tipo tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento. (p.21)

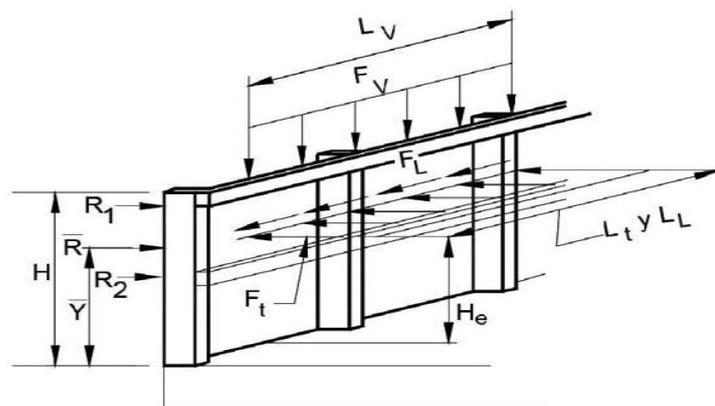


Figura 18: Fuerzas de diseño de una baranda metálica, ubicación en altura y longitud de distribución horizontal

Fuente: AASHTO LRF Bridge Design Specifications, M. (2020)

2.2.6 Fuerza de Colisión de un Vehículo: CT

Rodríguez (2022) afirma de las Fuerzas de colisión de un Vehículo lo siguiente: Los estribos y pilas de puentes ubicados a 9,0 m. o menos del borde de la calzada se deberán diseñar para una fuerza estática equivalente de 272 T, la cual se asume actúa en una dirección de 0° a 15° con el borde del pavimento en un plano horizontal, con altura de 1,5 m. sobre el nivel del terreno. No es necesario aplicar esta fuerza, en el caso de estructuras protegidas por terraplenes o barreras antichoque. (p.22)

2.2.7 Cargas Hidráulicas: WA

Rodríguez (2022) afirma de las Cargas Hidráulicas lo siguiente:

A. Presión Hidrostática

Actúa de forma perpendicular a la superficie, y se calcula como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad).

B. Flotabilidad

Fuerza de levantamiento tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas. Actúa sobre todos los componentes debajo del nivel de agua.

C. Presión de Flujo

La presión de flujo de agua, actuando en la dirección longitudinal de las subestructuras se tomará como se sigue:

$$\rho = 52,6 * C_D * V^2$$

Donde:

ρ = Presión del agua (kg/m²)

V = Velocidad del agua para la inundación de diseño (resistencia y servicio) y para la inundación de control (evento extremo), en m/s.

C_D = Coeficiente de arrastre para pilas.

La fuerza de arrastre longitudinal será el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

Tabla 5: Coeficiente de arrastre

Tipo	C_p
Pila con borde de ataque semicircular	0,7
Pila de extremo cuadrado	1,4
Arrastre acumulado contra la pila	1,4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$	0,8

Fuente: Tabla 3.7.3.1-1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications M. (2020)

D. Carga Lateral

La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo θ respecto del eje longitudinal de la pila será como se sigue:

$$\rho = 52,6 * C_L * V^2$$

Donde:

ρ = Presión lateral (kg/m²)

V = Velocidad del agua para la inundación de diseño (resistencia y servicio) y para la inundación de control (evento extremo), en m/s.

C_L = Coeficiente de arrastre lateral

Tabla 6: Coeficiente de arrastre lateral

Ángulo θ	C_L
0°	0
5°	0,5
10°	0,7
20°	0,9
$\geq 30^\circ$	1,0

Fuente: Tabla 3.7.3.2.1-1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

E. Carga de Oleaje

Se deberá considerar si se anticipa que se pueden desarrollar fuerzas de oleaje significativas.

F. Empuje hidrodinámico

Presiones adicionales originadas por la masa del agua al ocurrir un sismo podrán estimarse con las fórmulas de Westergard o cualquier otro procedimiento equivalente.

G. Socavación

Se deberá considerar en los estados límites de resistencia y servicio. El nivel de cimentación del puente debe estar por lo menos 1,0 m. por debajo de la profundidad de socavación calculada. (p.22)

2.2.8 Carga de Viento: WL y WS

Rodríguez (2022) afirma de las Cargas Hidráulicas lo siguiente:

WL = Viento sobre la sobrecarga

WS = Viento sobre la estructura

Rodríguez (2022) afirma que la presión del viento se asume como uniformemente distribuida sobre el área expuesta a la acción del viento. El área expuesta se considera como la suma de las áreas de todos los componentes incluyendo el sistema de piso, postes, barandas y barreras de sonido, tal como se muestran en elevación perpendicular a la dirección del viento. La carga de viento se considera como el producto de la presión del viento y el área expuesta. (p22)

La presión del viento establecida por AASHTO 2017 es la siguiente:

$$P_z = 2,56 * 10^{-6} * V^2 * K_z * G * C_D$$

Donde:

P_z = Presión del viento de diseño

V = Velocidad del viento de diseño para ráfagas de 3 segundos.

K_z = Coeficiente de presión de exposición y elevación.

G = Factor de efecto de ráfaga determinado usando una estructura específica de estudio.

C_D = Coeficiente de arrastre determinado usando una estructura específica de estudio.

El Manual de Diseño de Puentes MTC-Perú 2018 acerca de la acción del viento adopta las siguientes disposiciones AASHTO 2014:

Presión Horizontal del Viento

La carga de viento se asume está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. Para puentes a más de 9,15m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño se deberá ajustar con lo siguiente:

$$V_{DZ} = 2,5 * V_o * \left(\frac{V_9}{V_B}\right) * \ln\left(\frac{Z}{Z_o}\right)$$

Donde:

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). En ausencia de datos $V_9 = V_B = 160$ km/h

V_B = Velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 9,15m

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

Z = Altura de la estructura > 9,15 m.

Tabla 7: Valores de V_o y Z_o

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
V_o (km/h)	13,2	17,5	19,3
Z_o (m)	0,07	1,00	2,50

Fuente: Tabla 3.8.1.1.1-1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

Tabla 8: Exposición a la presión y coeficientes de elevación, K_z

Altura de la Estructura Z (ft)	Exposición al Viento Categoría B	Exposición al Viento Categoría C	Exposición al Viento Categoría D
≤ 33	0,71	1,00	1,15
40	0,75	1,05	1,20
50	0,81	1,10	1,25
60	0,85	1,14	1,29
70	0,89	1,18	1,32
80	0,92	1,21	1,35
90	0,95	1,24	1,38
100	0,98	1,27	1,41
120	1,03	1,32	1,45
140	1,07	1,36	1,49
160	1,11	1,40	1,52
180	1,15	1,43	1,55
200	1,18	1,46	1,58
250	1,24	1,52	1,63
300	1,30	1,57	1,68

Fuente: Tabla C 3.8.1.2.1-1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

A. Presión de Viento sobre las Estructuras: WS

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

P_D = Presión del viento de diseño (kg/m²)

P_B = Presión básica del viento (kg/m²)

Tabla 9: Presiones básicas P_E correspondientes a $V_B = 160$ km/h

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO	CARGA A SOTAVENTO
	(kg/m ²)	(kg/m ²)
Reticulados, columnas y arcos	245	122
Vigas	245	No Aplicable
Grandes superficies planas	195	No Aplicable

Fuente: Tabla 3.8.1.2.1-1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

La carga de viento total se deberá tomar como mínimo 445 kg/m en el plano de un cordón a barlovento ni 223 kg/m en el plano de un cordón a sotavento de un elemento reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 445 kg/m en componentes de vigas o vigas cajón.

Cargas de las Superestructuras

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento P_B para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar según la Tabla 3.8.1.2.2-1. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente.

Tabla 10: P_B para distintos ángulos de ataque con $V_B = 160$ km/h

Ángulo de oblicuidad del viento	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral kg/m ²	Carga longitudinal kg/m ²	Carga lateral kg/m ²	Carga longitudinal kg/m ²
0	365	0	245	0
15	342	60	215	30
30	317	137	200	60
45	230	200	160	78
60	117	245	83	93

Fuente: Tabla 3.8.1.2.2-1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

Para los puentes de viga y losa comunes que tienen longitud de tramos individuales no mayores a 38 m. y una altura máxima de 9,15 m. sobre el nivel del terreno o agua, se pueden utilizar las siguientes cargas de viento:

- 245 kg/m², Transversal
- 60 kg/m², Longitudinal

Fuerzas Aplicadas directamente a la Subestructura

Las fuerzas transversales y longitudinales para aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 195 Kg/m². Para direcciones del viento oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura.

B. Presión de Viento sobre los Vehículos: WL

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se aplicará tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe accionar como una fuerza interrumpible y móvil de 150 kg/m actuando normal a la calzada y 1,80 m. sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura. Si el viento sobre los vehículos no es normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como se sigue:

Para los puentes de viga y losa comunes que tienen longitud de tramos individuales no mayores a 38 m. y una altura máxima de 9,15 m. sobre el nivel del terreno o agua, se pueden utilizar las siguientes cargas de viento:

- 150 kg/m, Transversal.
- 60 kg/m, Longitudinal.

Tabla 11: Componentes del viento en la sobrecarga

Ángulo de oblicuidad respecto a la normal a la superficie (°)	Componente normal (kg/m)	Componente paralela (kg/m)
0	150	0
15	130	18
30	122	36
45	98	48
60	50	57

Fuente: Tabla 3.8.1.3-1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

Presión Vertical del Viento

En el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento, se debe considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 100 kg/m² por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Se debe aplicar sólo para los estados límites Resistencia III y Servicio IV que no indica viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Se aplicará en un punto a un cuarto del ancho del tablero a barlovento, juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas.

Inestabilidad Aero elástica

Todos los puentes y sus componentes estructurales, cuya relación longitud de tramo/ancho o profundidad sea superior a 30, se deberán considerar sensibles al viento, y por lo tanto deberán considerar en su diseño, solicitaciones Aero elásticas. (p.23)

2.2.9 Efectos Sísmicos: EQ

Rodríguez (2022) afirma sobre los Efectos Sísmicos lo siguiente:

Los puentes en general se diseñan para tener una baja probabilidad de colapso aun cuando puedan sufrir daños significativos e interrumpir su servicio, bajo un sismo de diseño con una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años. La carga sísmica se determina en base al coeficiente de respuesta elástica (C_{sm}), el peso de la superestructura (W), y se ajusta aplicando el factor de modificación de respuesta (R) (Art. 3.10.1 AASHTO).

A. Procedimiento General

Se usan los coeficientes de aceleración del terreno máxima PGA (0.0s) y los de periodos espectrales corto S_s (0.2 s.) y largo S_1 (1,0 s.) para 5% de amortiguamiento crítico. Dichos valores se determinan con los mapas de isoaceleración obtenidos para un suelo tipo roca B (ver en el APÉNDICE 7A.1, los correspondientes al caso del Perú).

B. Clases de Sitio

Los sitios se clasifican según la figura 19 de acuerdo con su rigidez determinada por la velocidad de la onda de corte superior a 100 ft. La prueba de penetración estándar (SPT), el número de golpes y la resistencia al corte de las muestras de suelo no drenadas también pueden usarse para la clasificación.

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $v_s > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft/s $< v_s < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< v_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $N > 50$ golpes/ft, o $S_u > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con 600 ft/s $< v_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < N < 50$ golpes/ft, o $1.0 < S_u < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $v_s < 600$ ft/s o con cualquiera $N < 15$ golpes/ft o $S_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40$ por ciento y $S_u < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10$ ft de turba o arcilla altamente orgánica donde H = espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 25$ ft con $PI > 75$) • Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas ($H > 120$ ft)

Excepciones: Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

Donde:

- V_s = Promedio de la velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100 ft
- N = Promedio de la cantidad de golpes (golpes/ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 ft
- S_u = Promedio de resistencia al corte no drenada en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelo superiores a 100 ft
- PI = Índice plástico (ASTM D4318)
- w = Contenido de humedad (ASTM D2216)

Figura 19: Definición de Clase de Sitio

Fuente: AASHTO LRF Bridge Design Specifications, M. (2020)

C. Factores de Sitio

Los factores de sitio F_{pga} , F_a y F_v , serán usados para el período cero y el rango de períodos corto y largo respectivamente. Estos factores se determinan usando la clase de sitio dada en la figura 19 y los valores de los coeficientes PGA , S_s y S_1 que se elaboren mediante estudios para las distintas zonas del país.

D. Espectro de Respuesta de Diseño

El espectro de respuesta al 5% de diseño amortiguado se realiza tal como se detalla en la figura 20. Este espectro se calcula usando los picos mapeados de los coeficientes de aceleración del terreno y los coeficientes de aceleración espectral escalados en los periodos cero, corto y largo de los factores de sitio F_{pga} , F_a y F_v , respectivamente.

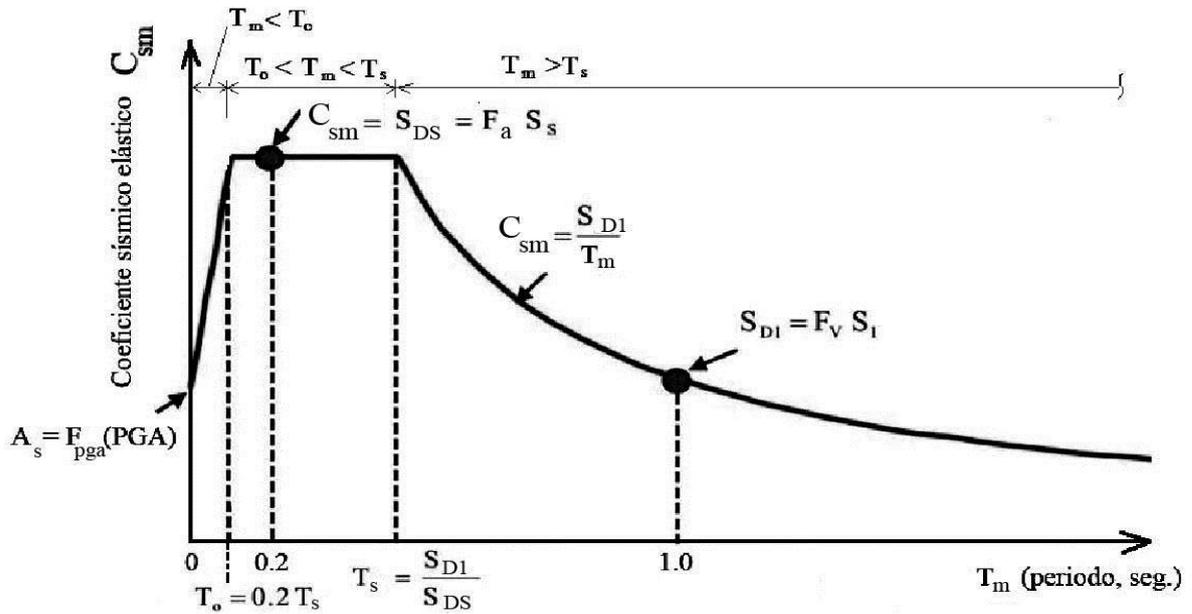


Figura 20: Espectro de Respuesta de Diseño

Fuente: AASHTO LRF Bridge Design Specifications, M. (2020)

E. Coeficiente de Respuesta Sísmico Elástico

Para periodos menores o iguales a T_o , el coeficiente sísmico elástico para el movimiento m th de vibración, C_{sm} , será como sigue:

$$C_{SM} = A_S + (S_{DS} - A_S) * (T_m / T_o)$$

Donde:

$$A_S = F_{pga} * (PGA)$$

$$S_{DS} = F_a * S_S$$

PGA = Coeficiente de aceleración pico del terreno sobre la roca (Sitio Clase B)

S_S = Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (Sitio Clase B)

T_m = Periodo de vibración del modo mth (s)

T_o = Periodo de referencia usado para definir la figura espectral = $0.2T_s$

T_s = Esquina del periodo en el cual los cambios de espectro de ser independiente del periodo pasan a ser transversalmente proporcional al periodo = S_{DI} / S_{DS} (s)

Para periodos mayores o iguales a T_o y menores o iguales a T_s , el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado como sigue:

$$C_{SM} = S_{DS}$$

Para periodos mayores que T_s , el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado así:

$$C_{SM} = S_{DI} / T_m$$

2.2.10 Diseño de Puentes Arco de Tablero Superior

Manterola (2006) afirma sobre los Puentes Arco de Tablero Superior lo siguiente:

El puente en arco es de tablero superior cuando el arco está por debajo del tablero. Este tipo de puente se usa cuando se desea salvar grandes luces sobre alguna quebrada y en otras veces cuando se desee ganar altura en el gálibo para el paso de barcos si es río es navegable.

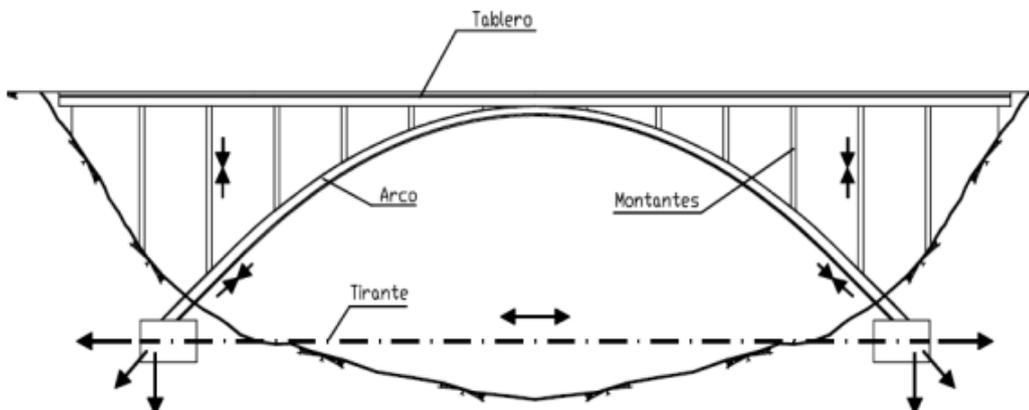


Figura 21: Fuerzas en Puentes de Arco de Tablero Superior

Fuente: Villar J. (1999)

A. Parámetros de Tipología

Según Manterola (2006), los parámetros de tipología son los siguientes: material, articulaciones, sección transversal del arco, sección del tablero, relación arco tablero, distribución de rigideces entre arco y tablero y directriz en planta del arco.

B. Condiciones de borde

Según Manterola (2006), el puente arco presenta tres tipos de condición de borde: la primera el arco biempotrado, es hiperestático de grado 3 esta condición es la más usada por trabajar en conjunto, la segunda arco biarticulado es hiperestático de grado $h=1$, ya no son empleados porque trabajan independiente tanto el tablero como el arco, pero tiene como ventaja de presentar mayor robustez, y el fallo de una sección no produce necesariamente el colapso de la estructura. y por último los arcos triarticulados son estructuras isostáticas, el cual ya no se usan en la actualidad.

C. Directriz y Flechas del Arco

Según Manterola (2006), se considera a la curva antifunicular obtenida de las cargas permanentes del conjunto del puente, estas cargas son el peso propio del arco, tablero y pilar como también las obras complementarias que son las barandas, veredas, carpeta asfáltica, entre otros. La consideración de estas cargas conlleva a unas curvas próximas a la parábola de 2° grado.

D. Arco

Según Manterola (2006), el área de un arco está en función a la cantidad de fuerza axial que transmita, y su inercia vertical está en función a la relación con el tablero. Por consecuencia se dice que si se tiene toda la inercia está en el arco, entonces se aprovechará la enorme compresión que lo solicita para resistir las tracciones de las flexiones producidas por las cargas no funiculares, en el caso contrario si toda la inercia está en el tablero, entonces el arco se convierte en una membrana con flexiones mínimas.

E. Tablero

Según Manterola (2006), es la superficie sobre la que circulan los vehículos y que se encuentra a la rasante de la vía que unirá, se encuentra soportado estructuralmente por otros elementos estructurales principales (arcos, cerchas, pórticos y cables).

F. Relación Arco-Tablero

Según Manterola (2006), la relación entre el arco y el tablero por medio de pilares verticales su separación es, como mínimo, la división del arco en 8 partes iguales, siendo más frecuente 10 o 12 partes, o los impares intermedios, que se producen cuando no se dispone un pilar en la clave del arco. El comportamiento del arco en su deformación influye y es influido por la rigidez del tablero y por la vinculación entre ambos.

G. Parámetros Geométricos

Arco

Para el predimensionamiento de la presente investigación se tomó los siguientes parámetros para las dimensiones del arco. Para el peralte en los arranques del puente arco se tomó la siguiente relación.

$$\frac{E_a}{L} = \frac{1}{50}$$

La razón por la cual se tomó esta dimensión es porque en el arranque del arco al estar bienprotrado estará sometido a grandes esfuerzos, y por lo tanto la sección del arco en el arranque deberá de ser capaz de soportar dichos esfuerzos.

Para el peralte en la clave del arco se tomó la siguiente relación.

$$\frac{E_c}{L} = \frac{1}{80}$$

Finalmente, para la base del arco tanto en el arranque como en la clave se usó la siguiente relación:

$$b = \frac{3h}{4}$$

Donde:

E_a = Peralte en el arranque del arco

E_c = Peralte en la clave del arco

L = Luz del arco, distancia entre los ejes de arranque del arco.

2.3 Definición de términos básicos

- AASHTO. - Sigla en inglés que significa Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (American Association of State Highway and Transportation Officials).
- LRFD. - Sigla en inglés que significa Diseño por Factores de Carga y Resistencia (Load and Resistance Factor Design).
- HL-93. – Tipo de camión de diseño, empleado para el diseño de puentes en concordancia con el Manual de Puentes.
- Longitud del Puente. – Distancia longitudinal entre las juntas de dilatación extremas de la superestructura.
- Bombeo. - Inclinación transversal del eje de la plataforma de una carretera con la finalidad de proporcionar el drenaje lateral de la vía.
- Luz del Puente. – Distancia longitudinal entre los ejes de apoyo de la superestructura de un puente.
- Pilar. - Apoyo intermedio de un puente cuya finalidad principal es soportar parte de la superestructura y transmitir las cargas al terreno.
- Red Vial. – Conjunto de carreteras que conforman una misma clasificación funcional (R.V. Nacional, Departamental o Regional y Vecinal o Rural)

CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis principal

El análisis estructural del puente de arco de tablero superior de concreto armado se realizará mediante un análisis Pushover con el software CSI BRIDGE.

3.1.2 Hipótesis secundaria

- a) Los elementos estructurales del puente de arco de tablero superior de concreto armado cumplirán con las normas propuestas.
- b) El mejor modelamiento del puente de arco de tablero superior de concreto armado se obtendrá con el software CSI BRIDGE.
- c) Con los resultados de la modelación se obtendrá un mejor resultado con el software CSI BRIDGE.
- d) El análisis con el software CSI BRIDGE reducirá entre 5% y 10% los costos de los elementos estructurales del puente de arco de tablero superior.

3.2 Variable

3.2.1 Definición conceptual de las variables

Variable independiente

La variable independiente es la causa o descripción de ocurrencia de otra figura. En la práctica es la variable que puede dirigir el investigador y se le suele llamar método (Amiel, 2007)

- La variable independiente es el Puente de arco de tablero superior de concreto armado.

Variable dependiente

La variable dependiente o efecto es la respuesta producida por acto de la variable independiente, cabe decir que la variable dependiente depende o está en función de la variable independiente (Borja, 2016).

- La variable dependiente es el Análisis estructural.

3.2.2 Operacionalización de las variables

Es el procedimiento que nos permitirá evaluar las variables propuestas en la hipótesis, en casos particulares se deberá descomponer en indicadores para su evaluación. Este procedimiento se debe desarrollar ya que muchas investigaciones la variable de estudio se deben descomponer ya que cada una adquiere una distinta forma de medición de acuerdo con su nivel o grado en que se desarrollará (Sampierie, 2014).

Matriz de operacionalización de variables (anexo 2: Matriz de variable)

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE ESTUDIO

4.1 Tipo y nivel

4.1.1 Tipo

El estudio aplicado busca saber, actuar, armar y corregir una realidad que presenta un problema, está más dirigida en la aplicación inmediata sobre un problema antes que el desarrollo de un saber de valor universal (Borja, 2016).

La investigación Cuantitativa da a conocer que la forma más confiable para saber la realidad es a través de la recaudación y análisis de datos, con lo que se podría responder las preguntas de la investigación y verificar las hipótesis. Este tipo de investigación se basa en la medición numérica, el conteo y comúnmente en el uso de la estadística para saber con exactitud patrones de comportamiento en una población o conjunto (Borja, 2016).

El estudio fue de tipo aplicada con enfoque cuantitativo.

4.1.2 Nivel

Estudios descriptivos buscarán comprender las propiedades y características principales de cualquier figura que se estudie. Explica la preferencia de una población. Es decir, solo pretenden medir o recolectar información de manera individual o grupal sobre las definiciones o las variables a las que se refieren, esto es, su objetivo no es indicar cómo se entrelazan éstas (Sampierie, 2014).

El estudio fue de nivel descriptivo.

4.2 Diseño de investigación

Las investigaciones no experimentales no ordenan, ni pueden demostrar relaciones causales directas entre dos variables o entre dos partes; se realizan sin el manejo deliberado de variables y en los que sólo se observan los fenómenos en su ambiente natural para después estudiarlos (Borja, 2016).

Los diseños de investigación transversal recogen datos en un solo instante, en un determinado tiempo (solo una vez). Su propósito es especificar variables y estudiar su repercusión e interrelación en un instante dado (Sampierie, 2014).

La investigación fue no experimental con diseño transversal.

4.3 Población y muestra.

4.3.1 Población

Se señala población o Universo al grupo de elementos finitos o infinitos con características similares o comunes que serán motivo de estudio y limitadas por el problema y por los objetivos del estudio (Borja, 2016).

La población seleccionada para el presente estudio fueron los 30 puentes de arco de tablero superior de concreto armado con características similares al puente Maranura ubicado en Cusco.

4.3.2 Muestra

La muestra es en el fondo, un subgrupo del conjunto población. Digamos que es un subgrupo de elementos que pertenecen a ese grupo definido en sus rasgos al que llamamos grupo o población (Sampierie, 2014).

Se seleccionó como muestra el puente de arco de tablero superior de concreto armado de Maranura en la provincia de Cusco que cuenta con 26 metros de longitud, con 11.70 metros de ancho con dos pasarelas peatonales de 1.30 metros de ancho.

4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos

Tipo de técnicas

Para la realización de la presente investigación la técnica de observación directa, se hará uso de la planimetría estructural del puente estudiado. Por otro lado, se realizará la observación de los componentes que conforman el puente tanto de la estructura y superestructura.

Instrumentos

Se presentan los instrumentos utilizados en la investigación

- La norma Load and Resistance Factor Design (LRFD)
- La norma peruana MTC
- Expediente técnico del puente Maranura
- Planos estructurales
- CSI BRIDGE v23
- EXCEL 2022
- MATHCAD
- FEMA
- SAP 2000

4.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos.

En la actualidad la confiabilidad en cuanto a análisis y cálculos con softwares en el campo de la ingeniería ha evolucionado satisfactoriamente, cada año se va perfeccionando dichos programas y uno de ellos en el área de diseño y análisis estructural para puentes es el CSI BRIDGE v23 el cual ha resultado ser muy eficaz para el estudio y diseño de puentes.

4.4.3 Procedimientos para la recolección de datos.

Procedimiento 1

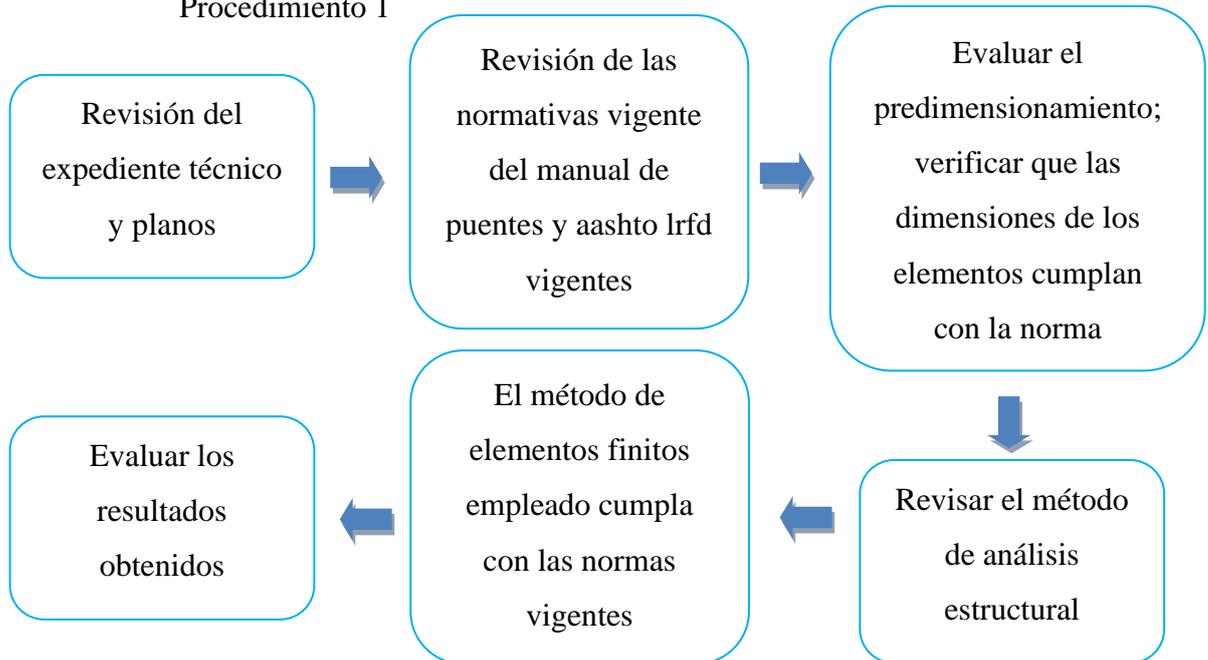


Figura 22: Evaluación de los elementos estructurales

Fuente: Elaboración Propia

Procedimiento 2

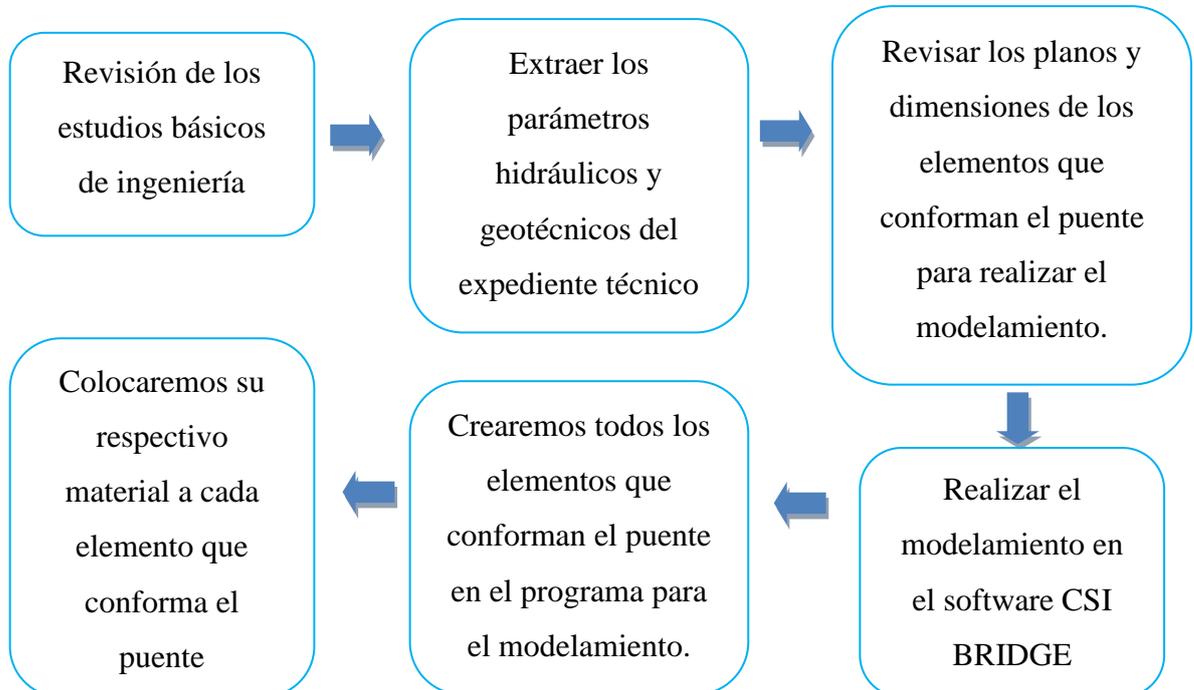


Figura 23: Modelamiento del puente

Fuente: Elaboración Propia

Procedimiento 3

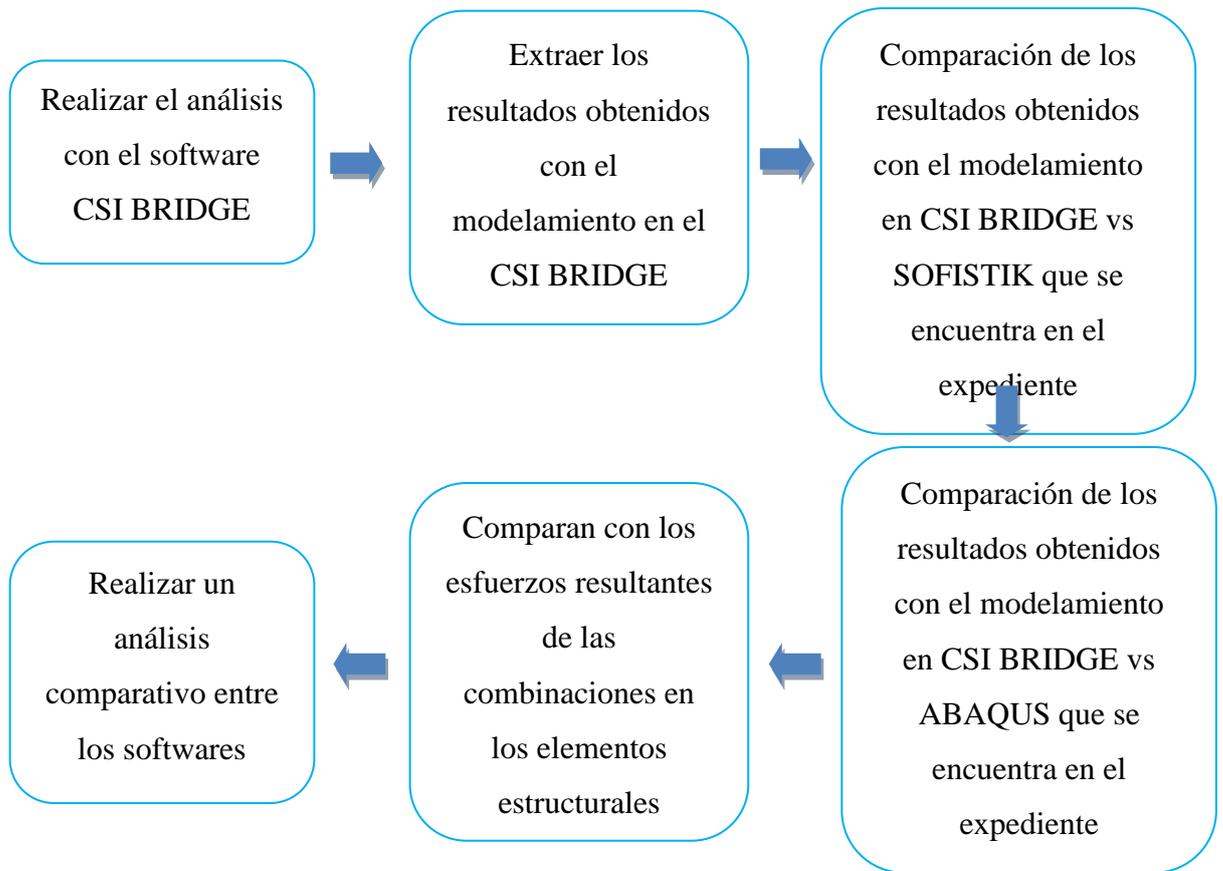


Figura 24: Comparación de los resultados

Fuente: Elaboración Propia

Procedimiento 4

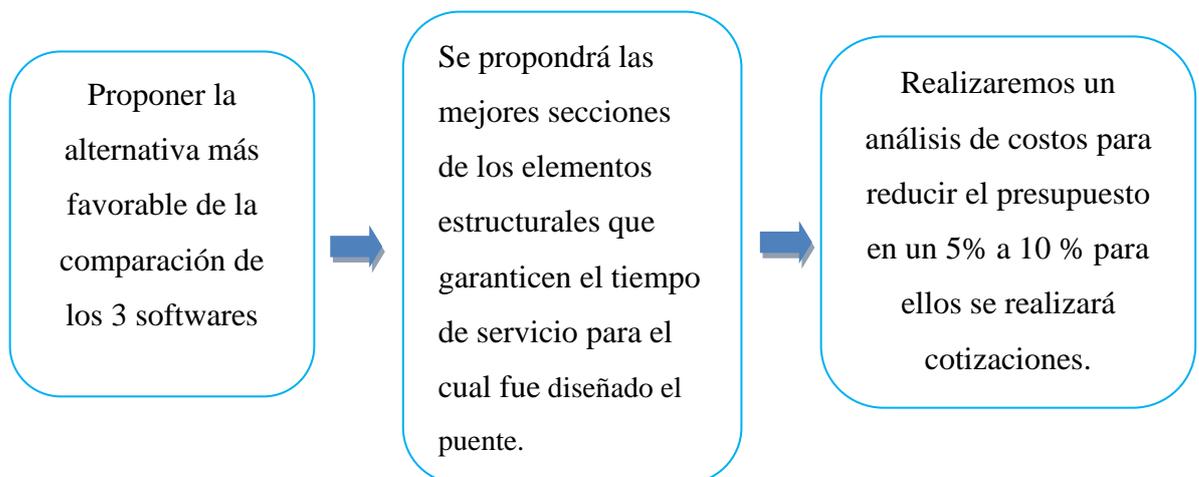


Figura 25: selección de la mejor alternativa

Fuente: Elaboración Propia.

4.5 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.

Para el siguiente estudio se propone el uso del software CSI BRIDGE para realizar el modelamiento y el análisis de puente de arco de tablero superior de Maranura.

Calibración del modelado con un espécimen similar para un modelamiento correcto del puente bajo la norma peruana del MTC y la norma Load and Resistance Factor Design (LRFD).

Se hizo visitas in situ para ver la topografía y la población beneficiada, realizar el IMDA para establecer las sobrecargas y EAL de diseño.

Estudio de canteras de la localidad para agregados para el diseño de mezcla de concreto que se usará en el proceso de ejecución.

Estudios de Mecánica de Suelos que se extraerán los parámetros del expediente técnico.

Se realizará un análisis mediante el método no lineal (PUSHOVER) y análisis por desempeño y desplazamiento; con ello se propone reducir los costos. Se usará el programa MathCad para los cálculos numéricos y se usará el Excel para tablas que se requiera en dicho proceso.

CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

5.1 Definición de los materiales

5.1.1 Materiales

Tabla 12: Componentes del viento en la sobrecarga

MATERIAL	CALIDAD	CONSISTENCIA	T máx. árido	Recubrimiento (mm)
CONCRETO LIMPIEZA	$F'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$	FLUIDA	40	----
CONCRETO ALZADO MUROS	$F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	BLANDA	20	75
CONCRETO EN CIMIENTOS	$F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	BLANDA	20	75
CONCRETO EN TABLERO	$F'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$	BLANDA	20	50
CONCRETO EN ARCO	$F'c = 500 \text{ Kg/cm}^2$	BLANDA	20	50
CONCRETO EN PILAS	$F'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$	BLANDA	20	50
ACERO DE REFUERZO	$\text{ASTM A70+ GRADO 60 } (f'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2)$			
APOYOS DE NEOPRENO				

Fuente: Elaboración Propia

5.2 Geometría del puente

Desde el punto de vista de su morfología, el puente arco se divide en tres categorías:

- Puente arco con tablero superior
- Puente arco con tablero intermedio
- Puente arco con tablero inferior

La situación relativa entre arco y tablero viene establecida por la relación flecha-luz. A partir de valores de esta relación inferiores a $1/10$, los problemas derivados de las deformaciones de temperatura, fluencia y retracción, en los arcos de concreto armado o de los asientos de los apoyos, son cada vez mayores. El arco con tablero intermedio o el arco con tablero inferior, son la respuesta a aquellos casos en los que la distancia entre el apoyo del arco y su coronación resulta muy

pequeña. Para la presente tesis la tipología de puente empleada es la del tipo puente de arco de tablero superior.

5.3 Metrado de cargas

5.3.1 Cargas Permanentes

- Concreto Reforzado: 2.5 t/m^3
- Superficie de Rodadura Asfáltica: 2.4 t/m^3
- Barandillas, Tubos, Equipamientos según pesos específicos de cada material.

5.3.2 Cargas Vivas

- Tren de Cargas HL-93 según AASHTO LRFD 2020

5.3.3 Cargas de Viento

- Velocidad de referencia: $V_{10} = 160 \text{ Km/h}$
- Acciones estáticas del viento en las estructuras según la Norma AASHTO LRFD 2020

5.3.4 Acciones Térmicas

- Temperatura Base de Construcción: 15° C .
- Coeficiente Térmico:
- Concreto: $1.08 * 10^{-5} / ^\circ \text{C}$
- Incremento de la temperatura en elementos de concreto: $+20^\circ \text{ C}$.
- Disminución de la temperatura en elementos de concreto: -25° C .
- Gradiente de Temperatura para Superestructura según AASHTO LRFD 2020.

5.3.5 Fluencia y Retracción

- Según la Formulación recogida en la Normativa AASHTO/ACI considerando una humedad relativa del 70%

5.3.6 Acciones Sísmicas

- Diseño ajustado al Espectro de respuesta de periodo de retorno de 475 años según el estudio de sismicidad local realizado para este proyecto que en el emplazamiento de la Obra define una aceleración básica del terreno de 0.25g y un tipo de Suelo II.

- Criterios de dimensionamiento sísmico según lo recogido en la Normativa AASHTO GUIDE SPECIFICATION FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN.

5.3.7 Cargas de tráfico

- Según el artículo 3.3 de la Norma AASHTO LRFD 2020 de 2 carriles de diseño de 3.3 y 2 aceras.
- Sobrecarga Uniforme: 9.3 KN/m (Sin efectos dinámicos)
- Camión de diseño: $Q = 35+145+145 = 325$ KN (Con efectos dinámicos).
- Tándem: $Q = 2*112 = 224$ KN (Con efectos dinámicos).
- Frenado y aceleración: 25 % Camión = $Fr = 0.25 * 3325 = 81.25$ KN.

5.3.8 Cargas sísmicas

- Las disposiciones previstas en la normativa son aplicables a puentes con una luz total no mayor que 150 m y cuya superestructura esté compuesta por losas, vigas T o cajón, o reticulados, por tanto, de aplicación estricta a la obra que nos ocupa.
- La misma normativa indica que las fuerzas sísmicas serán evaluadas por cualquier procedimiento racional de análisis que tenga en cuenta las características de rigidez y de ductilidad, las masas y la disipación de energía de la estructura.
- Para periodos menores o iguales a T_0 , el coeficiente sísmico elástico para el movimiento m th de vibración, C_{SM} , será como sigue:

$$C_{SM} = A_S + (S_{DS} - A_S) * (T_m/T_0)$$

Donde:

$$A_S = F_{pga} * (PGA)$$

$$S_{DS} = F_a * S_S$$

PGA = Coeficiente de aceleración pico del terreno sobre la roca (Sitio Clase B)

S_S = Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (Sitio Clase B)

T_m = Periodo de vibración del modo m th (s)

T_o = Periodo de referencia usado para definir la figura espectral = $0.2 T_s$

T_s = Esquina del periodo en el cual los cambios de espectro de ser independiente del periodo pasan a ser transversalmente proporcional al periodo = S_{DI} / S_{DS} (s)

Para periodos mayores o iguales a T_o y menores o iguales a T_s , el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado como sigue:

$$C_{SM} = S_{DS}$$

Para periodos mayores que T_s , el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado así:

$$C_{SM} = S_{DI} / T_m$$

5.4 Combinaciones de cargas

En la tabla se presenta las combinaciones de carga y factores de carga ver (Anexo 21: Combinaciones de carga y Factor de carga)

5.5 Definición de las condiciones de contorno

5.5.1 Condiciones de Borde

Son arcos generalmente biempotrados. Las configuraciones biarticuladas prácticamente no se emplean, salvo en casos muy particulares. Los arcos triarticulados no se emplean nunca.

5.5.2 Directriz y flechas del arco

Son arcos generalmente La directriz del arco debe seguir la curva antifunicular de las cargas permanentes del conjunto del puente, arco + tablero + pilares, lo que conduce a curvas próximas a la parábola de 2° grado. La flecha a utilizar debería ser, en principio, la mayor posible, con el fin de minimizar los esfuerzos sobre el hormigón y las cargas sobre el cimiento, además de controlar dentro de límites aceptables, los efectos producidos por las deformaciones impuestas y los asentamientos de los apoyos. Ahora bien, el concepto de utilizar la mayor flecha posible está muy clara en puentes sobre ríos, en los cuales, normalmente, la distancia entre la rasante y la orilla no es muy grande. Si la flecha es muy grande, el arco es demasiado corto y sirve para poco. Si es muy pequeña, el arco es más

costoso y muy vulnerable ante los movimientos horizontales de la cimentación. Una relación frecuente es 1/4, que produce arcos tranquilos y muy correctos. Conforme aumentamos el rebajamiento, el arco se hace visualmente más tenso y hermoso. No se deben reducir en principio, la relación flecha/luz de 1/10.

5.6 Diseño de la Demanda sísmica

Para el diseño de puentes convencionales, la norma AASHTO LRFD Seismic Bridge Design Specifications, nos permite realizar un análisis modal espectral, usando un espectro de pseudo aceleraciones o realizar un análisis Tiempo Historia utilizando registros de acelerogramas de sismos reales, dependiendo de la categoría de diseño que se le asigne al proyecto.

Para la generación del espectro de diseño debemos obtener aceleraciones espectrales para periodos de 0.2s y 1s en base a mapas de isoaceleraciones con 5% de amortiguamiento crítico. Estos valores son conocidos como S_s y S_1 respectivamente. Además, se asignarán coeficientes de sitio F_a y F_v , los cuales permitirán determinar el coeficiente de aceleración A_s , coeficiente de aceleración S_{DS} (para periodos cortos 0.2s) y coeficiente de aceleración S_{D1} (para periodos largos 1.0s).

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

$$S_{DS} = F_a * S_s$$

$$S_{D1} = F_v * S_1$$

Dónde: PGA, se obtiene de la ordenada para 0.0 s del espectro de peligro uniforme ($T_r=1000$ años) para roca.

S_s , se obtiene determinando el valor de la ordenada para 0.2 s del espectro de peligro uniforme ($T_r=1000$ años).

S_1 , se obtiene determinando el valor de la ordenada para 1.0 s del espectro de peligro uniforme ($T_r=1000$ años).

La demanda sísmica para diseño convencional debe tener un 7% de probabilidad de excedencia en 75 años, es decir un periodo de retorno de aproximadamente 1000 años. (AASHTO LRFD Seismic)

Tabla 13: Valores de factor de sitio F_{pga} en period-cero en el Espectro de Aceleración

Clase de sitio	Coeficiente de aceleración Pico del Terreno (PGA) ¹				
	PGA<0.10	PGA=0.2	PGA=0.3	PGA=0.4	PGA>0.5
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

Fuente: Tabla 3.10.3.2-1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

Tabla 14: Valores de factor de sitio F_a para rango de periodo corto en el Espectro

Clase de sitio	Coeficiente de aceleración Espectral en periodo 0.2 (S _s)				
	S _s <0.25	S _s =0.50	S _s =0.75	S _s =1	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

Fuente: Tabla 3.10.3.2-2 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

Tabla 15: Valores de factor de sitio Fv para rango de periodo largo en el Espectro

Clase de sitio	Coeficiente de aceleración Espectral en periodo 1 (S1)				
	S1<0.1	S1=0.2	S1 =0.3	S1 =0.4	S1 >0.5
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

Fuente: Tabla 3.10.3.2-3 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

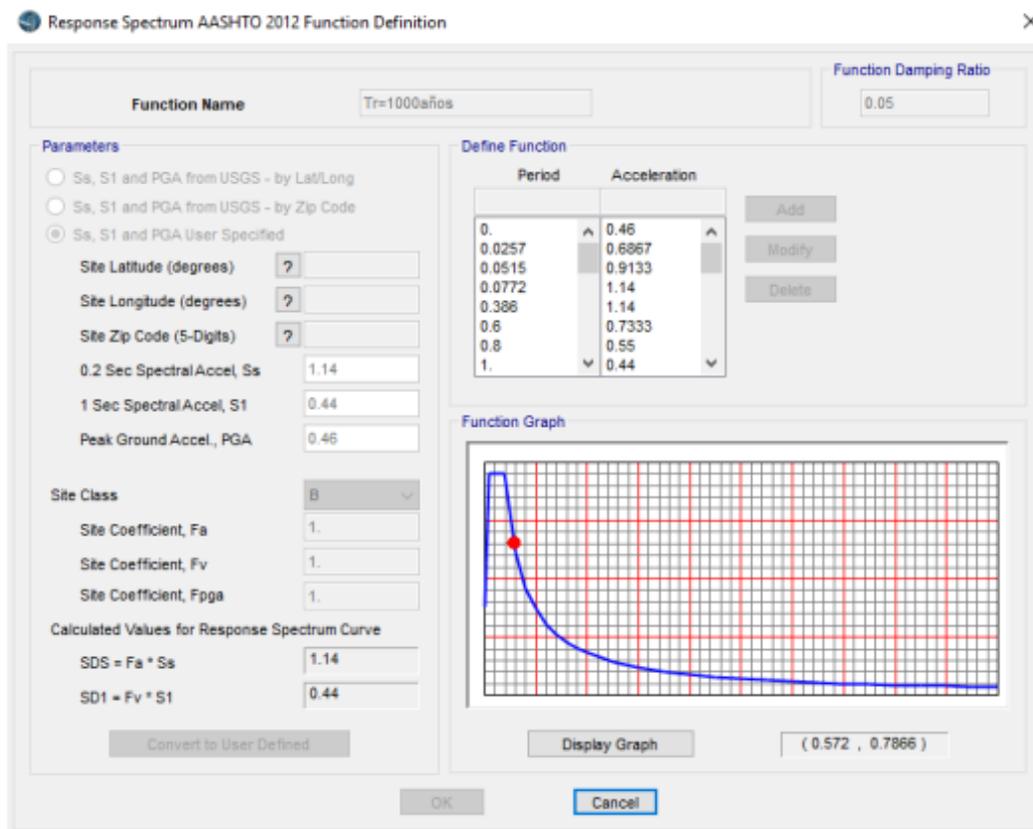


Figura 26: Definición del espectro de aceleraciones

Fuente: Elaboración Propia

Debemos definir los parámetros para el análisis Modal en el software. Se usarán los 12 primeros modos que serán suficientes para lograr una participación de masa mayor del 90% como lo solicita la norma AASHTO Seismic. Asociado al análisis modal está la función “Mass Source” identificado en la figura 10, que es la que calcula la masa del puente en función del peso propio y las cargas permanentes que se hayan considerado en el diseño.

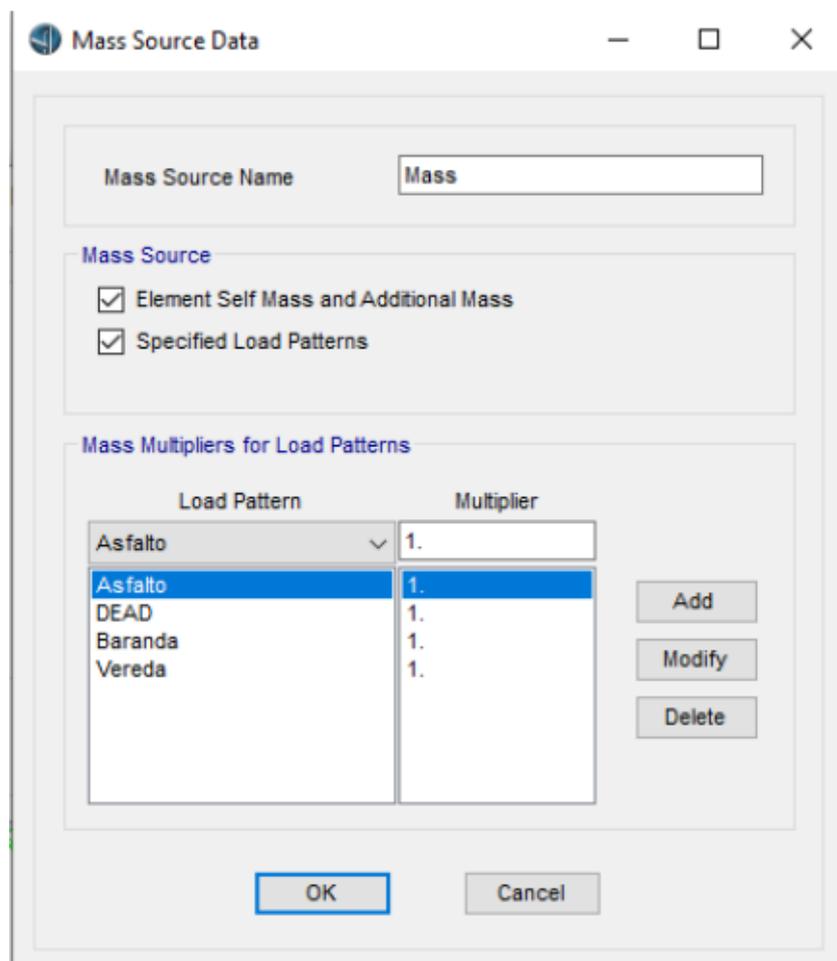


Figura 27: Definición de masas para el análisis modal.

Fuente: Elaboración Propia

Luego de estos pasos previos, debemos definir los casos de carga de tipo “Espectro de Respuesta” en el software, aplicando la combinación modal CQC (Combinación cuadrática completa), como indica la norma AASHTO 2009 Seismic. Definimos los casos de carga para la dirección longitudinal del puente (Sismo X) y para la dirección transversal del puente (Sismo Y).

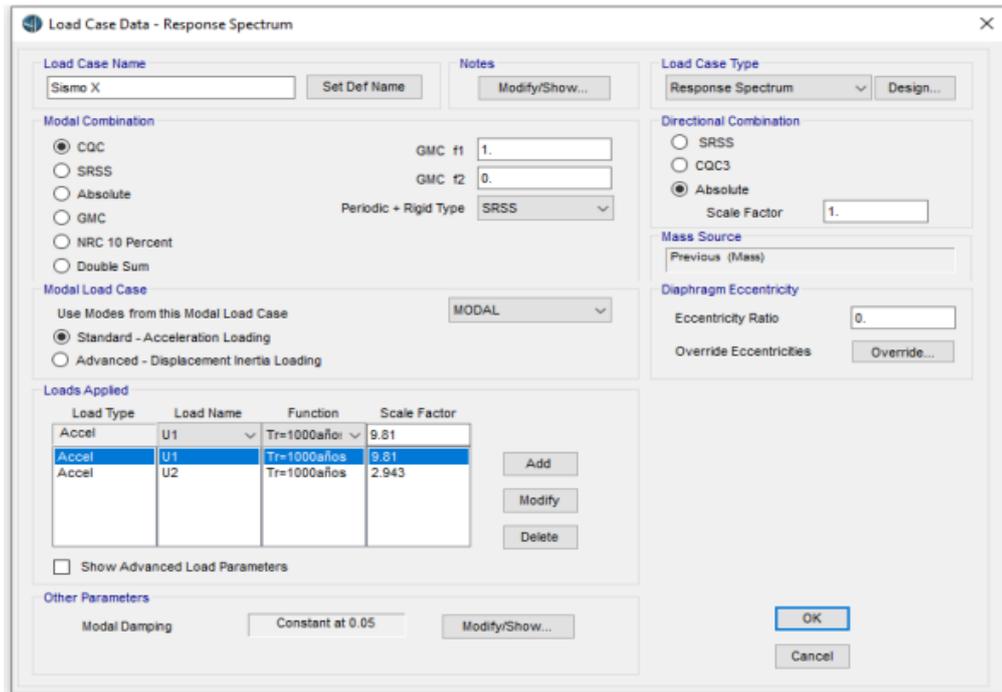


Figura 28: Definición del caso de carga Sismo X en el software.

Fuente: Elaboración Propia

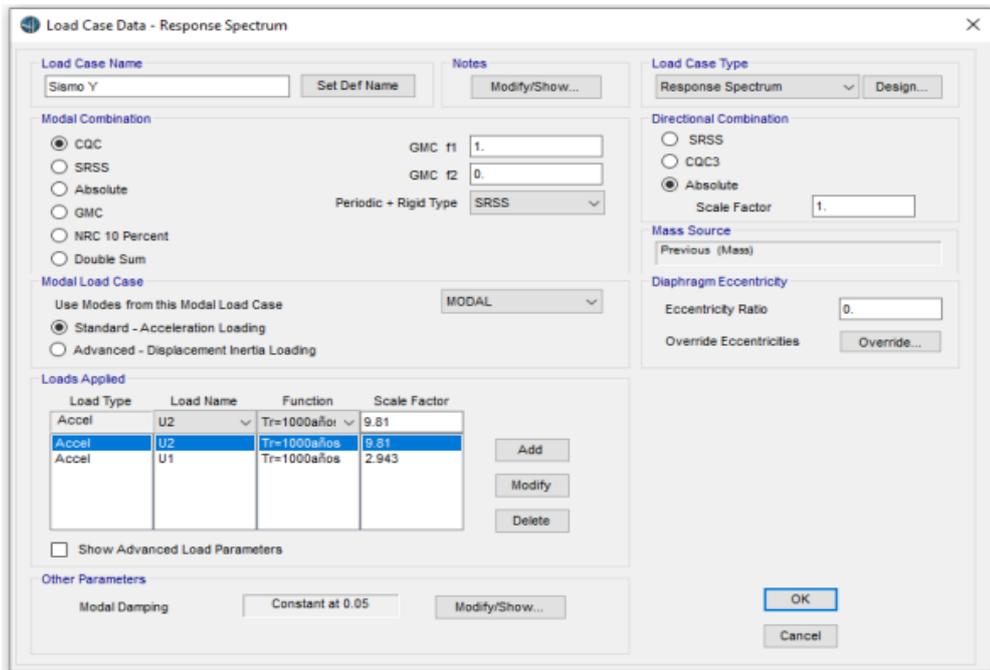


Figura 29: Definición del caso de carga Sismo Y en el software.

Fuente: Elaboración Propia

5.7 Fuerzas cortantes en las columnas

A continuación, se muestran los valores de fuerza cortante en la dirección longitudinal y transversal para los casos de carga SX y SY.

Tabla 16: Fuerzas cortantes en las columnas

Columna	V _x	Columna	V _x	Columna	V _x
1	2.0325	15	7.0631	52	4.1093
2	2.2235	16	7.0631	53	4.1955
3	2.1834	17	12.7803	54	3.7834
4	2.1815	18	12.7803	55	4.5123
5	2.1868	19	22.8013	56	4.5123
6	2.1868	20	22.8013	57	10.2447
7	2.1715	21	25.0864	58	10.2447
8	2.1674	45	2.0525	59	16.8905
9	2.2339	46	2.2439	60	16.8905
10	2.0625	47	2.1674	61	37.1129
11	2.4932	48	2.1715	62	37.1129
12	2.4932	49	2.0868	63	68.1475
13	4.0199	50	2.0868	64	68.1475
14	4.0199	51	4.1232	65	90.2879

Fuente: Elaboración Propia

5.8 Fuerzas axiales en el arco.

A continuación, se muestran los valores de fuerza axiales para los casos de carga SX y SY.

Tabla 17: Fuerzas cortantes Sx para Tr = 1000 años

Arco	Axial(tnf)	Arco	Axial(tnf)
42	125.562	75	125.515
43	102.568	76	102.578
44	58.564	77	58.567
45	18.401	78	19.331
46	60.623	79	58.879
47	86.336	80	88.425
48	86.366	81	88.425
49	60.623	82	58.356
50	18.401	83	18.872
51	58.564	84	58.236
52	102.568	85	102.872
53	125.562	86	125.763

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 18: Fuerzas cortantes Sy para Tr = 1000 años

Arco	Axial(tnf)	Arco	Axial(tnf)
42	52.763	75	327.67
43	47.135	76	318.13
44	22.348	77	290.65
45	10.111	78	281.77
46	37.712	79	248.52
47	38.563	80	226.17
48	38.563	81	226.14
49	37.712	82	249.50
50	10.111	83	273.85
51	22.348	84	285.20
52	47.135	85	313.10
53	52.763	86	325.22

Fuente: Elaboración Propia

5.9 Momentos en el arco.

A continuación, se muestran los valores de Momento Flector en la dirección longitudinal y transversal para los casos de carga SX y SY.

Tabla 19: Momento flector Sx para Tr = 1000 años

Arco	Mx (tnf)	Arco	Mx (tnf)
42	532.590	75	532.590
43	192.162	76	192.162
44	129.815	77	129.815
45	283.309	78	283.309
46	325.746	79	325.746
47	219.998	80	219.998
48	58.740	81	58.740
49	179.824	82	179.824
50	305.801	83	305.801
51	383.43	84	383.43
52	138.321	85	138.321
53	189.629	86	189.629

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 20: Momento flector Sy para Tr = 1000 años

Arco	Mx (tnf)	Arco	Mx (tnf)
42	228.285	75	228.285
43	87.78	76	87.78
44	65.686	77	65.686
45	127.554	78	127.554
46	133.602	79	133.602
47	85.821	80	85.821
48	57.585	81	57.585
49	78.295	82	78.295
50	125.969	83	125.969
51	127.005	84	127.005
52	69.731	85	69.731
53	87.830	86	87.830

Fuente: Elaboración Propia

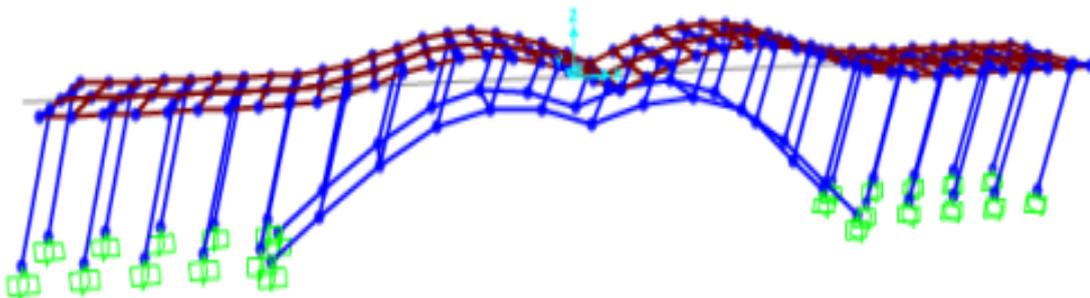


Figura 30: Deformada para el Sismo X

Fuente: Elaboración Propia

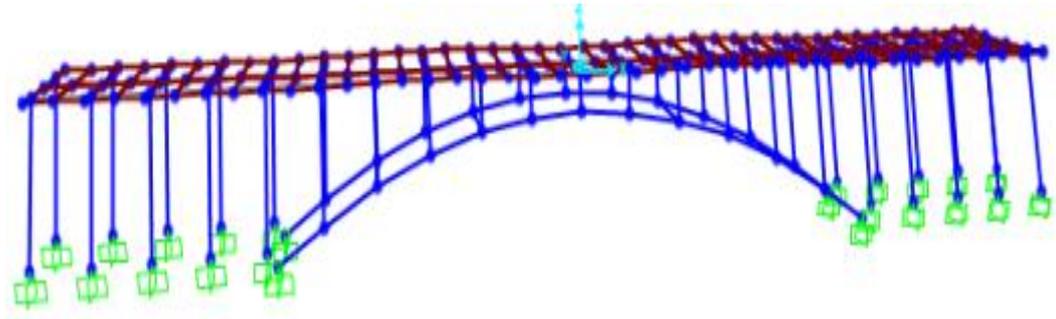


Figura 31: Deformada para el Sismo Y

Fuente: Elaboración Propia

5.10 Análisis por demanda

Todos los puentes con categoría de diseño C o D, deberán ser analizados mediante un análisis demanda vs capacidad. (AASHTO LRFD Seismic).

$$\Delta_D^L < \Delta_C^L$$

Δ_D^L = Desplazamiento de la estructura tomado del eje principal local al miembro dúctil. Este desplazamiento deberá ser tomado conservativamente como la distancia del desplazamiento de la contribución de la flexión de la fundación.

Δ_C^L = Capacidad del desplazamiento tomada alrededor del eje principal local correspondiente al desplazamiento demandante del miembro dúctil.

Para el cálculo del momento flector de las columnas, utilizaremos las siguientes fórmulas:

$$C_c = 0.85 * f'c * b a$$

$$C_{s1} = A_{s1} f_{s1}$$

$$C_{s2} = A_{s2} f_{s2}$$

$$T_{s3} = A_{s3} f_{s3}$$

$$T_{s4} = A_{s4} f_{s4}$$

Luego la fuerza axial nominal será:

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_{s3} - T_{s4}$$

Y el momento nominal resistente será:

$$M_n = C_c \left(y - \frac{a}{2} \right) + C_s1(y - d1) + C_s2(y - d2) + T_s3(d3 - y) + T_s4(d5 - y)$$

Partiendo de la expresión de equilibrio tenemos $C_c = T$, donde $f_s = f_y$

Por lo que el valor de a será:

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

Entonces los momentos serán:

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

$$M_u = \phi M_n$$

Para el cálculo del cortante en las vigas utilizaremos la siguiente expresión.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

5.11 Comparación de esfuerzos del análisis realizado con el expediente

Diseño de elementos del Punte

$$f'c = 280 \frac{kgf}{cm^2}; E_c = 15300 * \sqrt{f'c} = 256017.97 \frac{kgf}{cm^2}; \gamma_{conc} = 2400 \frac{kgf}{m^3}$$

$$f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}; E_s = 29000 \text{ ksi} = 2038901.78 \frac{kgf}{cm^2}; \epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = 0.00206$$

Material Asfáltico: Peso específico: $\gamma_{asf} = 2240 \frac{kgf}{m^3}$; Espesor: $e_{asf} = 5 \text{ cm}$.

Coefficiente de minoración de resistencia para flexión: $\phi_f = 0.9$

Diámetro de la varilla: $d_b = 20 \text{ mm}$; Recubrimiento: $r = 2.5 \text{ cm}$

Ancho físico del puente borde a borde: $W = 10 \text{ m}$

$L_1 = 1.5 \text{ m}$; $L_2 = 1.5 \text{ m}$; $w = W - L_1 - L_2 = 7 \text{ m}$

Número de carriles de diseño: $N_L = \text{round} \left(\frac{W}{3.6 \text{ m}} \right) = 3$; $N_L = 2$

Predimensionamiento

$S = 4.5 \text{ m}$; Longitud de puente: $L = 5 \text{ m}$

Espesor mínimo de losa: $h_{min} = \frac{1 * (S + 3 \text{ m})}{30} = 25 \text{ cm}$

Espesor adoptado: $h = \text{Ceil}(h_{\min}, 5 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Diseño de Franja Interior

Momentos de Flexión por carga

Carga Muerta (DC)

$$\text{Peso de la losa: } W_{losa} = 1 \text{ m} * h * \gamma_{conc} = 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Momento por peso de la losa: } M_{DC} = \frac{W_{losa} * L^2}{8} = 1.88 \text{ tonnef.m}$$

Momento por peso de la losa (Sección entera):

$$M_{DC_Bridge} = M_{DC} * W = 18.8 \text{ m.tonnef.m}$$

Carga por Superficie de Rodadura (DW)

$$\text{Peso del Asfalto: } W_{asf} = 1 \text{ m} * e_{asf} * \gamma_{asf} = 112 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Momento por carpeta asfáltica: } M_{DW} = \frac{W_{asf} * L^2}{8} = 0.35 \text{ tonnef.m}$$

Momento por peso de la losa (Sección entera):

$$M_{DW_Bridge} = M_{DW} * W = 2.45 \text{ m.tonnef.m}$$

Tabla 21: Momentos por carga HL-93 (T-m)

Luz (m)	X (m)	M por CAMION o TANDEM	M por S/C EQUIV	M(LL+IM) (IM=0.33)
1	0.5	3.63	0.12	4.95
2	1	7.26	0.48	10.14
3	1.5	10.89	1.07	15.55
4	1.7	16.39	1.86	23.66

Fuente: Elaboración Propia

$$\text{Momento por carga viva HL-93: } M_{LL_IM} = 32.12 \text{ tonnef.m}$$

Momento por carga viva HL-93 (Sección Entera):

$$M_{LL_IM_BRIDGE} = M_{LL_IM} * N_L = 64.24 \text{ tonnef.m}$$

Ancho de franja equivalente para puentes tipo losa

Longitud modificada: $L_1 = \text{mín}(L, 18 \text{ m.}) = 5 \text{ m.}$

Ancho modificado: $W_1 = 10 \text{ m.}$

Ancho equivalente: $E = 2.95 \text{ m.}$

Momento por carga viva (LL+IM): $M_{LLIM} = \frac{M_{LLIM}}{E} = 10.89 \text{ tonnef.} \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Tabla 22: Momentos positivos por carga viva (Franja interior)

Carga	M (+) T-m	γ		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
DC	1.88	1.25	1	0
DW	0.35	1.5	1	0
LL+IM	10.89	1.75	1	1.5

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo de Refuerzo por Flexión

Momento último: $M_u = 21.93 \text{ tonnef.} \cdot \text{m}$

Momento de servicio: $M_s = 13.12 \text{ tonnef.} \cdot \text{m}$

“As” principal paralelo al tráfico

$$d_c = r + \frac{d_b}{2} = 3.5 \text{ cm} ; d = h + d_c = 21.5 \text{ cm}$$

Franja interior de 1 m. $b = 100 \text{ cm}$

Profundidad Whitney:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi_f * 0.85 * f'c * b}} = 5.45 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = \text{máx} \left(\text{mín} \left(0.85, 1.05 - \frac{f'c}{1400 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right), 0.65 \right) = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 6.42 \text{ cm}$$

Verificación del factor de reducción de resistencia ϕ

$$\varepsilon_{c_m\acute{a}x} = 0.003 ;$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} * \varepsilon_{c_m\acute{a}x}$$

$$\varepsilon_t = 0.0071 \phi_f$$

$$\varepsilon_t = \text{if}(\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + \varepsilon_{c_m\acute{a}x}, 0.9, \text{m\acute{a}x}(0.25 * (\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{\varepsilon_{c_m\acute{a}x}}) + 0.65, 0.65)) = 0.9$$

$$\text{Área de acero: } A_{s1} = \frac{M_u}{\phi_f * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 30.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Realizar el armado real: } A_{s_pr} = A_s(10, d_b) = 31.42 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de $d_b = 20 \text{ mm}$ la separación es la siguiente:

$$s = \frac{A_b}{A_{s_pr}} = 0.1$$

Usar separación de: $s = \text{Trun}(s * 100 \text{ cm}, 2 \text{ cm}) = 8 \text{ cm} ; s = 10 \text{ cm}$

Resistencia a Flexión

$$a = \frac{A_{s_pr} * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 5.54 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi_f * A_{s_pr} * f_y * (d - \frac{a}{2}) = 22.24 \text{ tonnef.m}$$

$\text{Diseño} = \text{if}(\phi M_n > M_u, \text{"Adecuado"}, \text{"Revisar"}) ; \text{Diseño} = \text{Adecuado}$

Refuerzo mínimo

$$\text{Módulo de rotura: } f_r = 2 * \sqrt{f'_c \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 33.47 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = 10416.67 \text{ cm}^3$$

$$\text{Momento crítico: } M_{cr} = 1.1 * f_r * S_c = 3.83 \text{ tonnef.m}$$

$$1.33 * M_u = 29.17 \text{ (tonnef.m)}$$

$\text{Revisión} = \text{if}(\phi M_n > \text{mín}(1.33 * M_u, M_{cr}), \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$

$\text{Revisión} = \text{"Cumple"}$

Refuerzo de Distribución

Defina la dirección de la armadura principal: *Armadura* = "Paralela"

Refuerzo de distribución: $A_{dist} = if \left(Armadura = Paralela, A_{s1} * \right.$
 $\left. mín \left(\frac{55}{\sqrt{S * m * \frac{1}{m}}} \%, 50\% \right) \right) else (A_{s1} * mín \left(\frac{121}{\sqrt{S * m * \frac{1}{m}}} \%, 67\% \right))$

$$A_{dist} = 8.01 \text{ cm}^2$$

Diseño de Vigas de Doble Armado AASHTO LRFD

Momento último: $M_u = 75 \text{ tonnef} \cdot m$

Resistencia cilíndrica del hormigón: $f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Tensión de fluencia del acero: $f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Recubrimiento: $r = 4 \text{ cm}.$

Distancia al Centroides de las barras por Tracción $z = 5.25 \text{ cm}$

Diámetro del estribo: $d_e = 10 \text{ mm}$

Diámetro de la barra longitudinal: $d_b = 25 \text{ mm}$

Factor de reducción de resistencia: $\phi_f = 0.9$

Base de la viga: $b = 60 \text{ cm}$

Altura de la viga: $h = 100 \text{ cm}$

Área de acero de preesforzado: $A_{ps} = 0 \text{ cm}^2$

Tensión última del acero de preesforzado $f_{pu} = 270 \text{ ksi} ; k = 0.28$

Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 29000 \text{ ksi} ; \epsilon_c = 0.003$

Cálculo de β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * (f'_c - 4) ; 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85 ; \beta_1 = 0.85$$

Revisión del área de acero mínimo

$if (M_u > M_{mín}, "No predomina acero mínimo", "Acero mínimo")$
 $= "No predomina acero mínimo"$

Diseño de Doble Armado

$$A_s = 29.452 \text{ cm}^2 ; A'_s = 9.817 \text{ cm}^2 ; 6 * \frac{\pi}{4} * d_b^2 = 29.452 \text{ cm}^2$$

$$M_{nr} = \left[\begin{array}{c} \text{"}\epsilon_s < \epsilon_{ty} \text{ } f'_s < f_y \text{"} \\ \text{"Controla la tensión, Diseño dúctil"} \\ (8*4*10^5)J \end{array} \right]$$

$$M_{nr_{3,1}} = 85.658 \text{ tonnef.m}$$

$$M_u = 75 \text{ tonnef.m}$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.04 * b * d = 227.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \begin{cases} 0.04 * b * d & \text{Rectangular Beam} \\ 0.04 * b_w * d & \text{T - Beam} \end{cases}$$

$$A'_s \begin{cases} 0.04 * b * d & \text{Rectangular Beam} \\ 0.04 * b_w * d & \text{T - Beam} \end{cases}$$

Carga Crítica de Euler

Datos de entrada

$$f'_c = 28 \text{ Mpa} ; E_c = 4700 * \sqrt{f'_c * \text{MPa}} = 253604.058 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$b = 40 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; L_u = 4 \text{ m} ; I = \frac{b * h^3}{12} = 0.002133 \text{ m}^4$$

$$k = 2 ; P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{(k * L_u)^2} = 834.324 \text{ tonnef} ; \frac{834.324}{836.492} * 100 = 99.741$$

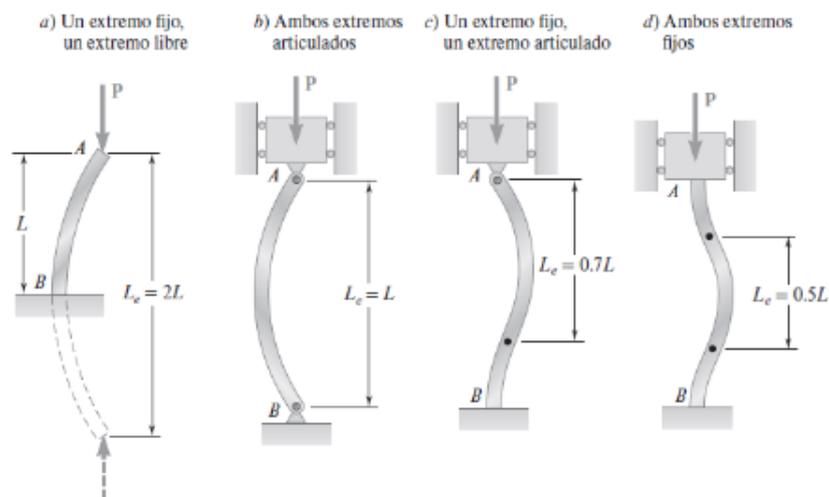


Figura 32: Carga Crítica

Fuente: Hibbeler R. (2011)

Evaluación para el Diseño - Buckling

$$B = 120 \text{ cm} ; H = 180 \text{ cm} ; f'_c = 28 \text{ Mpa} ; E_c = 4700 * \sqrt{f'_c * \text{MPa}}$$

$$I_g = \frac{B * H^3}{12} ; K = 0.7 ; L_u = 50 \text{ m}$$

$$M_{\text{permanente}} = 224 \text{ tonnef.m} ; M_{\text{mayorada}} = 847 \text{ tonnef.m}$$

$$\beta_d = \frac{M_{\text{permanente}}}{M_{\text{mayorada}}} = 0.264$$

Cuando no se conoce el refuerzo

$$E * I = \frac{E_c * I_g}{2.5} ; P_e = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * L_u)^2} ; P_e = 3769.566 \text{ tonnef}$$

E_c = Módulo de elasticidad del concreto (MPa)

I_g = Momento de inercia de la sección bruta de concreto alrededor del eje centroidal (mm^4)

E_s = Módulo de elasticidad del Acero Longitudinal (MPa)

Momento de inercia del Acero Longitudinal alrededor del eje centroidal (mm^4)

I_s = Momento de inercia del Acero Longitudinal alrededor del eje centroidal (mm^4)

β_d = Relación entre los momentos máximos de carga permanente mayorada y el momento máximo de carga total mayorada: siempre positivo.

Tabla 23: Valores de K para la longitud efectiva de arcos

Relación flecha/luz	Arco triarticulado	Arco biarticulado	Arco empotrado
0.1 – 0.2	1.16	1.04	0.70
0.2 – 0.3	1.13	1.10	0.70
0.3 – 0.4	1.16	1.16	0.72

Fuente:Elaboración Propia

5.12 Diseño por Desempeño Sísmico

5.12.1 Introducción

El Análisis estático no lineal de plastificación progresiva (PUSH-OVER) también conocido como método de capacidad o método de la curva de capacidad.

Este método es de gran uso para análisis de vulnerabilidad o para el cálculo de la capacidad de una determinada estructura como es el caso de un puente, comparado con otros métodos como el análisis no lineal “Tiempo-Historia” que tiene un nivel considerado de complejidad y deja de ser práctico en el uso general.

Cada salto de carga se registra tanto el desplazamiento en el punto de análisis (punto de monitoreo) y el cortante aplicado en la base de la misma, con esto obtener la curva de capacidad.

La capacidad de una estructura está en función tanto de la resistencia de los materiales como de la capacidad de deformación de cada uno de los elementos del sistema sísmico estructural, la capacidad de deformación de los elementos estructurales depende exclusivamente de la ductilidad de los miembros tanto vigas y columnas.

Para poder determinar la capacidad global de la estructura, el programa analizará cada una de las rótulas plásticas asignadas a los miembros y monitoreará la deformación que sufre cada punto de inspección para así finalmente obtener la capacidad global de la estructura. Para este objetivo de análisis se utiliza el sistema de análisis denominado PUSH-OVER.

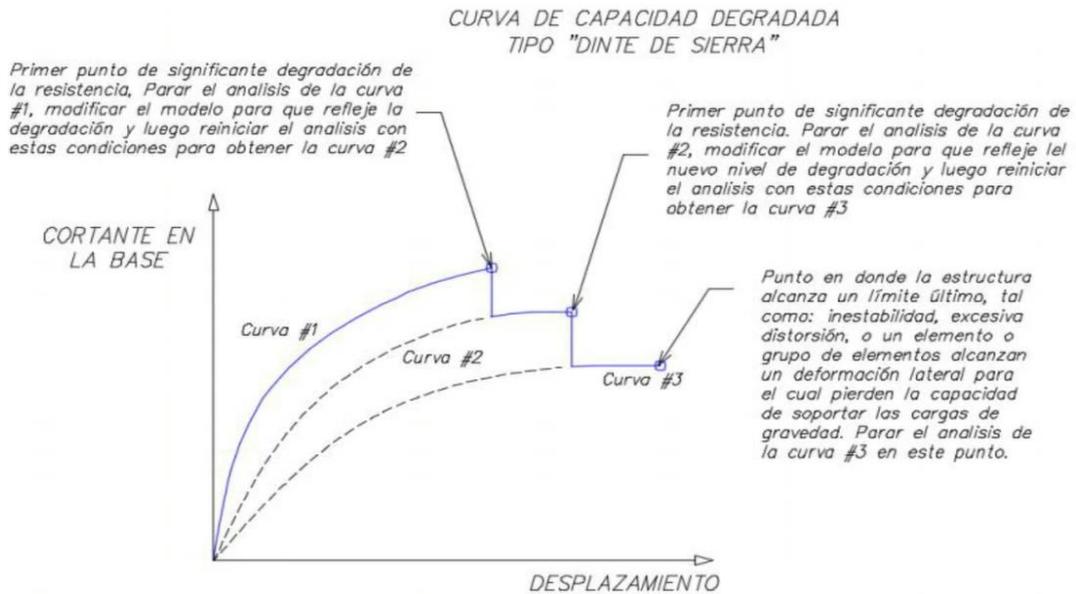


Figura 33: Curva de capacidad degradada Tipo dintel sierra

Fuente: Norma ATC-40

La demanda de la estructura es dependiente del sismo de diseño o del desplazamiento máximo que se estipule para el diseño

En el cálculo del Push-Over no se limitará este desplazamiento si no se hará el cálculo hasta que la estructura falle o se desplome puesto que lo que se busca es una curva de capacidad en función de cualquier cortante basal que pueda llegar a la estructura, posterior a esto se compara con el cortante basal de diseño y se determina el punto de desempeño de la estructura.

5.12.2 Concreto Confinado

El concreto armado tiene un comportamiento complejo que ha sido estudiado en su mayoría por medio de la experimentación en laboratorios, por lo que para comprender mejor su comportamiento se estudian las propiedades mecánicas de sus componentes por separado.

El confinamiento del Concreto lo proporciona el refuerzo transversal que rodea al núcleo de una sección, aunque en la práctica es difícil encontrar concreto no confinado.

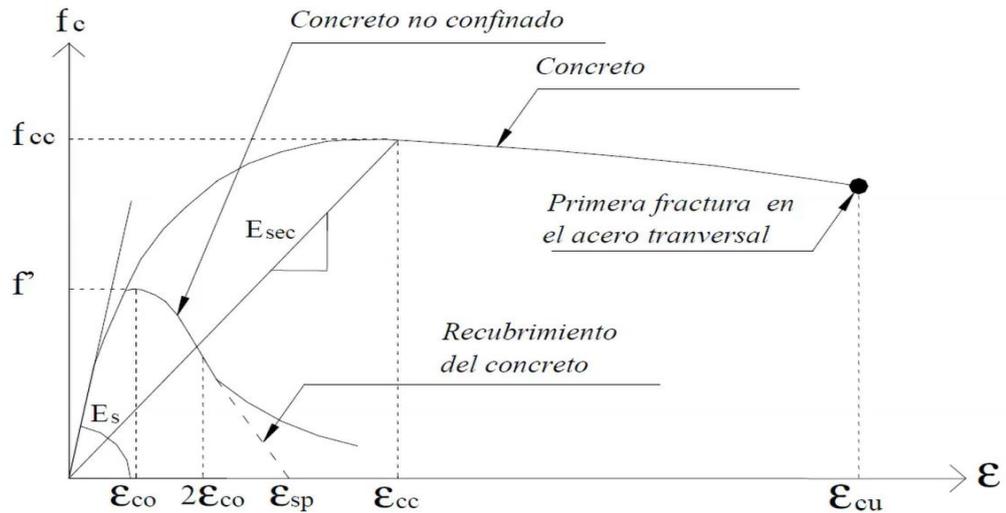


Figura 34: Curva de capacidad degradada Tipo dintel sierra

Fuente: Mander et al (1988)

Concreto Confinado Modelo de Mander

Propiedades del concreto

$$f'_{co} = 4000 \text{ psi}$$

Resistencia del Concreto

$$\gamma_{concreto} = 2.306 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} ; \gamma_{concreto} = 143.959 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$$

Peso específico del Concreto

$$E_c = 15300 * \sqrt{f'_{co} * \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 256678.688 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de Elasticidad del Concreto

$$E_c = 33 * \left(\gamma_{concreto} \frac{\text{ft}^3}{\text{lb}} \right)^{1.5} * \sqrt{f'_{co} \text{ psi}} = 253454 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformación unitaria asociada a la resistencia máxima del concreto

$$\epsilon'_{co} = 0.002219 ; \epsilon'_{co} = \frac{2 * f'_{co}}{E_c}$$

Propiedades del acero de confinamiento

$$f_{syh} = 60 \text{ ksi} ; \text{Tensión de fluencia del Acero Horizontal (Estribo)}$$

$d_b = 1 \text{ cm}$; Diámetro del Estribo

$\varepsilon_{su} = 0.09$; Deformación al máximo esfuerzo de tracción

$\varepsilon_{cu.limt} = 0.05$; Límite máximo de la capacidad de deformación última del hormigón

Detalles de la Sección

$D_p = 130 \text{ cm}$; Diámetro de la Pila

$rec = 5 \text{ cm}$; Recubrimiento al Acero Longitudinal

$d_{estribo} = d_b = 1 \text{ cm}$

$A_s = 30 * 4.91 \text{ cm}^2$; Área de Acero Longitudinal

$A_{sp} = 0.785 \text{ cm}^2$; Área de Acero Transversal (Estribos)

$s = 10 \text{ cm}$; Separación entre estribos

$d_s = D_p - 2 * rec + d_{estribo} = 121 \text{ cm}$

Diámetro del Núcleo Confinado

$$A_c = \frac{\pi}{4} * d_s^2 = 11499.015 \text{ cm}^2$$

Área del Núcleo Confinado

Diagrama Esfuerzo – Deformación para el Modelo de Mander 1988

$\varepsilon_{cu} = 0.0091$; Deformación unitaria última del concreto, proceso iterativo hasta la convergencia en SAP 2000.

Discretización: $\Delta = 0.0001$ Número de pasos: $\frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta} = 91$

Tabla 24: Valores para diagrama de esfuerzos

Presión	$f'c$ (kgf/cm ²)
0	0
0.0001	25.1515376
0.0002	49.5825364
0.0003	72.9948776
0.0004	95.2107798
0.0005	116.124286
0.0006	135.680829
0.0007	153.864193
0.00088	170.686877
0.0009	186.182561

Fuente: Elaboración Propia

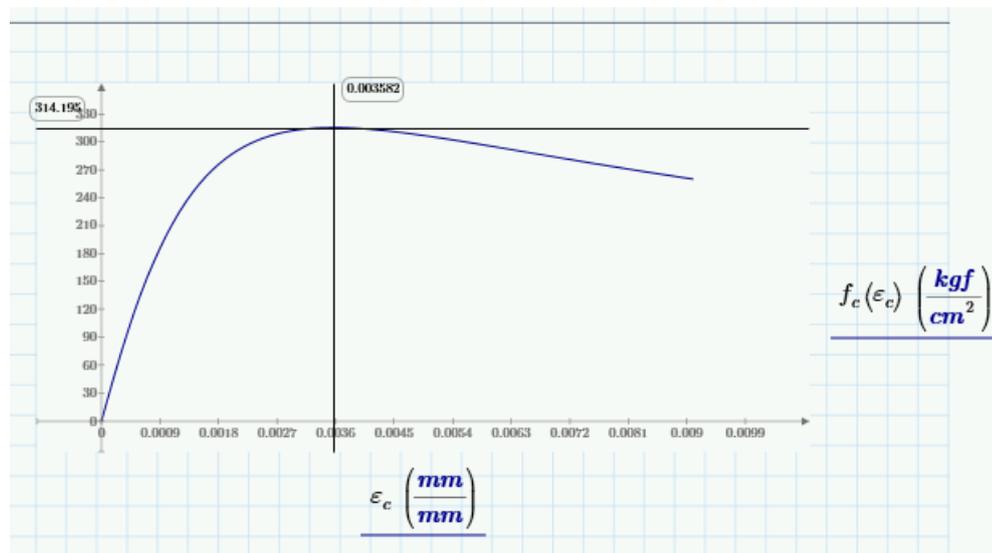


Figura 35: Diagrama Esfuerzo

Fuente: Elaboración Propia

5.12.3 Acero Estructural

Es común que en el diseño y evaluación sísmica se utilice una aproximación de la curva esfuerzo-deformación llamado “modelo elastoplástico perfecto”. Al igual que en los modelos anteriores para la

etapa de comportamiento elástico, antes de la fluencia de los esfuerzos en el acero f_s , son proporcionales a las deformaciones.

La simplificación en este modelo estriba principalmente en que se desprecia el endurecimiento del acero por deformación, al considera que el material no es capaz de tomar esfuerzos mayores al de fluencia, pero si deformaciones mayores a esta.

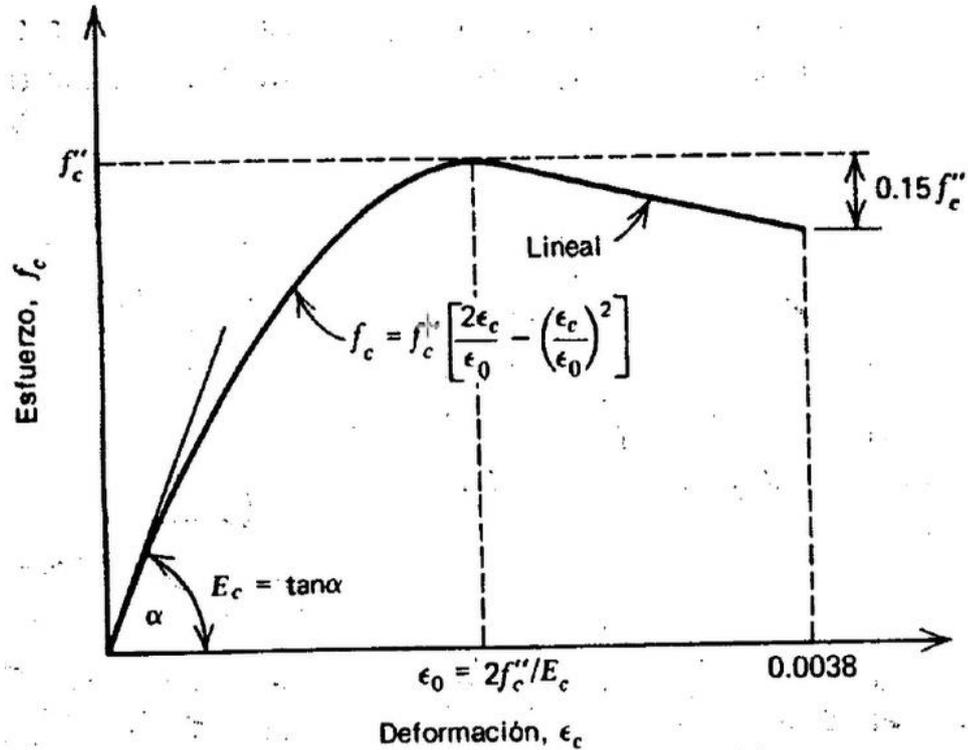


Figura 36: Curva de capacidad degradada Tipo dintel sierra

Fuente: Park & Paulay (1978)

A. Modelo de Park y Paulay

Propiedades del Acero de refuerzo

Materiales

$$E_s = 29000 \text{ ksi} = 2038901.781 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Límite de fluencia mínimo especificado

$$f_y = 60 \text{ ksi} = 4218.4174 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia mínima a la tracción especificada

$$f_u = 90 \text{ ksi} = 6327.626 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Límite de fluencia esperado

$$f_{ye} = 1.1 * f_y = 66 \text{ ksi}$$

Resistencia a la tracción esperada

$$f_{ue} = 1.1 * f_u = 99 \text{ ksi}$$

Deformación de fluencia del Acero

$$\varepsilon_y = 0.002$$

Deformación unitaria en la cual se inicia la zona de endurecimiento por deformación $\varepsilon_{sh} = 0.0150$

Deformación unitaria última

$$\varepsilon_{su} = 0.090$$

$$0.85 \text{ in}^2 = 5.484 \text{ cm}^2 ; 1.4 \text{ in}^2 = 9.032 \text{ cm}^2$$

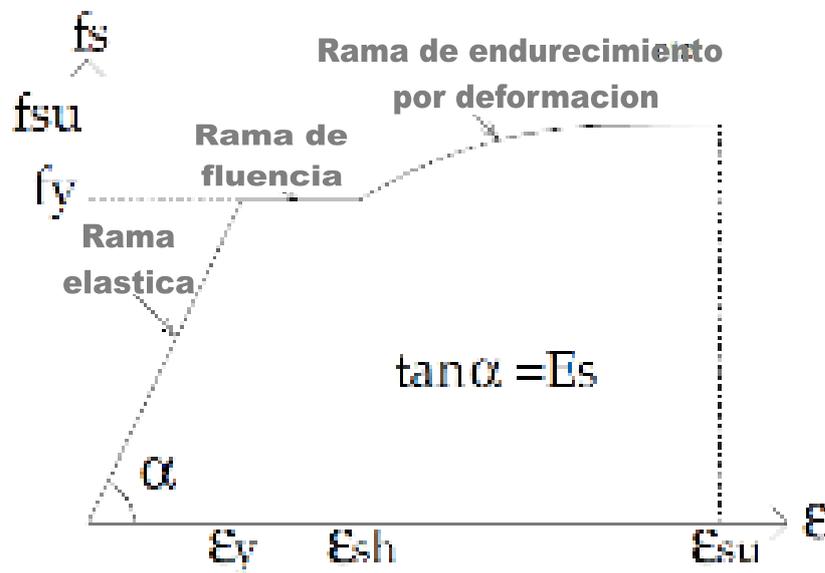


Figura 37: Deformación unitaria última

Fuente: Park & Paulay (1978)

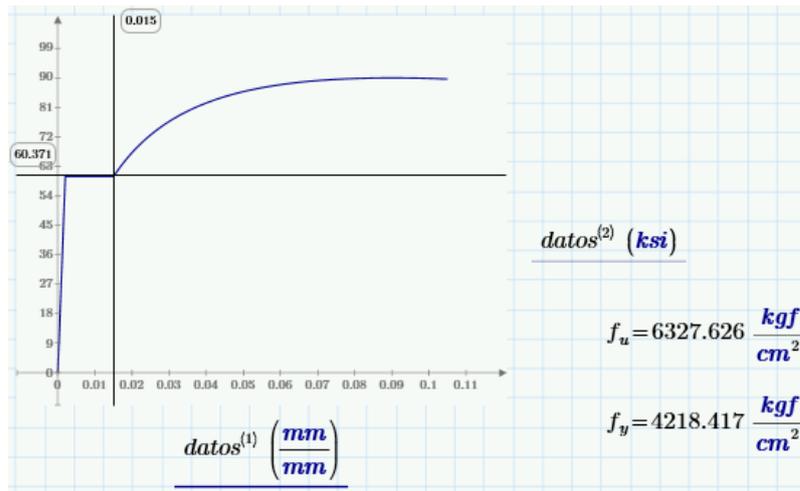


Figura 38: Modelo De Park y Paulay

Fuente: Elaboración Propia

B. Diagrama de Interacción y Momento – Curvatura para Columnas Rectangulares

Datos Generales

$b = 30 \text{ cm}$, Ancho de Columna

$h = 30 \text{ cm}$, Altura de Columna

$d' = 5 \text{ cm}$, Recubrimiento As'

$d'' = 5 \text{ cm}$, Recubrimiento As

$d = h - d' = 25 \text{ cm}$, Peralte Efectivo

$A_s = 2 * 4.91 \text{ cm}^2$, Área de acero

$A'_s = 2 * 4.91 \text{ cm}^2$, Área de acero

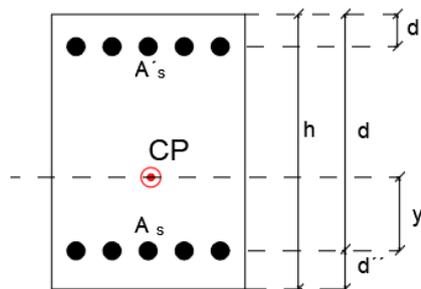


Figura 39: Corte transversal

Fuente: Elaboración Propia

Materiales

$$f'_c = 280 \frac{kgf}{cm^2} \quad \text{Resistencia del Concreto}$$

$$f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2} \quad \text{Tensión cedente del Acero de refuerzo}$$

$$E_s = 29000 \text{ ksi} \quad \text{Módulo de Elasticidad del Acero}$$

Módulo de Elasticidad del Concreto

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_{co} * \frac{kgf}{cm^2}} = 252671.328 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\varepsilon_y = 0.002 \quad \text{Deformación de fluencia del Acero}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 \quad \text{Deformación última del Concreto}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{Factor de Reducción}$$

Compresión Pura

Resultante a compresión Área de Acero Superior

$$C_{A'_s} = A'_s * f_y = 41.244 \text{ tonnef}$$

Resultante a compresión Área del Concreto

$$C_c = 0.85 * f'_c * (b * h - A_s - A'_s) = 209.526 \text{ tonnef}$$

Resultante a compresión Área de Acero Inferior

$$C_{A_s} = A_s * f_y = 41.244 \text{ tonnef}$$

$$P_o = C_{A'_s} + C_c + C_{A_s} = 292.014 \text{ tonnef} ; M_o = 0 \text{ tonnef.m}$$

$$y_{cp} = \frac{1}{P_o} * \left(C_c * \left(\frac{h}{2} \right) + C_{A_s} * d + C_{A'_s} * d' \right) = 15 \text{ cm}$$

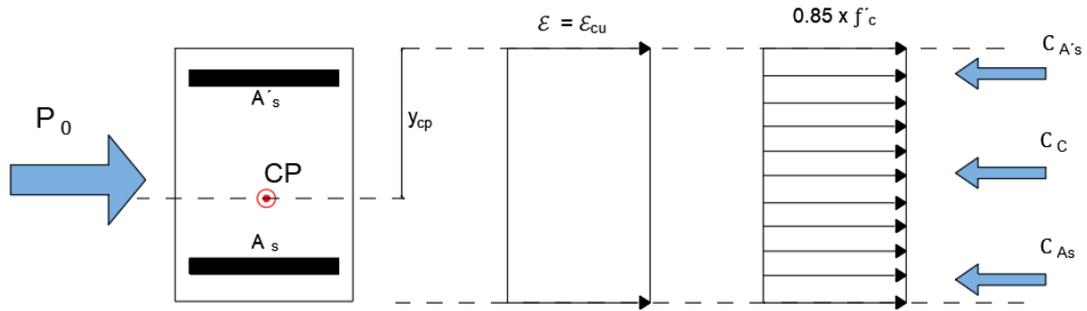


Figura 40: Compresión Pura

Fuente: Elaboración Propia

Tracción Pura

Resultante a compresión Área de Acero Superior

$$T_{A'_s} = A'_s * f_y = 41.244 \text{ tonnef}$$

Resultante a compresión Área de Acero Inferior

$$T_{A_s} = A_s * f_y = 41.244 \text{ tonnef}$$

$$T_o = -T_{A_s} - T_{A'_s} = -82.488 \text{ tonnef} ; M_{T_o} = 0 \text{ tonnef.m}$$

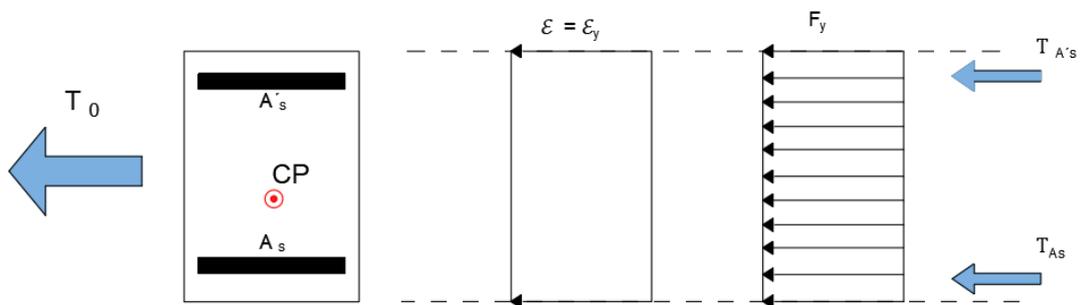


Figura 41: Tracción Pura

Fuente: Elaboración Propia

Falla Balanceada

Profundidad del Eje Neutro para Falla Balancead

$$c_b = \frac{\epsilon_{cu} * d}{\epsilon_y + \epsilon_{cu}} = 0.15 \text{ m}$$

Deformación del Área de Acero Superior

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} * \frac{c_b * d'}{c_b} = 0.002$$

Tensión en Área de Acero Superior

$$f'_s = if(\varepsilon'_s \geq \varepsilon_y, f_y, \varepsilon'_s * E_s) = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

Resultante a compresión Área de Acero Superior

$$C_{A'_s} = A'_s * f'_s = 41.244 \text{ tonnef}$$

Resultante a compresión Área del Concreto

$$C_c = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c_b * b = 91.035 \text{ tonnef}$$

Resultante a tracción del Área de Acero Inferior

$$T_{A_s} = A_s * f_y = 41.244 \text{ tonnef}$$

Fuerza Axial para falla balanceada

$$P_b = C_c + C_{A'_s} - C_{A_s} = 91.035 \text{ tonnef}$$

Momento para falla balanceada

$$y_{cp} = C_c * \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 * c_b}{2} \right) + C_{A'_s} * (y_{cp} - d') + T_{A_s} * (d - y_{cp})$$

$$= 16.101 \text{ tonnef.m}$$

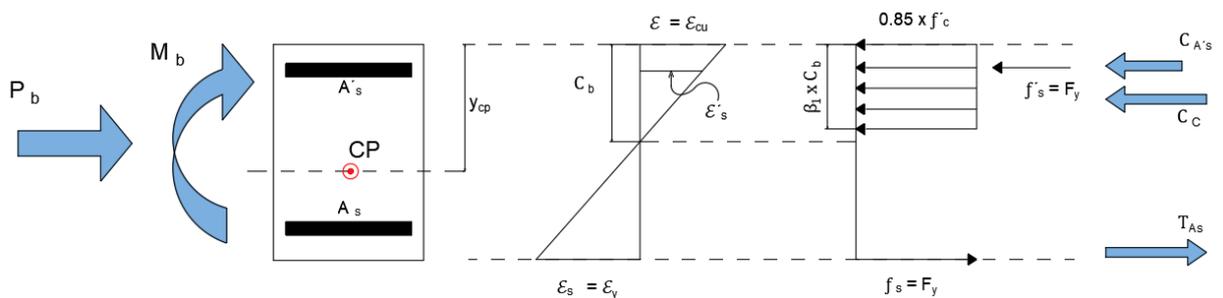


Figura 42: Falla Balanceada

Fuente: Elaboración Propia

Punto en Zona 1 (Falla en Compresión)

$$P_1 = 150 \text{ tonnef} ; \beta_1 = 0.85$$

$$f'_s = if(P_1 > P_b, \text{"Falla a Compresión"}, \text{"Falla a Tracción"})$$

= "Falla a Compresión"

$$P_1 = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c * b + A'_s * f_y - A_s * f_s$$

$$(0.85 * f'_c * \beta_1 * b) * c^2 + (A'_s * f_y + A_s * E_s * \varepsilon_{cu} - P_1) * c -$$

$$A_s * E_s * \varepsilon_{cu} * d = 0$$

$$A = 0.85 * f'_c * \beta_1 * b ; B = A'_s * f_y + A_s * E_s * \varepsilon_{cu} - P_1$$

$$C = -A_s * E_s * \varepsilon_{cu} * d$$

Profundidad del Eje Neutro

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * C}}{2 * A} = 20.245 \text{ cm}$$

Deformación del Área de Acero Superior

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} * \frac{c * d'}{c} = 0.00226$$

Esfuerzo en el Área de Acero Superior

$$f'_s = if(\varepsilon'_s \geq \varepsilon_y, f_y, \varepsilon'_s * E_s) = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformación del Área de Acero Inferior

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} * \frac{d * c}{c} = 0.000705$$

Esfuerzo en el Área de Acero Superior

$$f_s = if(\varepsilon_s \geq \varepsilon_y, f_y, \varepsilon_s * E_s) = 1436.764 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resultante a compresión Área del Acero Superior

$$C_{A'_s} = A'_s * f'_s = 41.244 \text{ tonnef}$$

Resultante a compresión Área del Concreto

$$C_c = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c * b = 122.865 \text{ tonnef}$$

Resultante a tracción del Área de Acero Inferior

$$T_{A_s} = A_s * f_s = 14.109 \text{ tonnef}$$

Momento para P1

$$M_1 = C_c * \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) + C_{A'_s} * (y_{cp} - d') + T_{A_s} * (d - y_{cp})$$

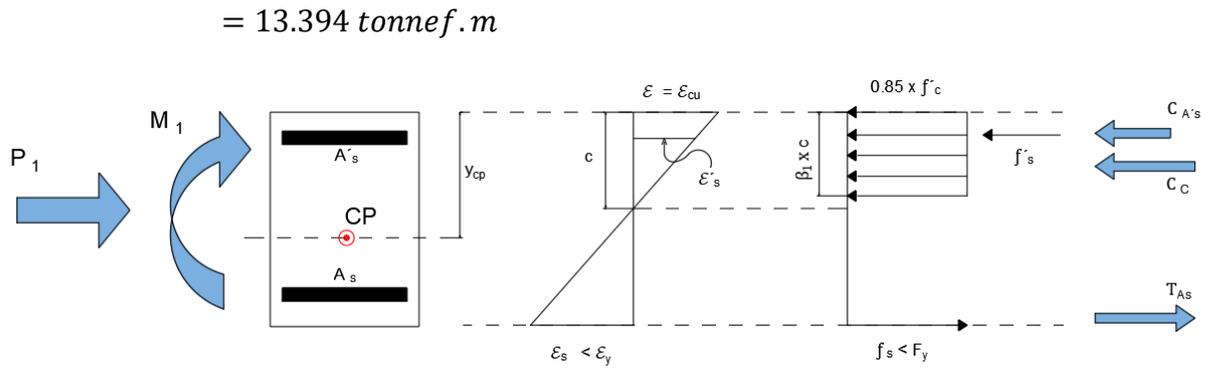


Figura 43: Falla Compresión M_1

Fuente: Elaboración Propia

Punto en Zona 2 (Falla en Tracción)

$$P_2 = 50 \text{ tonnef}$$

$$f'_s = \text{if}(P_2 > P_b, \text{"Falla a Compresión"}, \text{"Falla a Tracción"})$$

= "Falla a Tracción"

$$P_2 = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c * b + A'_s * f'_s - A_s * f_y$$

$$(0.85 * f'_c * \beta_1 * b) * c^2 + (A'_s * E_s * \epsilon_{cu} - A_s * f_y - P_2) * c -$$

$$A'_s * E_s * \epsilon_{cu} * d' = 0$$

$$A = (0.85 * f'_c * \beta_1 * b) ; B = (A'_s * E_s * \epsilon_{cu} - A_s * f_y - P_2)$$

$$C = -A_s * E_s * \epsilon_{cu} * d'$$

Profundidad del Eje Neutro

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * C}}{2 * A} = 10.058 \text{ cm}$$

Deformación del Área de Acero Superior

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} * \frac{c - d'}{c} = 0.00151$$

Esfuerzo en el Área de Acero Superior

$$f'_s = \text{if}(\epsilon'_s \geq \epsilon_y, f_y, \epsilon'_s * E_s) = 3075.848 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformación del Área de Acero Inferior

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} * \frac{d - c}{c} = 0.004457$$

Esfuerzo en el Área de Acero Inferior

$$f_s = if(\varepsilon_s \geq \varepsilon_y, f_y, \varepsilon_s * E_s) = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

Resultante a compresión Área de Acero Superior

$$C_{A's} = A'_s * f'_s = 30.205 \text{ tonnef}$$

Resultante a compresión Área del Concreto

$$C_c = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c * b = 61.039 \text{ tonnef}$$

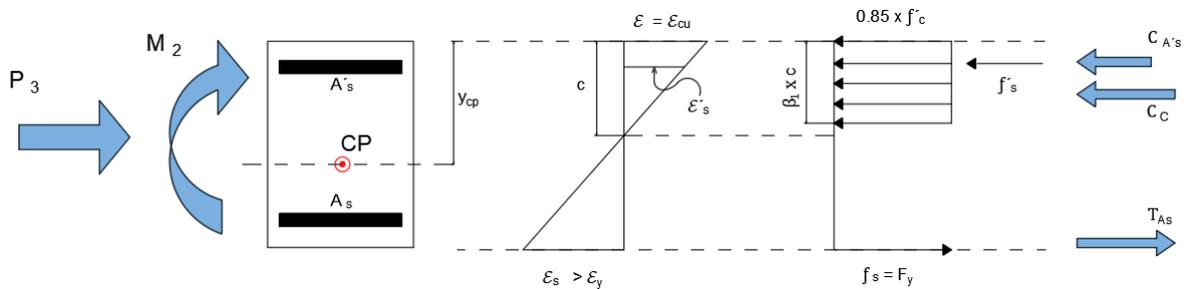


Figura 44: Falla Compresión M_2

Fuente: Elaboración Propia

Resultante a tracción del Área de Acero Inferior

$$T_{A_s} = A_s * f_s = 41.244 \text{ tonnef}$$

Momento para P2

$$M_2 = C_c * \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) + C_{A's} * (y_{cp} - d') + T_{A_s} * (d - y_{cp})$$

$$= 13.692 \text{ tonnef.m}$$

Flexión pura

$$P_u = 0 \text{ tonnef}$$

$$0 = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c * b + A'_s * f'_s - A_s * f_s$$

$$(0.85 * f'_c * \beta_1 * b) * c^2 + (A'_s * E_s * \varepsilon_{cu} - A_s * f_y) * c -$$

$$A'_s * E_s * \varepsilon_{cu} * d' = 0$$

$$A = (0.85 * f'_c * \beta_1 * b) ; B = (A'_s * E_s * \varepsilon_{cu} - A_s * f_y)$$

$$C = -A_s * E_s * \varepsilon_{cu} * d'$$

Profundidad del Eje Neutro

$$c_u = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * A * C}}{2 * A} = 5.653 \text{ cm}$$

Deformación del Área de Acero Superior

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} * \frac{c_u - d'}{c_u} = 0.00035$$

Esfuerzo en el Área de Acero Superior

$$f'_s = if(\varepsilon'_s \geq \varepsilon_y, f_y, \varepsilon'_s * E_s) = 706.409 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Deformación del Área de Acero Inferior

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} * \frac{d - c_u}{c_u} = 0.010268$$

Esfuerzo en el Área de Acero Inferior

$$f_s = if(\varepsilon_s \geq \varepsilon_y, f_y, \varepsilon_s * E_s) = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resultante a compresión Área de Acero Superior

$$C_{A'_s} = A'_s * f'_s = 6.937 \text{ tonnef}$$

Resultante a compresión Área del Concreto

$$C_c = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c_u * b = 34.307 \text{ tonnef}$$

Resultante a tracción del Área de Acero Inferior

$$T_{A_s} = A_s * f_s = 41.244 \text{ tonnef}$$

Momento para P2

$$M_u = C_c * \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 * c_u}{2} \right) + C_{A'_s} * (y_{cp} - d') + T_{A_s} * (d - y_{cp})$$

$$= 9.14 \text{ tonnef.m}$$

Diagrama de interacción y curvatura.

Para la construcción del diagrama de interacción P-M definiremos varios valores de P y determinaremos M, con los procedimientos antes vistos, y además construiremos el diagrama de curvatura en función de ϕ :

$$\phi_0 = 0 * \frac{1}{m}; \phi_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{c_b} = 0.02 * \frac{1}{m}; \phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c_u} = 0.053 * \frac{1}{m}$$

$$n_p = 50$$

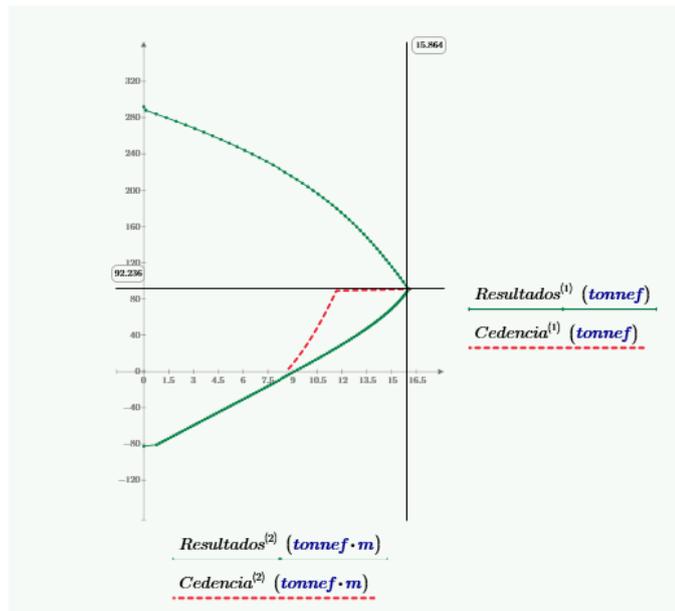


Figura 45: Diagrama de interacción

Fuente: Elaboración Propia

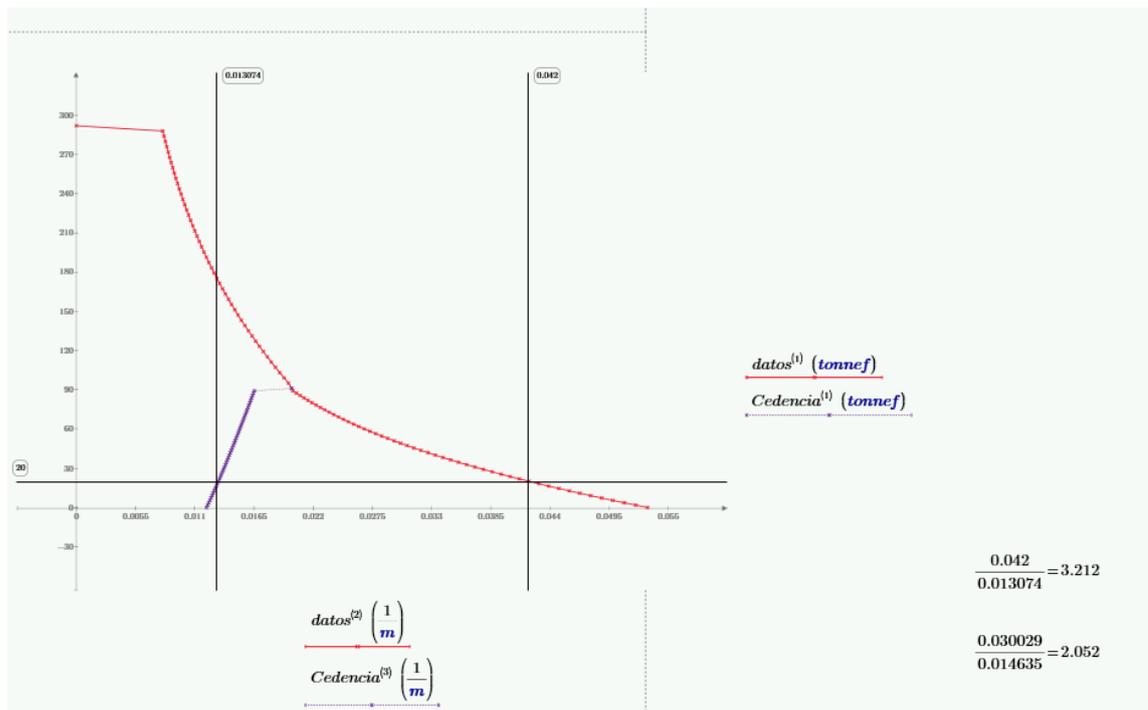


Figura 46: Diagrama de curvatura

Fuente: Elaboración Propia

5.12.4 Rótulas Plásticas

Para definir las rótulas se puede tomar los criterios de las tablas del FEMA-356 o también del ASCE 41-17. Estas tablas lo que definen son los límites de estado del material en determinado punto de esfuerzo representado en las ordenadas la relación de cortante actuante y el cortante límite en el punto de plastificación y en las abscisas el giro o deformación presente

Longitud de plastificación

Distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L = 10 \text{ m} = 393.701 \text{ in}$$

Tensión de fluencia proyectada del refuerzo transversal

$$f_{ye} = 66 \text{ ksi} = 4640.259 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Diámetro de la barra longitudinal

$$d_{b1} = 1 \text{ in}$$

Diámetro de la pila

$$d_p = 120 \text{ cm}$$

Longitud de plastificación CALTRANS

$$L_{p1} = 0.08 * L + 0.15 * f_{ye} * \frac{1}{ksi} * d_{b1} = 1.051 \text{ m}$$

Longitud de plastificación mínima

$$L_{pmin} = 0.3 * f_{ye} * \frac{1}{ksi} * d_{b1} = 0.503 \text{ m}$$

Propuesta de Sawyer

$$z = L$$

$$L_{p2} = 0.25 * d_p + 0.075 * z = 1.05 \text{ m}$$

Propuesta de Matlok

$$L_{p3} = 0.5 * d_p + 0.05 * z = 1.1 \text{ m}$$

$$L_p = L_{p1} = 1.051 \text{ m}$$

$$L_{relativa.INICIO} = \frac{0.5 * L_p}{L} = 0.053 \text{ m};$$

$$L_{relativa.FIN} = \frac{0.5 * L_p}{L} = 0.947 \text{ m};$$

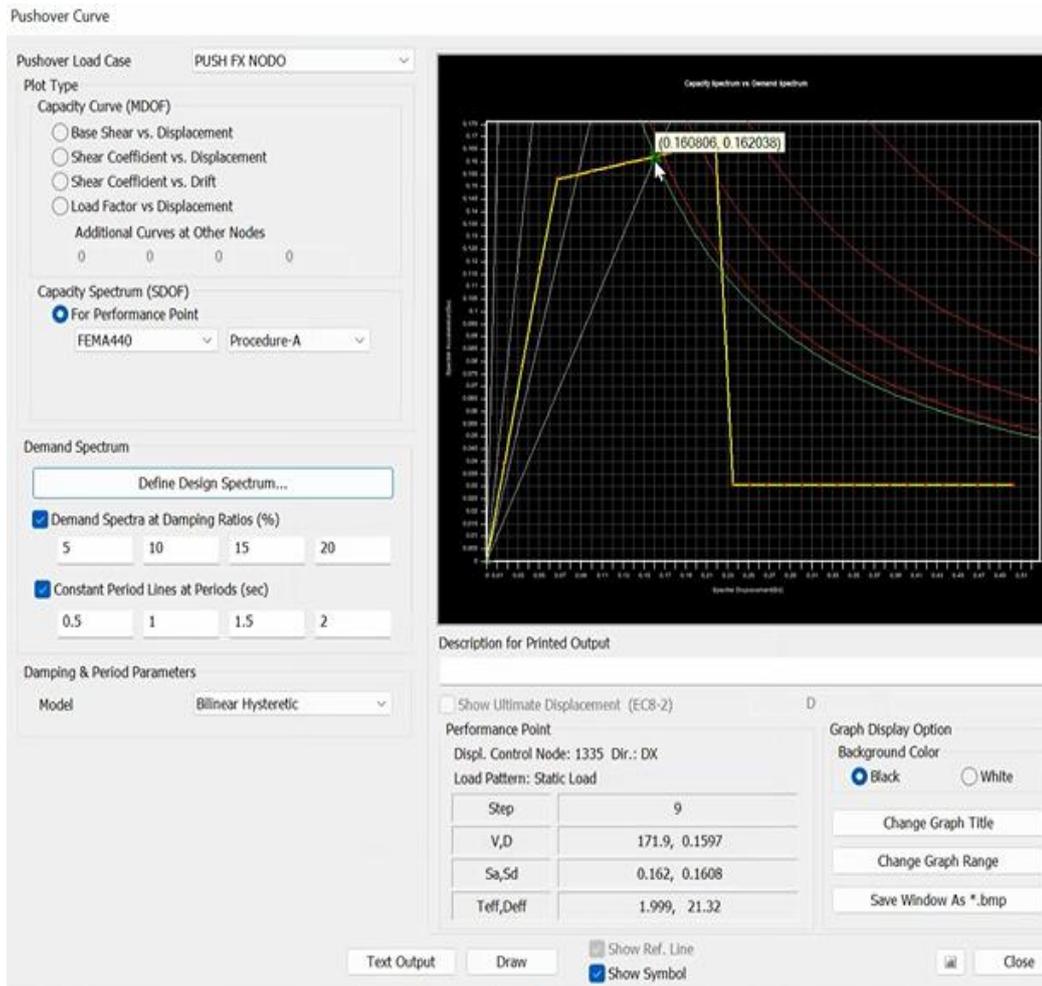


Figura 47: Curva Pushover dirección X – FEMA 440

Fuente: Elaboración Propia

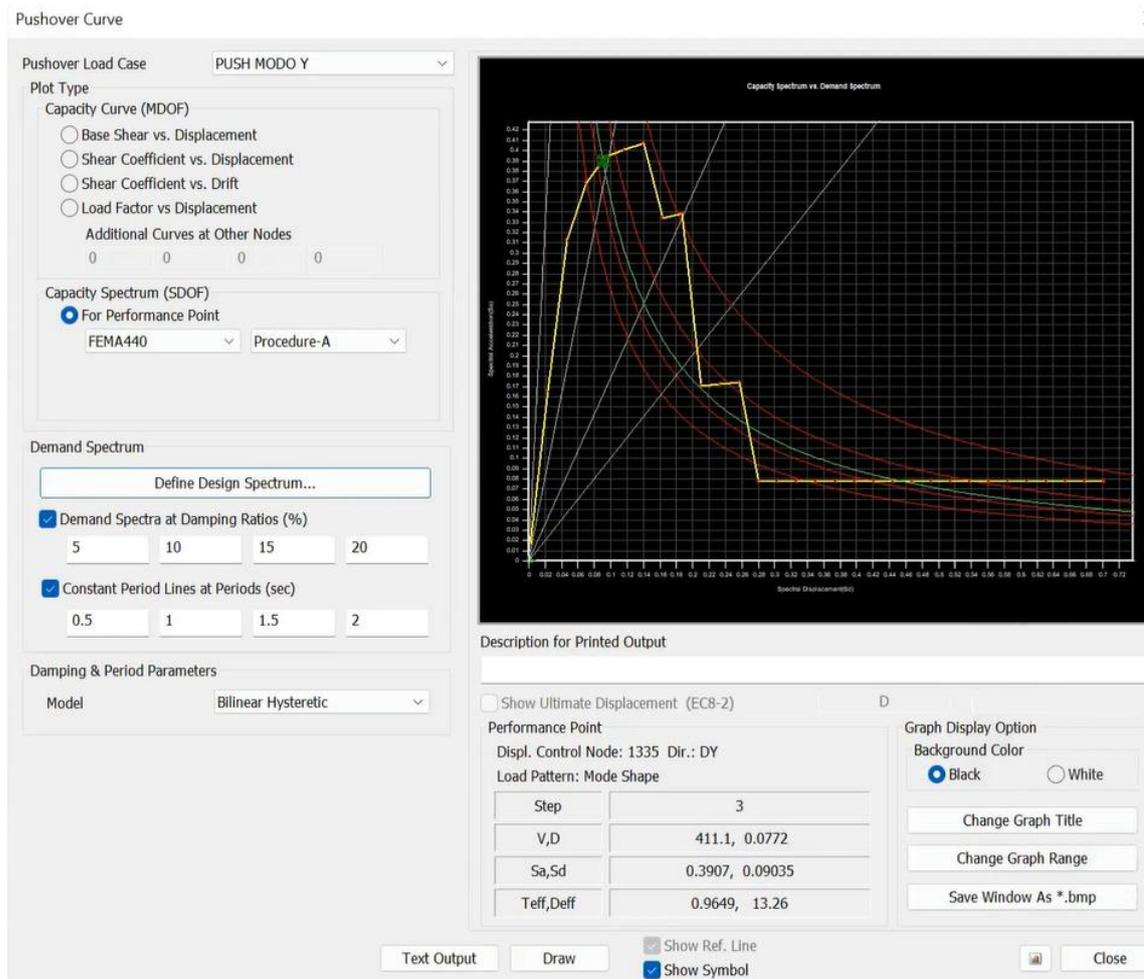


Figura 48: Curva Pushover dirección Y – FEMA 440

Fuente: Elaboración Propia



Figura 49: Modelamiento del tramo central – arco metálico reticulado.

Fuente: Universidad Nacional de Cajamarca

Tabla 25: Resumen de Metrados – Puente Maranura

Ítem	Descripción	UND	Metrado
01	TRABAJOS PRELIMINARES		
101.A	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	glb	1.00
102.A	TOPOGRAFÍA Y GEOREFERENCIACIÓN	m ²	16,074.70
103.A	MANTENIMIENTO DE TRANSITO TEMPORAL Y SEGURIDAD VIAL	mes	16.00
107.A	CAMINO DE ACCESOS A CANTERA Y BOTADEROS	km	0.90
604.A	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO	m ³	839.16
1010.A	RETIRO DE TABLERO DE MADERA	m ²	160.60
1011.A	DESMONTAJE DE PUENTE METÁLICO EXISTENTE	tn	89.46
1013.A	TRANSPORTE DE EEMM DE OBRA A LIMA	glb	1.00
02	PUENTE		
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
201.A	DESBROCE Y LIMPIEZA DE TERRENO	ha	0.19
501.A	EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN ROCA EN SECO	m ³	2,679.31
501.C	EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMÚN SECO	m ³	1,237.02
502.A	RELLENOS PARA ESTRUCTURAS	m ³	2,453.83
502.B	ELIMINACIÓN DE EXCEDENTES A DME	m ³	4,755.48
02.02	CIMENTACIONES		
503.F	CONCRETO ESTRUCTURAL (CLASE F) 140 Kg/cm ² EN SOLADOS	m ³	47.51
503.C	CONCRETO ESTRUCTURAL (CLASE C) 280 Kg/cm ² EN CIMENTACIÓN	m ³	1,227.67
615.A	ACERO DE REFUERZO 4,200 Kg/cm ²	Kg	122,706.32
612.A	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN CIMENTACIÓN	m ²	565.08
02.03	ESTRIBOS		
503.C	CONCRETO ESTRUCTURAL (CLASE C) 280 Kg/cm ² EN ESTRIBOS	m ³	182.12
615.A	ACERO DE REFUERZO 4,200 Kg/cm ²	Kg	19,074.35
612.C	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN ESTRIBOS	m ²	242.10
612.A	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESTRIBOS	m ²	303.36

Fuente: Fuente Propia

Tabla 26: Resumen de Metrados – Puente Maranura

Ítem	Descripción	UN D	Metrado
02.04	ARCO		
503.H	CONCRETO ESTRUCTURAL (CLASE H) $f'_c= 500 \text{ Kg/cm}^2$ EN ARCO	m^3	572.94
615.A	ACERO DE REFUERZO $4,200 \text{ Kg/cm}^2$	Kg	199, 122.88
612.D	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN ARCO	gbl	1.00
612.A	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ARCO	m^2	720.66
1030.A	ABATIMIENTO DE SEMIARCOS U OTRA PROPUESTA DEL CONTRATISTA	gbl	1.00
02.05	PILARES		
503.A	CONCRETO ESTRUCTURAL (CLASE A) 350 Kg/cm^2 EN PILARES	m^3	147.61
615.A	ACERO DE REFUERZO $4,200 \text{ Kg/cm}^2$	Kg	74,706.04
612.D	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN PILARES	gbl	1.00
612.A	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PILARES	m^2	333.50
02.06	TABLERO		
503.A	CONCRETO ESTRUCTURAL (CLASE A) $f'_c= 350 \text{ Kg/cm}^2$ EN TABLERO	m^3	1,157.94
615.A	ACERO DE REFUERZO $4,200 \text{ Kg/cm}^2$	Kg	424,776.73
612.c	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN TABLERO	gbl	1.00
02.07	VARIOS		
1033.A	MICROPILOTES	gbl	1.00
1006.C1	APOYO DE NEOPRENO DE $650 \times 650 \times 163$	und	26.00
1006.C2	APOYO DE NEOPRENO DE $750 \times 750 \times 199$	und	4.00
1006.C3	APOYO DE NEOPRENO DE $140 \times 140 \times 52$	und	30.00
1036.B	RÓTULA FIJA DE ARCO	und	1.00
1036.c	RÓTULA MÓVIL DE ARCO	und	1.00
690.A	PANTALLA DE PROTECCIÓN	m	406.00
1034.A	VEREDA DE CONCRETO $f'_c= 175 \text{ Kg/cm}^2$	m^2	698.32
624. F	SUMIDERO DE DRENAJE	und	28.00
1035.A	IMPERMEABILIZACIÓN DE TABLERO	m^2	2,375.10

Fuente: Fuente Propia

Tabla 27: Resumen de Metrados – Puente Maranura

Ítem	Descripción	UND	Metrado
1006.B1	JUNTA DE DILATACIÓN PARA PUENTES	m	23.40
1036.A	IMPOSTA METÁLICA	m	406.00
561. A	TUBERÍA PVC SAP DE 4" PERFORADA	m	26.20
561.B	TUBERÍA PVC SAP DE 4"	m	1.60
630.A	GEOCOMPUESTO DE DRENAJE	m ²	24.70
1035.B	IMPERMEABILIZACIÓN DE MUROS	m ²	45.18
1039.A	TOPOGRAFÍA DE PRECISIÓN EN PUENTE	mes	12.00
1 039.B	ENSAYOS DE VERIFICACIÓN GEOTÉCNICA	gbl	1.00
1040.A	PRUEBA DE CARGA	gbl	1.00
03	ACCESOS		
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
201.A	DESBROCE Y LIMPIEZA DE TERRENO	ha	0.20
202.83	EXCAVACIÓN PARA EXPLANACIONES EN MATERIAL COMÚN	m ³	7,167.96
202.82	EXCAVACIÓN PARA EXPLANACIONES EN ROCA SUELTA	m ³	7,322.11
202.c	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE CORTE	m ²	13,017.43
205.A	TERRAPLENES CON MATERIAL PROPIO	m ³	2,628.43
205.B	TERRAPLENES CON MATERIAL DE CANTERAS	m ³	1 ,412.94
242.B	BANQUETAS DE CORTE	m ²	120.00
203.A	REMOCIÓN DE DERRUMBES	m ³	1,159.21
502.B	ELIMINACIÓN DE EXCEDENTES A DME	m ³	11 ,861 .64
03.02	BASES Y SUB BASES		
402.A	SUB BASE GRANULAR	m ³	1,734.13
403.A	BASE GRANULAR	m ³	1 ,655.51
03.03	PAVIMENTOS		
416.A	IMPRIMACIÓN ASFÁLTICA	m ²	10,698.40
417.A	RIEGO DE LIGA	m ²	2,354.80
423.A	PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO EN CALIENTE	m ³	922.53

Fuente: Fuente Propia

Tabla 28: Resumen de Metrados – Puente Maranura

Ítem	Descripción	UND	Metrado
03.04	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE		
604.B	DEMOLICIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO	m ³	16.32
501.A	EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN ROCA EN SECO	m ³	180.87
501.c	EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMÚN SECO	m ³	1,333.21
502.A	RELLENOS PARA ESTRUCTURAS	m ³	925.40
502.c	RELLENOS PARA ESTRUCTURAS CON MATERIAL PROPIO	m ³	37.93
502.B	ELIMINACIÓN DE EXCEDENTES A DME	m ³	1,496.95
503.A	CONCRETO f'c= 140 Kg/cm ² EN SOLADOS	m ³	15.97
503.1	CONCRETO CICLOPEO f'c= 140 Kg/cm ² + PM	m ³	10.16
503.D	CONCRETO ESTRUCTURAL (CLASE D) f'c= 210 Kg/cm ²	m ³	80.22
503.c	CONCRETO ESTRUCTURAL (CLASE C) f'c= 280 Kg/cm ²	m ³	4.34
612.A	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m ²	721.94
615.A	ACERO DE REFUERZO f'y= 4,200 Kg/cm ²	Kg	5,333.25
510.A	CUNETA RECTANGULAR REVESTIDA TIPO I	m	418.00
510.B	CUNETA RECTANGULAR REVESTIDA TIPO II	m	335.20
510.c	CUNETA TRIANGULAR REVESTIDA TIPO I	m	246.00
510.D	CUNETA TRIANGULAR REVESTIDA TIPO II	m	199.50
510.E	CUNETA TRIANGULAR REVESTIDA TIPO IIL	m	65.00
510.F	CUNETA TRIANGULAR REVESTIDA TIPO III	m	180.00
507.A	TUBO METÁLICO CORRUGADO TMC a 36"	m	34.97
507.B	TUBO METÁLICO CORRUGADO TMC 48"	m	-
902.B	REVEGETACIÓN	m ²	25.57
1034.A	VEREDA DE CONCRETO f'c= 175 Kg/cm ²	m ²	22.69
1 034.B	SARDINEL PERALTADO DE CONCRETO fc' = 210 Kg/cm ² , 0.15m x 0.40m	m	190.00
622.A	TUBERÍA PVC SAP DE 2"	m	142.90
601.A	EMBOQUILLADO DE PIEDRA	m ²	64.93

Fuente: Fuente Propia

Tabla 29: Resumen de Metrados – Puente Maranura

Ítem	Descripción	UND	Metrado
511.A	GEOTEXTIL TIPO 2	m ²	2,069.35
692.D	NIVELACIÓN DE BUZONES	und	10.00
692.E	NIVELACIÓN DE REJILLAS	und	3.00
625.B	CAMA DE ARENA	m ³	60.15
626.A	JUNTAS DE DILATACIÓN	m	417.57
626.B	JUNTAS DE CONTRACCIÓN	m	1,074.67
514.A	CAPA FILTRANTE	m ³	344.15
622.D	TUBERÍA PVC DE 18"	m	16.91
623.A	TUBO HDPE CORRUGADA DE 4"	m	553.48
03.05	MUROS DE CONTENCIÓN		
501. A	EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN ROCA EN SECO	m ³	1,376.94
501.c	EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMÚN SECO	m ³	69.32
502.A	RELLENOS PARA ESTRUCTURAS	m ³	1,365.61
502.B	ELIMINACIÓN DE EXCEDENTES A DME	m ³	1,446.25
503.A	CONCRETO f _c = 140 Kg/cm ² EN SOLADOS	m ³	30.12
612.A	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MUROS DE CONTENCIÓN	m ²	876.02
612.c	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN MUROS DE CONTENCIÓN	m ²	429.00
615.A	ACERO DE REFUERZO f _y = 4,200 Kg/cm ²	Kg	20,415.39
503.D	CONCRETO ESTRUCTURAL (CLASE D) f _c = 210 Kg/cm ² EN MUROS DE CONTENCIÓN	m ³	31624
622.A	TUBERÍA PVC SAP DE 2"	m	134.00
623.A	TUBERÍA HDPE CORRUGADA DE 4"	m	167.00
630.A	GEOCOMPUESTO DE DRENAJE	m ²	464.40
1035.B	IMPERMEABILIZACIÓN DE MUROS	m ²	673.60
601. A	EMBOQUILLADO DE PIEDRA	m ²	41.40
623.G	JUNTA DE DILATACIÓN EN MUROS	m ²	45.38
623.H	JUNTA DE CONSTRUCCIÓN EN MUROS	m	160.10

Fuente: Fuente Propia

5.13 Discusión de Resultados

Se presentará de forma detallada los resultados obtenidos mediante el análisis por desempeño, mediante un análisis no lineal, teniendo como base las normativas y guías internacionales para el desarrollo del método como lo son FEMA 440, ASCE 41-13, FEMA-356, ASCE 41-17 y ATC 40, se describirá el comportamiento de los elementos estructurales que conforman la superestructura y subestructura del puente debido a los sismos, considerando el efecto del sismo raro (450 años) y sismo muy raro (970 años), además se evaluará los esfuerzos máximos, deformación del acero, mecanismos de falla y niveles de desempeño cuyos criterios de aceptación los establece el ASCE 41-17.

El espectro de demanda para la evaluación del desempeño se define en la Norma E 030, con un $T_r = 475$ años, el puente puede resistir este sismo con nivel de desempeño aceptable, cumpliendo la filosofía de diseño que establece la normativa AASHTO LRFD Seismic Bridge Design Specifications.

De la figura 47 se obtiene que el máximo desplazamiento que experimenta la estructura es de 15.97 cm, aplicando el método del espectro de capacidad que establece la normativa FEMA 440, teniendo una capacidad inelástica alta, encontrándose en un nivel de desempeño operacional.

De la figura 48 se obtiene que el máximo desplazamiento que experimenta la estructura es de 7.72 cm, aplicando el método del espectro de capacidad que establece la normativa FEMA 440, teniendo una capacidad inelástica alta, encontrándose en un nivel de desempeño operacional.

Dada la aplicación del FEMA 440 y ASCE 41-13, ambos métodos de evaluación de desempeño estructural, los valores obtenidos para el sismo raro no producen daños importantes en los elementos estructurales y estos se encuentran en los rangos que admite la normativa nacional vigente.

El cálculo se realiza siguiendo el principio de los Estados Límites, estableciendo la seguridad de la estructura en su conjunto o en cualquiera de sus partes, corroborando que la sollicitación no supera la respuesta última, estos estados están asociados a la pérdida de la funcionalidad de la estructura, dependiendo de las tensiones, deformaciones y fisuración.

El diseño del arco es a esfuerzo axiales, eligiendo su directriz con una geometría que se aproxima al antifunicular, se minimiza las flexiones y que trabaje principalmente a compresión. Se comprueba que ante la acción sísmica hay ausencia de cualquier potencial de inestabilidad, tanto global como local, los elementos auxiliares mínimos requeridos para el montaje, según el sistema previsto de abatimiento, se diseñaron específicamente contemplando las acciones que se producirán durante el movimiento del mismo.

5.14 Contrastación de hipótesis

5.14.1 Hipótesis general

El análisis estructural del puente de arco de tablero superior de concreto armado se realizará mediante un análisis Pushover con el software CSI BRIDGE: en la presente investigación se desarrolló mediante un análisis push-over, se estableció las propiedades no lineales de los elementos estructurales que conforman la superestructura y la subestructura del puente de arco de tablero superior, se determinaron mediante modelos constitutivos del concreto y acero de refuerzo, dando como resultado el Diagrama de Momento Curvatura de las secciones, aplicando los Modelos de Mander y Kent & Park. Se empleó el software de CSI Bridge para representar las curvas de comportamiento, asimismo usó hojas de cálculo de Excel para definir el comportamiento de los elementos estructurales con modelos de esfuerzo y deformación, cumpliendo totalmente con la hipótesis general planteada.

5.14.2 Hipótesis específicas

1. Los elementos estructurales del puente de arco de tablero superior de concreto armado cumplirán con las normas actuales: para ello se generan mecanismos de fallas como son las rótulas plásticas generados por la relación de resistencia a la carga lateral aplicada y la ductilidad, de esta forma predecir el comportamiento de los elementos estructurales ante el sismo, asimismo se emplearán el diseño de los elementos con la normativa del código ACI, normas y guías vigentes como FEMA, ASCE, ATC, MTC, RNC y AASHTO, dando cumplimiento total a la hipótesis específica.

2. El mejor modelamiento del puente de arco de tablero superior de concreto armado se obtendrá con el software CSI BRIDGE: se diseñará el arco antifunicular para que trabaje solo a compresión reduciendo los esfuerzos a flexión, esto es lo que se busca en esta tipología de puentes arco, tal como desarrolla en el capítulo 5, dando cumplimiento total a la hipótesis específica.
3. Con los resultados de la modelación se obtendrá un mejor resultado con el software CSI BRIDGE: dado que en los antecedentes nacionales se demuestra que las deformaciones de la modelación del puente motilones se asemejan a las producidas in situ, en base a ello se estima que los resultados de la modelación serán muy similares, dando cumplimiento total a la hipótesis específica.
4. El análisis con la modelación en el software CSI BRIDGE redujo significativamente los costos de los elementos estructurales del puente de arco de tablero superior: se optimizó las secciones planteadas en el expediente técnico reduciendo, entre 6% y 7% los costos, del plan de mantenimiento rutinario y periódico de la estructura, dando cumplimiento total a la hipótesis específica.

CONCLUSIONES

1. Se realizó todas los análisis y verificaciones para el diseño de los elementos que conforman la superestructura y subestructura del puente con la normativa vigente del ACI, FEMA, ASCE, ATC, MTC, RNC y AASHTO, entre ellos la no linealización de las propiedades de los materiales, asimismo predecir el comportamiento de estos generando rótulas plásticas ante cargas laterales como la del sismo y viento.
2. Las secciones del expediente técnico fueron diseñadas con una normativa anterior a la actual, no se toma en cuenta métodos refinados de análisis para la optimización de los elementos, en la mayoría de casos se sobredimensiona y en otros no tan favorables son infradiseños que ponen en riesgo la seguridad vial de los vehículos y usuarios.
3. Al modelar con otro software como el Sofistik y Abaqus estos diseñan utilizando otro método de convergencia, siendo la principal ventaja el menor número de iteraciones para hallar la convergencia.
4. Al comparar los diseños de estos softwares, el programa que viene más implementado con las guías de diseño internacional es CSI Bridge, también incluye la normativa nacional para el diseño de puentes.
5. Dentro de la presente investigación se enfocó en optimizar las secciones de los elementos estructurales que conforman el puente, sin dejar de lado los análisis y verificaciones establecidas por normas y guías nacionales e internacionales, de esta manera se logra reducir los costos en un 6 % para la construcción, mantenimiento rutinario y periódico del puente.

RECOMENDACIONES

1. Definir la tipología del puente a utilizar en función a la luz, gálibo libre y materiales para la construcción y mantenimiento del mismo
2. Para realizar un análisis refinado de distintas tipologías de puente se debe conocer el comportamiento estructural de cada tipo de elemento que conforman un puente para estimar el tipo de esfuerzo para el que va a estar sometido y estimar el mantenimiento o reemplazo para la conservación rutinaria y periódica de la estructura
3. Definir el proceso constructivo del puente ya sea in situ o por montaje para estimar los esfuerzos a los que van a estar sometidos las máquinas que realizarán el transporte e izaje del arco, tablero y pilares.
4. Elaborar el plan de mantenimiento rutinario y periódico para evitar el deterioro parcial o total de la estructura.
5. Para modelar cualquier tipo de estructura en un software es necesario con un modelo ensayado en escala real de tal manera que al obtener los resultados de modelación virtual estos sean contrastados con los obtenidos con el espécimen y calibrar la modelación para obtener mejores resultados esperados.
6. Como aporte académico es aconsejable conocer la clasificación de puentes por el uso, tipología estructural, por el material y por el sistema constructivo, asimismo que, para luces cortas, el puente tipo losa es idóneo; los puentes arco en un rango de 90 a 300 m. de luz; los puentes atirantados para luces de 150 a 1000 m. y los colgantes para luces de 300 a 3000 m.
7. Se debe tener presente que los puentes son obras públicas que se deben proyectar y construir para estar en servicio en buenas condiciones por varios años, las normas vigentes AASHTO consideran 75 años de servicio para los puentes ordinarios de hasta 150 m. de luz.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abad, J., (2017) *El Niño: 242 puentes se cayeron y el 70% por estar mal diseñado*. Seminario de defensa rivereñas y control de inundaciones. San Isidro, Perú.
- Alonso Velasco, (2020). *diseño y construcción de los puentes de junín y leoncio prado en lima (Perú)*, Hormigón y Acero, Avance online, doi: <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2832>
- American Association of State Highway and Transportation Official (2020), *Especificaciones de Diseño de Puentes LRFD*. AASHTO. Washington, DC.
- Amiel, p., (2007). *Las variables en el método científico*. (revista). Universidad Científica del Sur, Lima, Perú
- Benjumea, R., Suárez, R., Chio, C., (2013). *Comportamiento estructural de puentes extradosados durante construcción por voladizos sucesivos*. Escuela de Ingeniería de Antioquia Envigado, Colombia.
- Bonilla, D. (2012). *Análisis, diseño y proceso constructivo de un puente de hasta 15m*. (Tesis de pregrado) Instituto Tecnológico de Costa Rica escuela de ingeniería en construcción. Costa Rica
- Borja, S., (2016) *Metodología de la Investigación Científica para ingenieros*. Chiclayo-Perú.
- Ccora (2019), *Proceso constructivo del Puente tipo arco atirantado en la CC. NN. Lagarto, Distrito Palcazú - Pasco. Huancayo* (Tesis de pregrado). Universidad Peruana Los Andes. Huancayo – Perú.
- Ccora, J. (2019). *Proceso constructivo del puente tipo arco atirantado en la CC. NN. Lagarto Distrito Palcazú - Pasco*. (Tesis de pregrado) Universidad Peruana Los Andes. Huancayo - Perú
- Chamorro, S., Grau, V., De León, M., Leiva, C., Malaver, J., & Rincon, K. (2018). *Análisis de las causas estructurales del colapso de puentes en Colombia*. Bolívar: Universidad Tecnológica de Bolivar.

- De los Santos, E. (2 de Julio de 2022). *Consideraciones de diseño para puentes en arco*.
Obtenido de Midasoft.
<https://www.midasoft.com/latinoamerica/learning/hub/consideraciones-de-dise%C3%B1o-para-puentes-en-arco>
- Díaz (2018), *Deformaciones producidas en el puente vehicular motilonos – Moyobamba – San Martín de 163.00 m de luz, considerando la estructura real y el modelo analítico*. Cajamarca (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca – Perú.
- Díaz, J. (2018). *Deformaciones producidas en el puente vehicular*. (Tesis de pregrado) Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca – Perú
- Manterola, J. (2006). *Puentes: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. (1.a ed., Vol. 2). Manterola Armisen Javier.
- Martín Velásquez, A. (2019). *Estudio paramétrico del comportamiento estructural de puentes arco*. (Proyecto de fin de grado) Universidad de Sevilla, Mecánica de medios continuos y Teoría de Estructuras. Escuela Técnica Superior de Ingeniería. Sevilla - España
- Ministerio de Transporte y comunicaciones (2018). *Manual de puentes*. Lima: MTC
- Quispe, C., Sencia C., (2021). *Análisis comparativo del diseño estructural y económico de un puente viga losa con otro puente viga post tensada en el Río Sañumayo de la Comunidad de Checani Pucara del distrito de Coporaque, provincia de Espinar, departamento Cusco*. (Tesis de pregrado) Universidad Continental. Arequipa – Peru
- Rodríguez (2022), *Puentes con AASHTO LRFD 2022*.
- Rodríguez, A. (2022). *Puentes con AASHTO LRFD 2020*. Lima - Perú.
- Sampieri, H., (2014). *Metodología de la investigación. Proceso de la investigación*. (6ª ed., pp. 001 – 190) McGraw-Hill / interamericana editores, s.a. de c.v.
- Vargas, C. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de puentes continuos*. (Tesis de pregrado) Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima – Perú

ANEXOS

Anexo 01: Cronograma de actividades y presupuesto

ACTIVIDADES	May - 2022	Jun. - 2022	Jul. - 2022	Ago. - 2022	Set. - 2022	Oct. - 2022	Nov -2022
Proyecto de tesis							
Definición del tema y título de la tesis							
Búsqueda y adquisición de bibliografía							
Antecedentes y formulación del problema							
Elaboración de las Bases Teóricas y metodológicas							
Justificación y e hipótesis de la investigación							
Diseño de la investigación							
Presentación y aprobación del proyecto							
Desarrollo de tesis							
Elaboración de planos							
Modelado de la estructura existente							
Evaluación de los resultados							
Propuesta de reforzamiento							
Modelado de la propuesta de reforzamiento							
Evaluación de los resultados							
Revisión general de los resultados							
Publicación							
Presentación y sustentación del informe final							

Anexo 02: Presupuesto para la tesis

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	P.U (S/.)	PRECIO TOTAL (S/.)
1.0 MATERIAL			
1.1 hojas bond a4	200	0.10	20.00
1.2 cuaderno de notas	2	3.00	6.00
1.3 lapiceros	2	1.00	2.00
1.4 corrector	2	2.00	4.00
1.5 resaltador	2	1.00	2.00
2.0 EQUIPO			
2.1 computadora	1	4500.00	4500.00
3.0 SERVICIOS			
3.1 curso de CSI Bridge	1	1500	1500
3.2 curso de Mathcad Prime	1	500	500
3.6 licencia software	1	500	500
TOTAL			7034.00

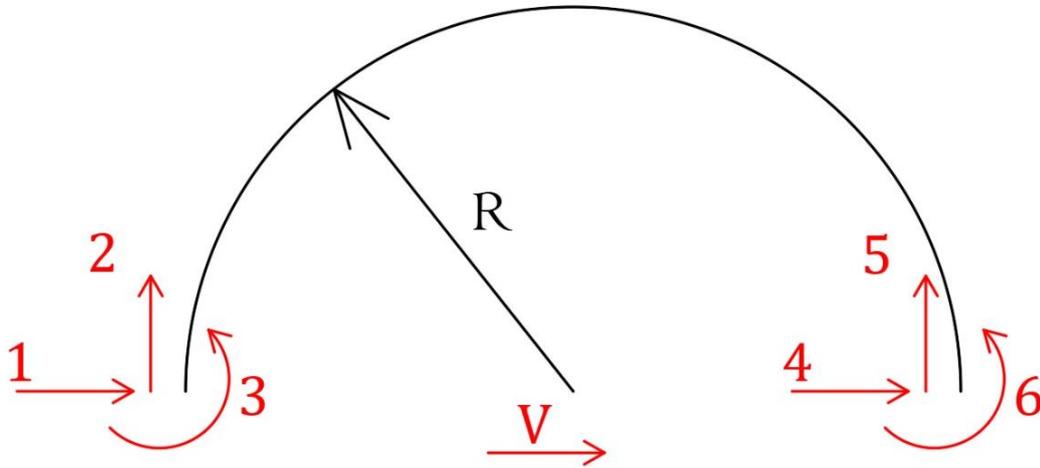
Anexo 03: Matriz de variable

Variable independiente	Definición conceptual	Dimensiones subvariables	Indicadores	instrumento
Puente de arco de tablero superior de concreto armado.	Un puente en arco se define generalmente como un puente con apoyos en los extremos de una luz conformado por un conjunto de miembros estructurales comprimidos axialmente que soportan las cargas (Rodríguez, 2017)	Puente de arco tablero superior Concreto armado	Modelamiento del puente usando los softwares SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE.	Expediente técnico Planos estructurales
Variable dependiente	Definición conceptual	Dimensiones subvariables	Indicadores	instrumento
Análisis estructural.	Todos los cálculos necesarios para la determinación de las solicitaciones, desplazamientos y verificación de los estados límites de cada uno de los componentes del puente deben ser presentado bajo una secuencia ordenada y con un desarrollo tal que pueda ser entendido, interpretado y verificado”. (MTC, 2018)	Análisis no lineal Análisis basado en desempeño Análisis por procedimiento constructivo.	Análisis estructural usando los softwares SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE.	La norma Load and Resistance Factor Design (LRFD) La norma peruana ministerio de transportes y comunicaciones (MTC)

Anexo 04: matriz de consistencia

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS PRINCIPAL	DIMENSIONES	INDICADOR	INSTRUMENTOS
¿Como realizar el análisis estructural de un puente de arco de tablero superior de concreto armado en el rio Vilcanota, Maranura-Cusco?	Realizar el análisis estructural de un puente de arco de tablero superior de concreto armado en el rio Vilcanota, Maranura-Cusco.	Al realizar el análisis estructural de un puente de arco de tablero superior de concreto armado en el rio Vilcanota, Maranura-Cusco se mejora el comportamiento estructural.	puente de arco tablero superior concreto armado	Modelamiento del puente usando los softwares SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE.	Expediente técnico Planos estructurales
PROBLEMA ESPECIFICO	OBJETIVO ESPECIFICO	HIPOTESIS SECUNDARIO	DIMENSIONES	INDICADOR	INSTRUMENTOS
¿Como evaluar los elementos estructurales bajo la norma AASHTO LRFD y Manual de puentes MTC?	Evaluar los elementos estructurales bajo la norma AASHTO LRFD y Manual de puentes MTC.	Los elementos estructurales se evaluar con la norma AASHTO LRFD y Manual de puentes MTC se cumplirán con las normativas.	análisis no lineal		
¿Como modelar el puente de arco de tablero superior de concreto con los Softwares comerciales SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE?	Modelar el puente de arco de tablero superior de concreto con los Softwares comerciales SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE.	El puente de arco de tablero superior de concreto se podrá modelar con solo softwares comerciales SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE.	análisis basado en desempeño	Análisis estructural usando los softwares SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE.	La norma Load and Resistance Factor Design (LRFD)
¿Como comparar los resultados obtenidos con la modelación softwares SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE?	Comparar los resultados obtenidos con la modelación softwares SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE.	Los resultados obtenidos con la modelación softwares SOFISTIK, ABAQUS y CSI BRIDGE se podrá hacer la comparación.	Análisis por procedimiento constructivo		La norma peruana ministerio de transportes y comunicaciones (MTC)
¿Como proponer la alternativa que más reduzca los costos de los elementos estructurales que conforman el Puente de arco de tablero superior de concreto?	Proponer la alternativa que más reduzca los costos de los elementos estructurales que conforman el Puente de arco de tablero superior de concreto.	La mejor alternativa reducirá entre 5% y 10% los costos de los elementos estructurales del puente de arco de tablero superior.			

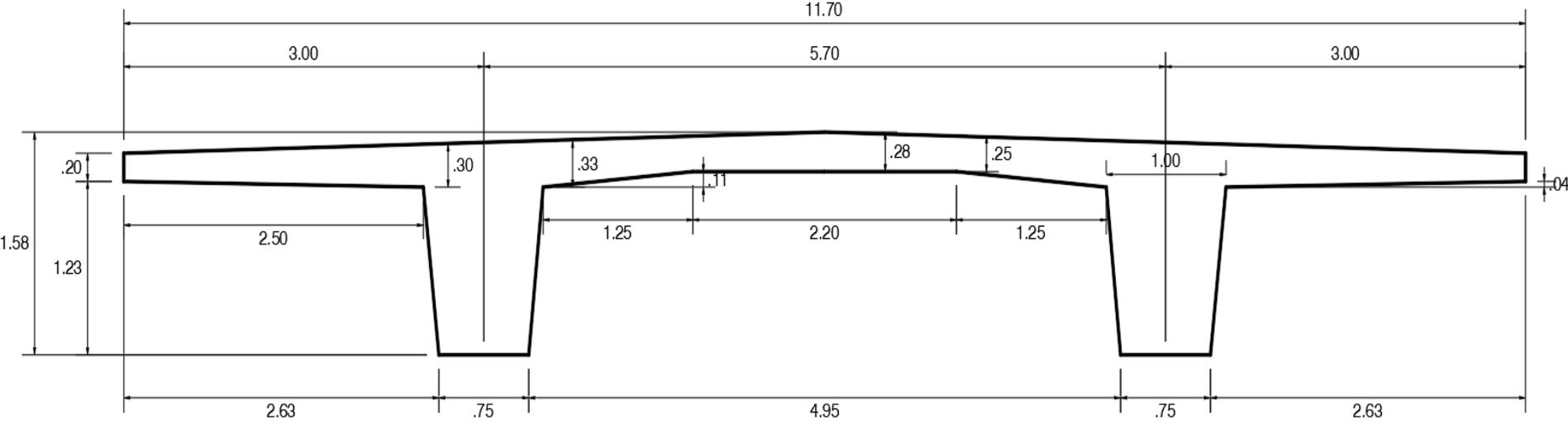
Anexo 05: Matriz de rigidez de un arco circular



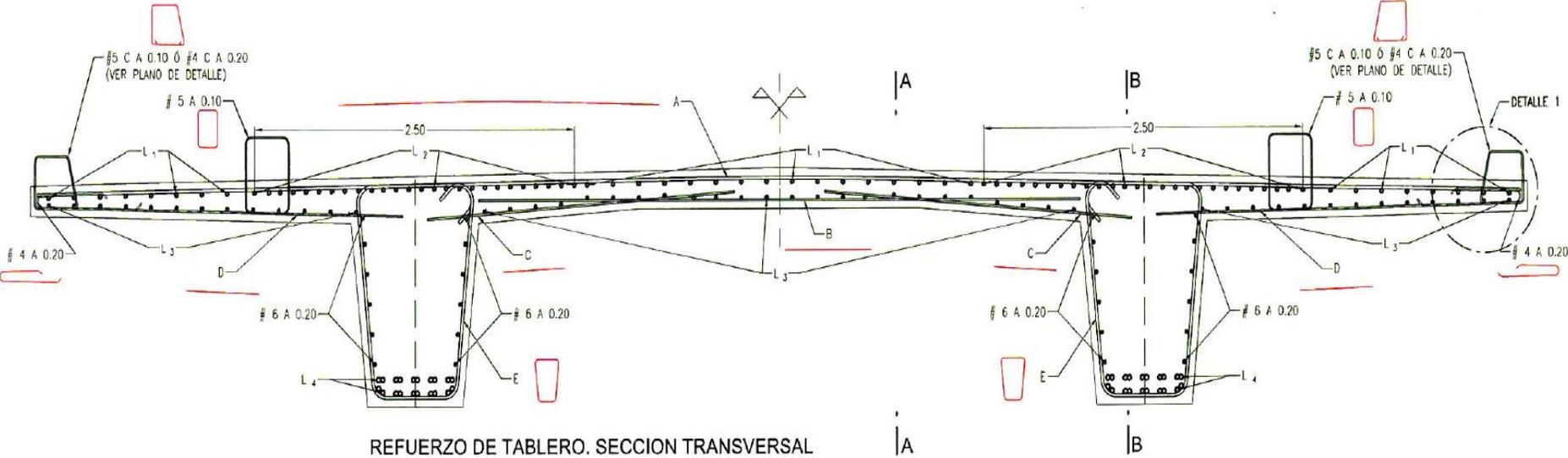
$$K = E * \frac{I}{R}$$

1	2	3	4	5	6	
$\frac{2 * \pi}{R^2 * (\pi^2 - 8)}$	0	$\frac{-4}{R * (\pi^2 - 8)}$	$\frac{-2 * \pi}{R^2 * (\pi^2 - 8)}$	0	$\frac{4}{R * (\pi^2 - 8)}$	1
0	$\frac{2}{\pi * R^2}$	$\frac{2}{\pi * R}$	0	$\frac{-2}{\pi * R^2}$	$\frac{2}{\pi * R}$	2
$\frac{-4}{R * (\pi^2 - 8)}$	$\frac{2}{\pi * R}$	$\frac{3 * \pi^2 - 16}{\pi * (\pi^2 - 8)}$	$\frac{4}{R * (\pi^2 - 8)}$	$\frac{-2}{\pi * R}$	$\frac{\pi^2 - 16}{\pi * (\pi^2 - 8)}$	3
$\frac{-2 * \pi}{R^2 * (\pi^2 - 8)}$	0	$\frac{4}{R * (\pi^2 - 8)}$	$\frac{2 * \pi}{R^2 * (\pi^2 - 8)}$	0	$\frac{-4}{R * (\pi^2 - 8)}$	4
0	$\frac{-2}{\pi * R^2}$	$\frac{-2}{\pi * R}$	0	$\frac{2}{\pi * R^2}$	$\frac{-2}{\pi * R}$	5
$\frac{4}{R * (\pi^2 - 8)}$	$\frac{2}{\pi * R}$	$\frac{\pi^2 - 16}{\pi * (\pi^2 - 8)}$	$\frac{-4}{R * (\pi^2 - 8)}$	$\frac{-2}{\pi * R}$	$\frac{3 * \pi^2 - 16}{\pi * (\pi^2 - 8)}$	6

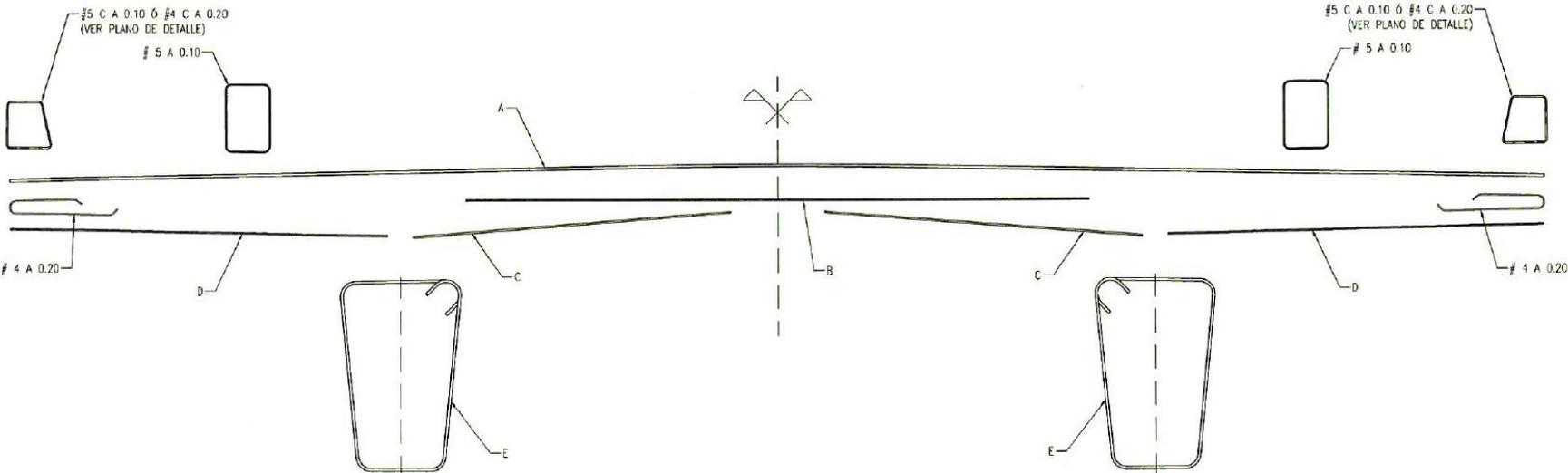
Anexo 06: Plano de detalle - corte del tablero.



Anexo 07: Plano de detalle - refuerzo de tablero

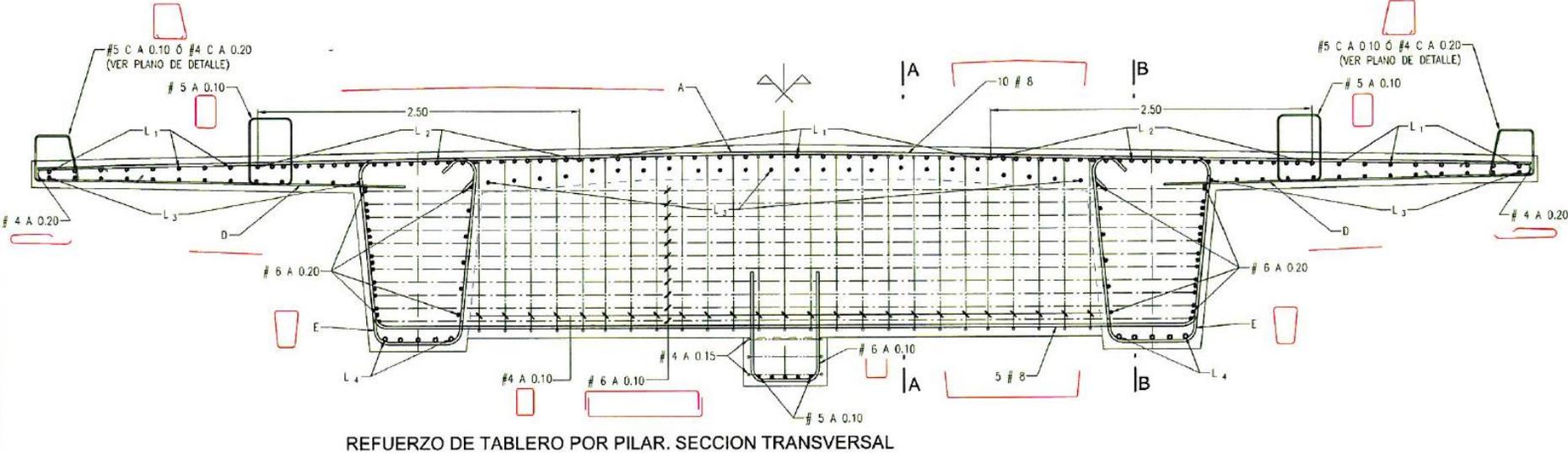


Anexo 08: Plano de detalle - despiece refuerzo de tablero

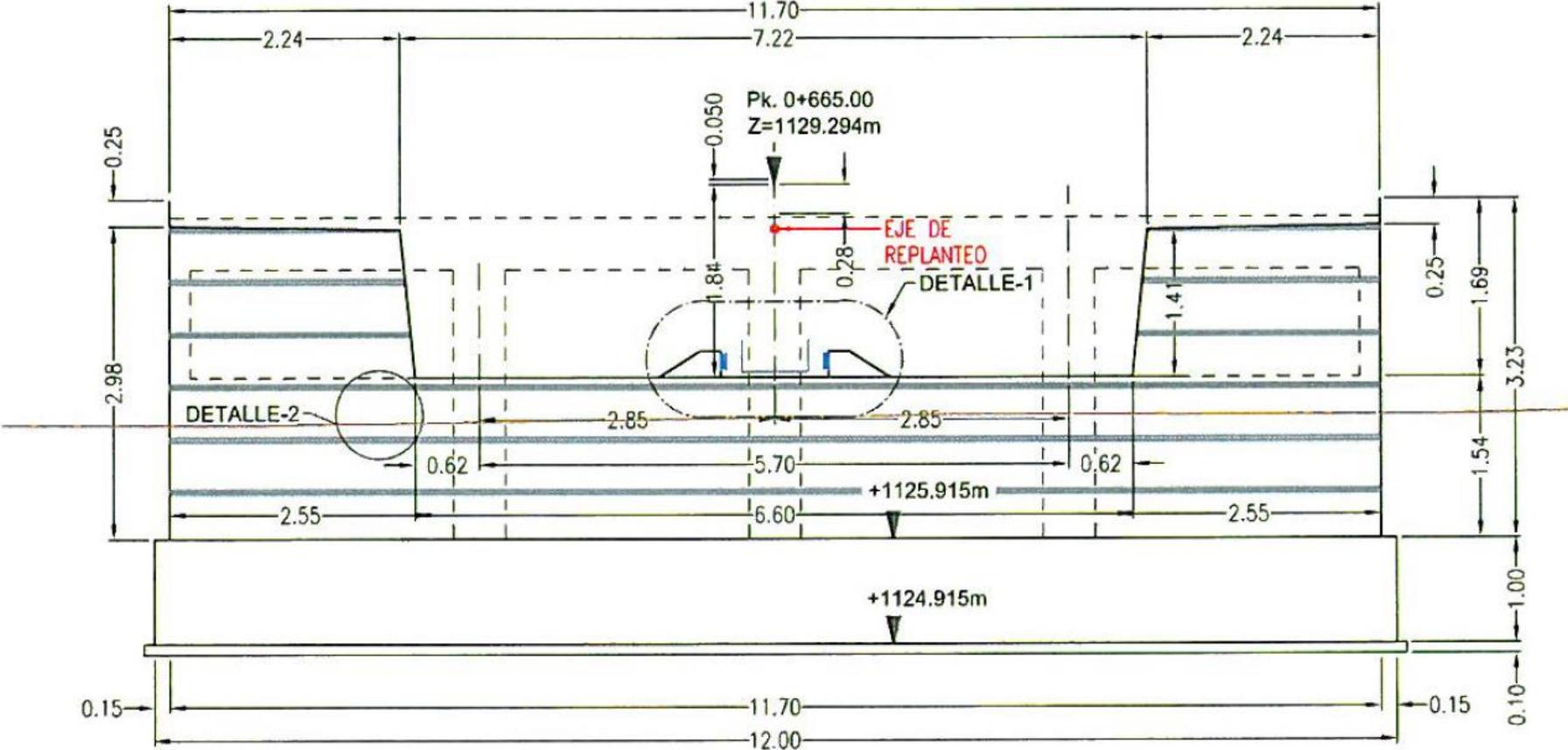


DESPIECE REFUERZO DE SECCION TIPO TABLERO

Anexo 09: Plano de detalle - refuerzo de tablero por pilar

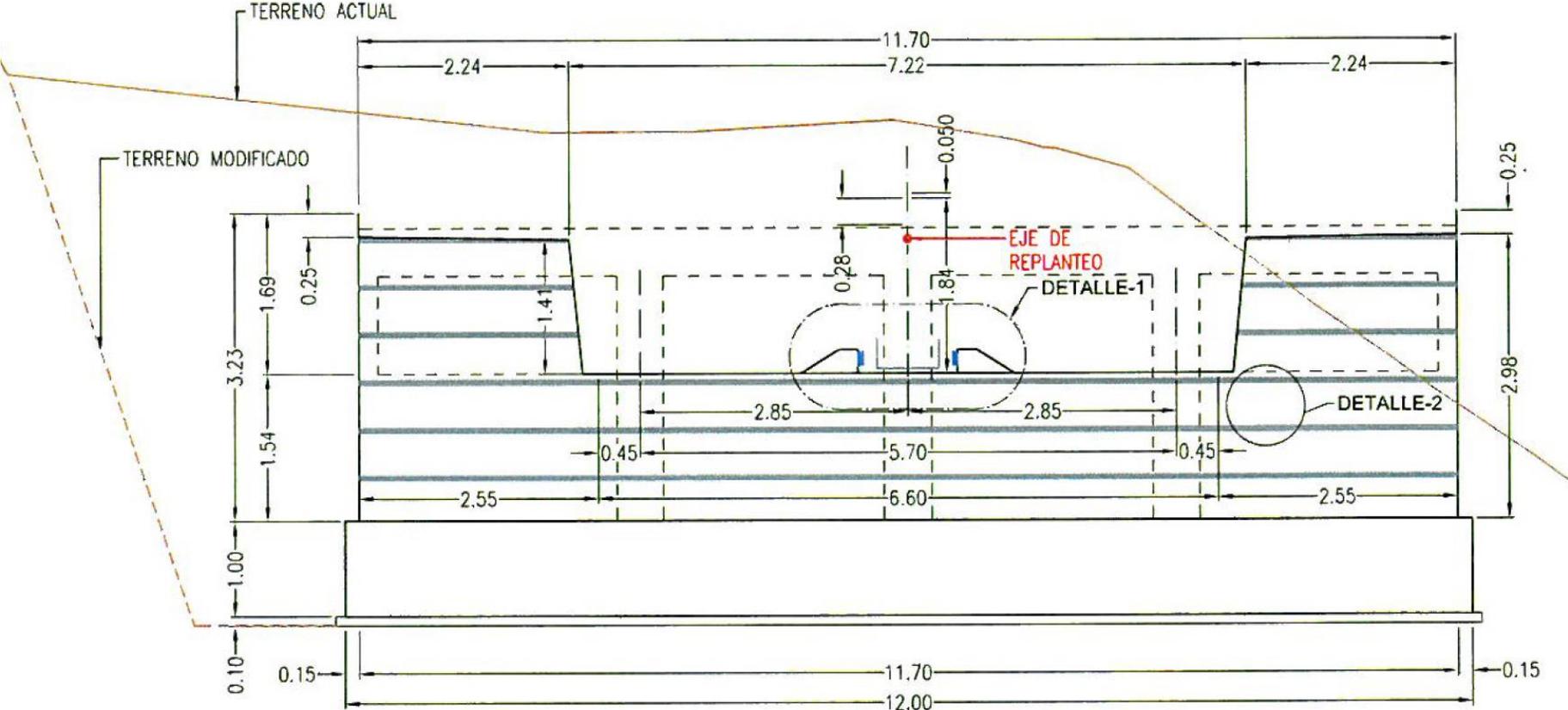


Anexo 10: Plano de detalle - estribo 01 alzado frontal



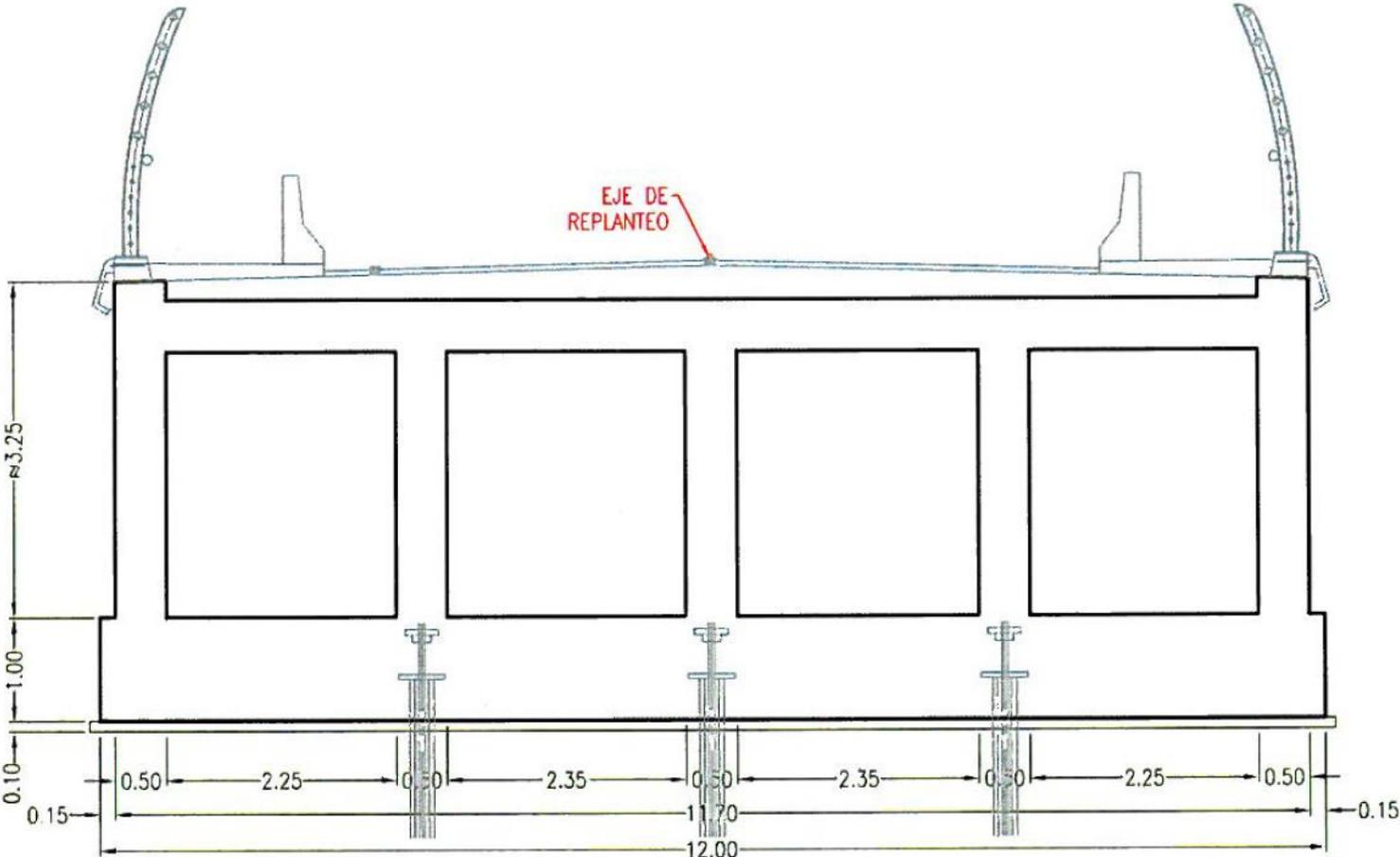
ESTRIBO 1. ALZADO FRONTAL

Anexo 11: Plano de detalle - estribo 02 alzado frontal



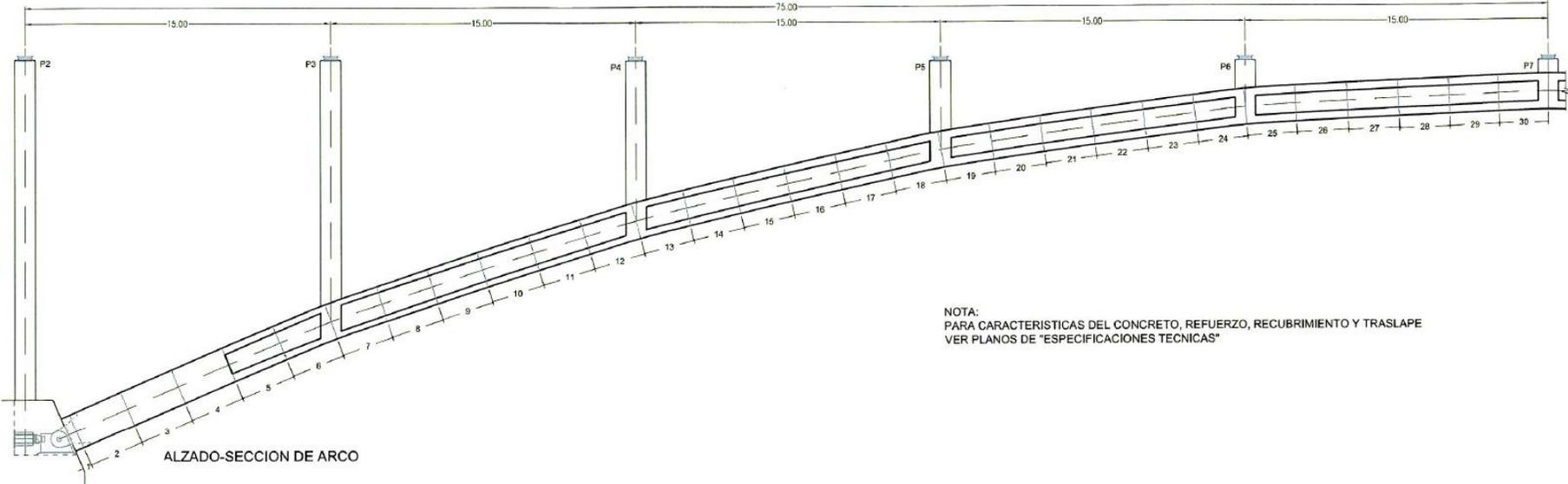
ESTRIBO 2. ALZADO FRONTAL

Anexo 12: Plano de detalle - estribo 02 sección A-A

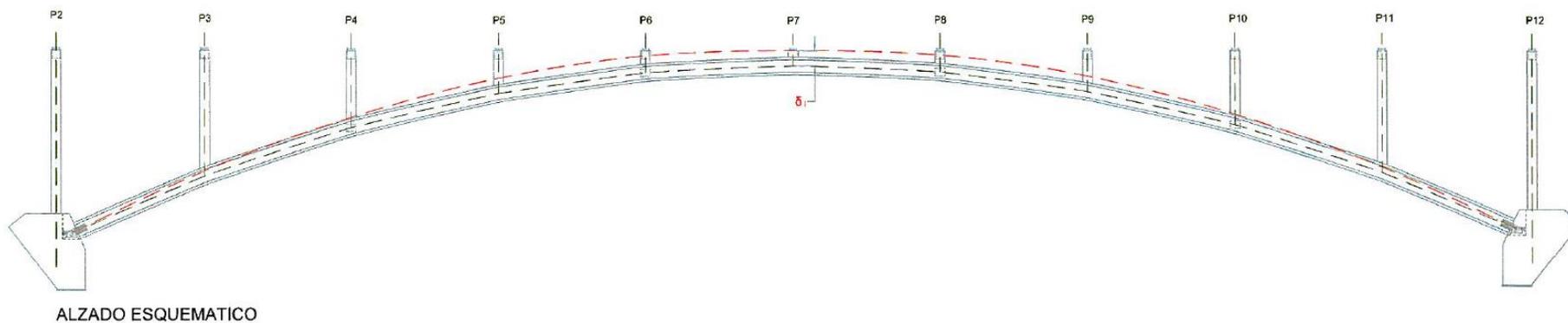


ESTRIBO 2. SECCION A-A

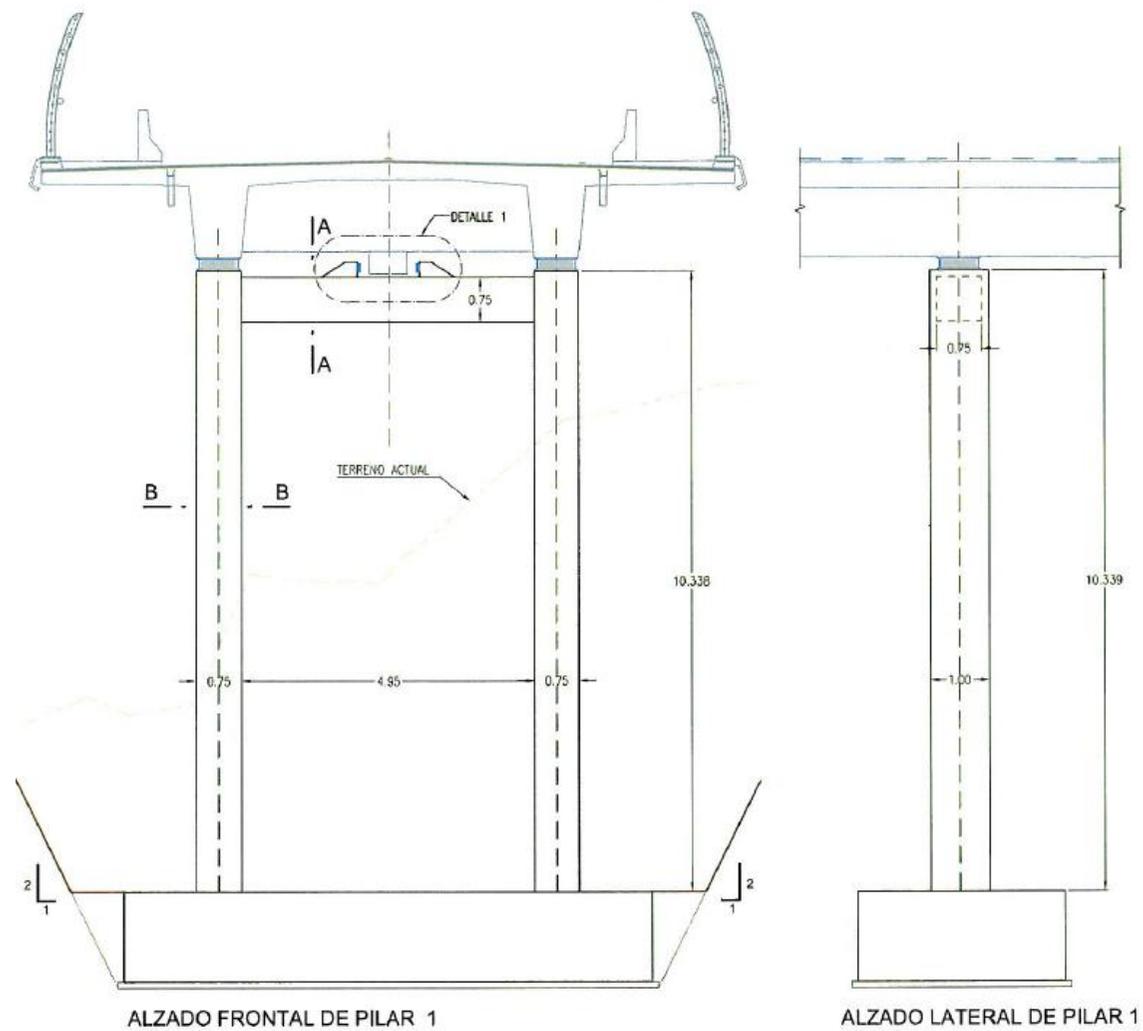
Anexo 14: Plano de detalle - alzado sección de arco



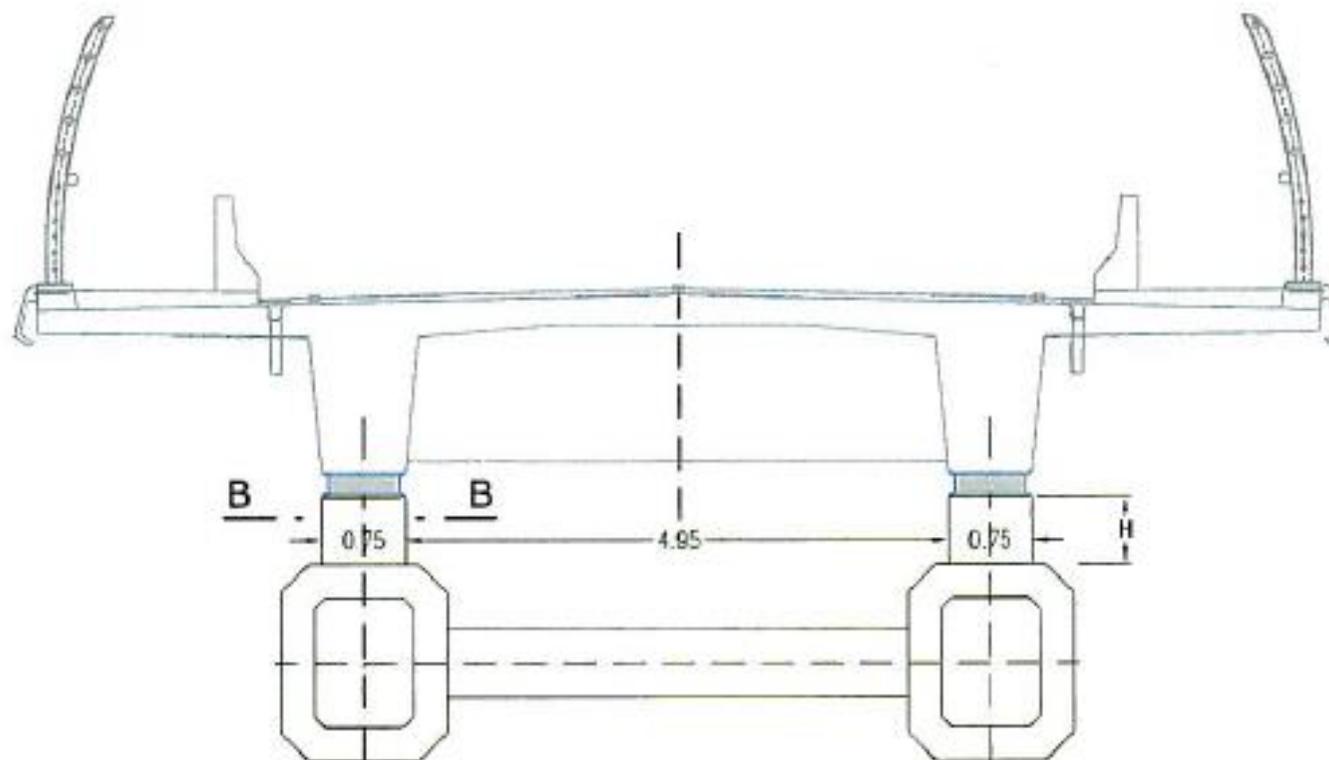
Anexo 15: Plano de detalle - alzado esquemático



Anexo 16: Plano de detalle - alzado frontal y lateral de pilar 01

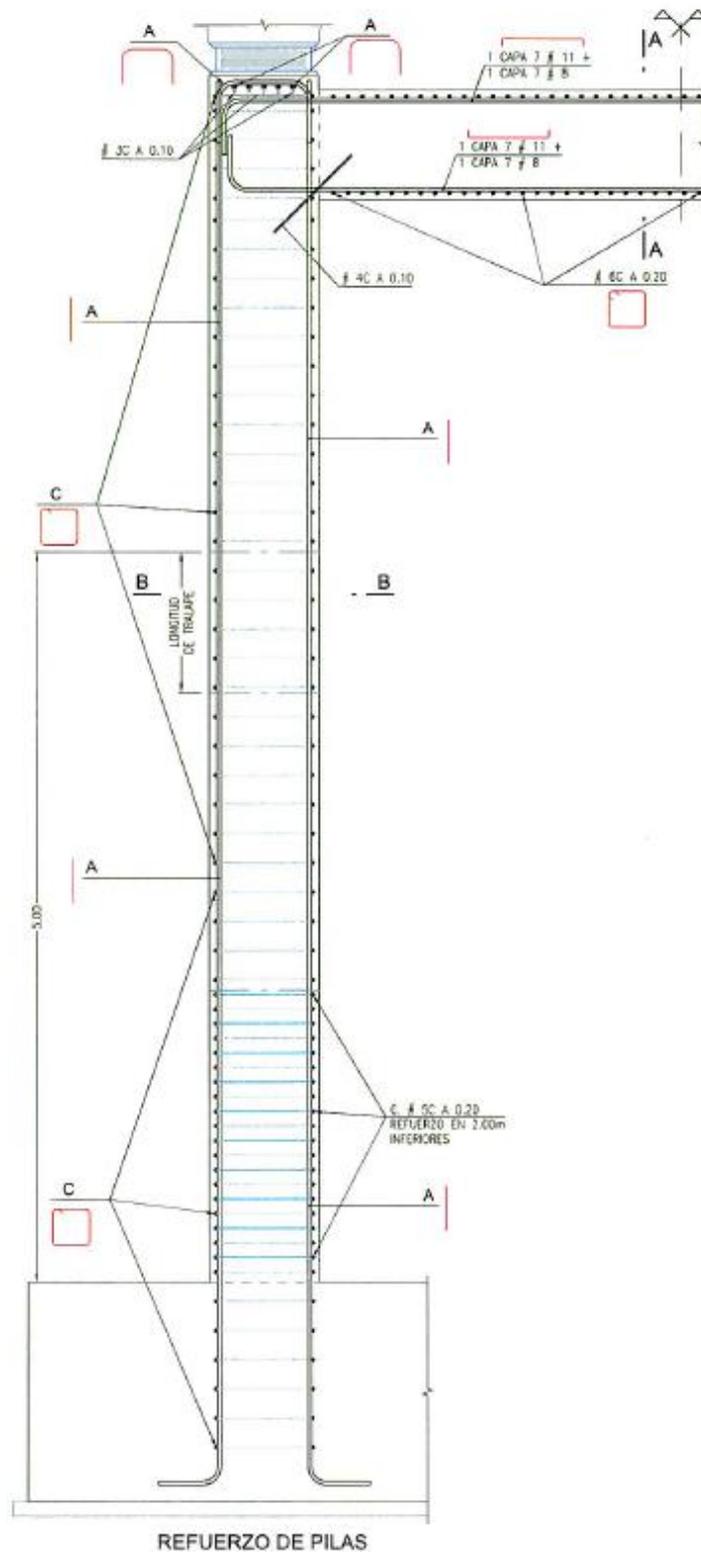


Anexo 17: Plano de detalle - sección transversal de pilar.

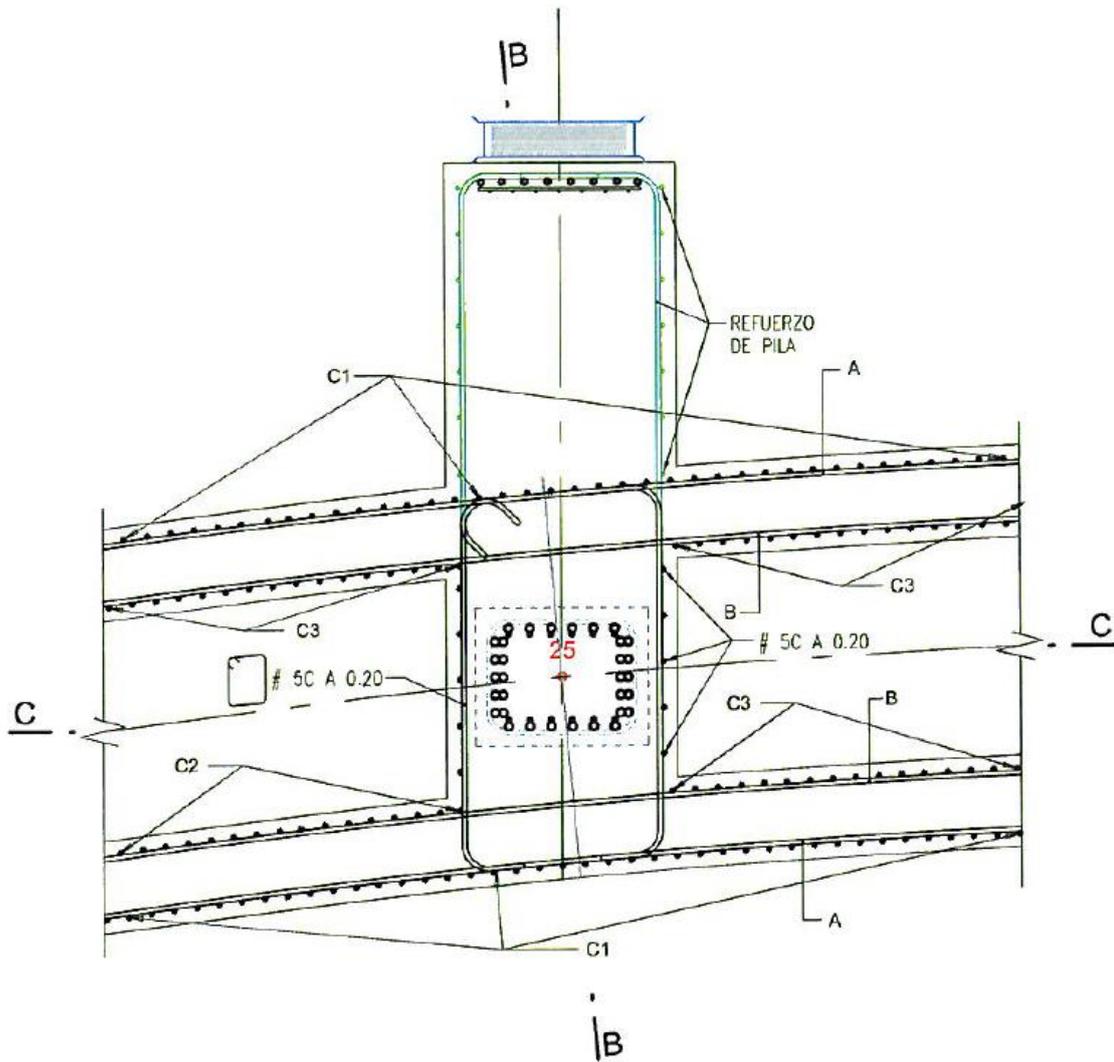


SECCION TRANSVERSAL POR PILAR 7.
CLAVE DE ARCO

Anexo 18: Plano de detalle - refuerzo de pilar

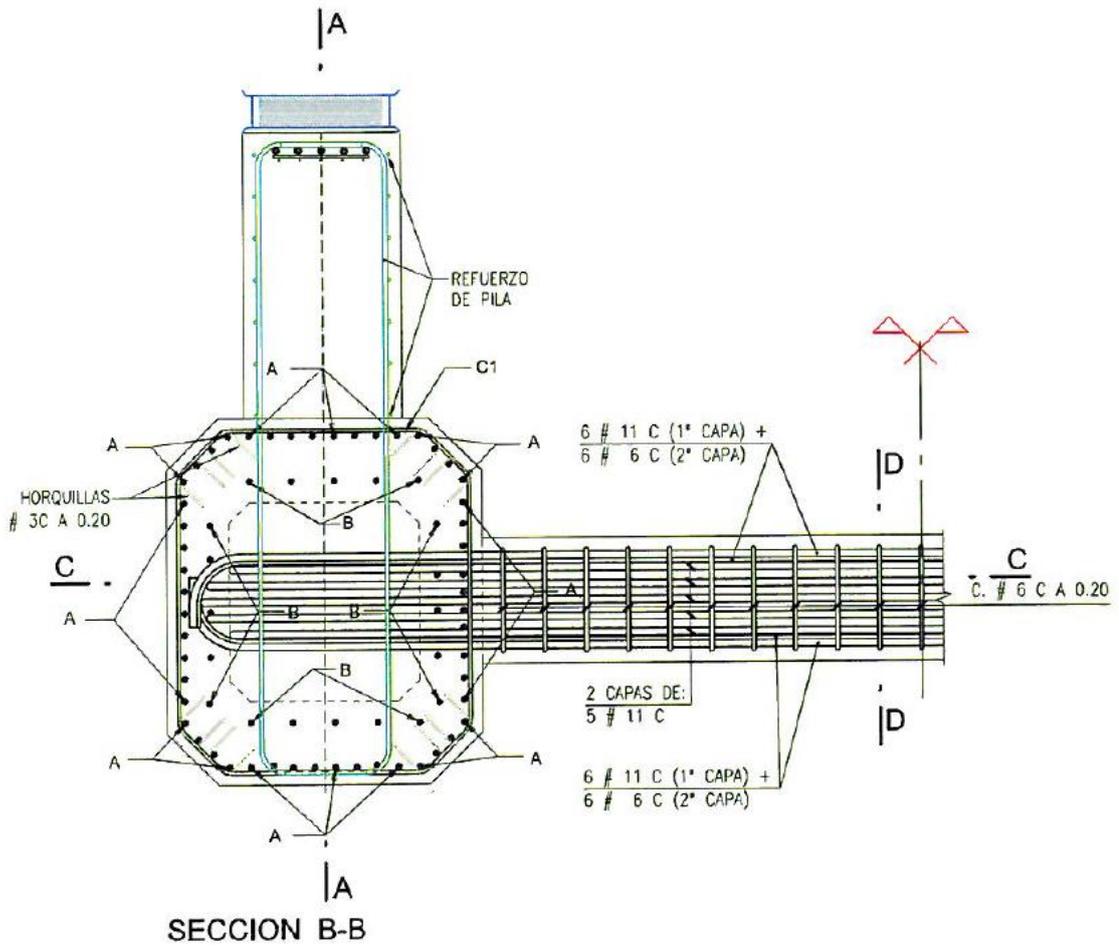


Anexo 19: Plano de detalle - sección longitudinal del arco A-A



SECCION LONGITUDINAL DEL ARCO (A-A)

Anexo 20: Plano de detalle - sección B-B



Anexo 21: Combinaciones de carga y Factor de carga

Load Combination Limit state	DC	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (uncless noted)	Y _p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	Y _{TG}	Y _{se}	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Strength II	Y _p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	Y _{TG}	Y _{se}	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Strength III	Y _p	-	1.00	1.00	-	1.00	0.50/1.20	Y _{TG}	Y _{se}	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Strength IV	Y _p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Strength V	Y _p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	Y _{TG}	Y _{se}	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Extreme event I	1.00	Y _{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Extreme event II	1.00	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	Y _{TG}	Y _{se}	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Service II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Service III	1.00	Y _{LL}	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	Y _{TG}	Y _{se}	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Service IV	1.00	-	1.00	1.00	-	1.00	0.50/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatigue I – LL, IM & CE only	-	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatigue II – LL, IM & CE only	-	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Tabla 3.4.1.1 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, M. (2020)

Anexo 22: Carta de autorización



Cusco, 15 de octubre de 2022

Por medio de la presente, Yo, Jaime Leonardo Huamán Cabrera, Jefe Zonal de la Unidad Zonal XVIII Cusco – Apurímac de Proviás Nacional, autorizo a los Bachiller en Ingeniería Civil DIEGO PAÚL HUAMANÍ ZAVALLA y Bachiller en Ingeniería Civil JOSÉ LUIS CONDORI LÓPEZ, a fin de que puedan utilizar académicamente y sin fines de lucro el Expediente Técnico del Puente Maranura y accesos para la elaboración de su tesis "Análisis Estructural de un Puente de Arco de Tablero Superior de Concreto en el Río Vilcanota, Maranura - Cusco".

Sin otro en particular, me despido.

Atentamente,

Ing. JAIME L. HUAMÁN CABRERA

Jefe Zonal U.Z. XVIII Cusco – Apurímac

MTC – PROVIAS NACIONAL