

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Evaluación de la longitud de apoyo en puentes esviajados de sección compuesta

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

Autores:

DUTAN ORTÍZ CRISTOPHER STALIN GÓMEZ ORELLANA HUGO ANDRÉS

Director:

ING. ESTEBAN MATEO NARVÁEZ VÁSQUEZ

CUENCA, ECUADOR 2025

RESUMEN

Los puentes esviajados presentan un comportamiento sísmico distinto al de los puentes rectos, debido al ángulo existente entre el tablero y los apoyos. La torsión generada por el esviaje hace que estas estructuras sean más susceptibles a problemas de estabilidad, como la pérdida de apoyo del tablero.

Históricamente se han registrado colapsos de puentes esviajados por deslizamiento o caída del tablero, causados por efectos torsionales, como se evidenció en el sismo de Maule en 2010.

El presente estudio evalúa la longitud de apoyo en puentes esviajados de sección compuesta. Para ello, se identificaron las luces y ángulos de esviaje típicos de este tipo de puentes en el Austro ecuatoriano. A continuación, se diseñó la superestructura conforme a la normativa AASHTO LRFD, y se generó un conjunto de registros sísmicos representativos. Finalmente, se analizó el comportamiento dinámico no lineal de los tableros frente a eventos sísmicos.

El análisis consideró luces de entre 10 y 50 metros y ángulos de esviaje entre 0° y 60°. Los resultados mostraron que, a partir de los 25°, los efectos torsionales y las rotaciones se incrementan significativamente, lo que podría comprometer la estabilidad de la superestructura si la longitud de apoyo no es adecuada.

Palabras clave: Puentes, Esviaje, Sismicidad, Colapsos, Estabilidad, Longitud de apoyo.

ABSTRACT

Skewed bridges exhibit a different seismic behavior compared to straight bridges, due to the angle between the deck and the supports. The torsion generated by the skew angle makes these structures more susceptible to stability issues, such as the loss of superstructure support.

Historically, skewed bridge collapses caused by deck sliding or detachment resulting from torsional effects—have been reported, as observed during the 2010 Maule earthquake in Chile.

This study evaluates the bearing length in skewed composite bridges. To this end, typical span lengths and skew angles of such bridges in southern Ecuador were identified. Subsequently, the superstructure was designed in accordance with the AASHTO LRFD specifications, and a representative set of seismic records was generated. Finally, the nonlinear dynamic behavior of the decks under seismic events was analyzed.

The analysis considered spans ranging from 10 to 50 meters and skew angles between 0° and 60°. The results showed that from 25° onward, torsional effects and rotations increase significantly, which could compromise the stability of the superstructure if the bearing length is not adequate.

Keywords: Bridges, Skew, Seismicity, Collapses, Stability, Bearing Length.

AGRADECIMIENTO

Al ser parte fundamental en el desarrollo de nuestra vida estudiantil, queremos expresar nuestro más profundo agradecimiento al Ingeniero Esteban Mateo Narváez Vásquez, tutor de tesis, por brindarnos la oportunidad de realizar este trabajo de titulación bajo su valiosa guía, compromiso y constante acompañamiento. Extendemos también nuestro agradecimiento al Ingeniero José Vázquez Calero, miembro del tribunal, por su tiempo, criterio y aporte en la evaluación de nuestro trabajo.

Agradecemos de manera especial a la Universidad del Azuay, por acogernos y formarnos con excelencia académica, así como a todos los profesores que, con dedicación y vocación, nos guiaron a lo largo de estos años, dejando huellas imborrables en nuestra formación profesional y personal.

A la profe Grace Mogollón Villavicencio, por su invaluable apoyo en un momento clave de mi formación. Su confianza, comprensión y generosidad dejaron una huella imborrable en este camino. Le prometí estar en mis agradecimientos, y hoy cumplo esa promesa con profunda gratitud.

Finalmente, a toda la comunidad de la Facultad de Ciencia y Tecnología, por acompañarnos durante esta etapa con apoyo, conocimiento y experiencias que nos permitieron crecer y alcanzar este importante logro.

DEDICATORIA

En primer lugar, dedico este trabajo de titulación a Dios, quien me ha dado la vida, la fortaleza y la oportunidad de alcanzar esta gran meta, por acompañarme en cada paso de este largo camino académico, guiándome con fe y esperanza incluso en los momentos más difíciles.

A mis padres, Hugo y Cayetana, por su amor incondicional, por sus enseñanzas, valores y sacrificios, me han formado con esfuerzo, constancia y amor, enseñándome que con trabajo y humildad los sueños pueden hacerse realidad, gracias por creer en mí incluso cuando yo no lo creía, por estar a mi lado en cada caída y en cada logro.

A mis hermanas, Paulina y Karen, por ser mi refugio en los momentos dificiles y por compartir conmigo cada alegría y desafío. Gracias por no dejarme caer, por levantarme siempre con palabras de aliento y por impulsarme a seguir adelante.

A mis cuñados, Noe y Esteban, quienes han sido como hermanos mayores para mí, por su constante apoyo, por hacerme ver mi potencial y por motivarme a ser cada día una mejor versión de mí mismo. A mis sobrinos, Trinidad, Nicolás, Martina y Emilio, quienes con su ternura y alegría han sido una fuente de inspiración inagotable; sus sonrisas han iluminado incluso los días más oscuros.

A mis tías Catalina y Patricia, por su amor desinteresado, su bondad y sus palabras llenas de fe que han resonado en mi corazón y me han dado fuerza cuando más lo necesitaba. A mis Abuelos Zoila y Gabriel, gracias por enseñarme el verdadero valor de la familia, son mi orgullo, mi raíz, y su ejemplo vive en cada uno de mis logros.

A mi fiel compañero Donato, que aunque ya no estés físicamente conmigo, tu recuerdo permanece intacto en mi corazón, gracias por tu compañía y lealtad en las numerosas noches en vela que hemos pasado juntos.

A mis amigos Agustín, David, Franklin, Juan Andrés, Juan Octavio, Steven, Romel y Mati por regalarme su amistad sincera, por los momentos compartidos, las risas y las lecciones de vida que quedarán por siempre en mi memoria. A mis compañeros de la universidad Laura, Dayana y Cristopher quienes han sido parte de este fantastico proceso y por recordarme que, incluso en medio de la presión, siempre hay espacio para la risa, la compañía y la alegría de los pequeños momentos.

Hugo Andrés Gómez Orellana

DEDICATORIA

A mis valientes mujeres: Zoila y GabbiFer: este trabajo es el resultado de su amor, apoyo y sacrificio en mi viaje educativo, sus palabras de aliento, la perseverancia y el ejemplo han sido mi inspiracion, cada dia que trabajaron incasablemente y, cada vez que me brindaron su cariño son tesoros que valoro profundamente, esta tesis es un tributo a ustedes, mi fuente inagotable de fortaleza y amor, es mi modesta forma de agradecer de todo lo que han hecho por mi.

A mi padre Manuel, que con su ejemplo constante me ha dado la fuerza suficiente para seguir adelante en los momentos mas dificiles. Sus consejos llenos de sabiduria, y todas las enseñanzas es donde siempre encuentro inspiracion. Gracias por estar siempre conmigo, por creer en mi y por ser la raiz principal que sostiene cada paso que doy. Este logro tambien es un abrazo para usted.

A Maria, Paul y Paulette, a ustedes, a quienes la vida ha llevado lejos pero nunca han salido de mi corazon. Este trabajo es un intento de acercarme y de honrar su apoyo incondiconal. Ojala puedan sentir, allá donde esten; cuanto me hubiera gustado compartir con ustedes este momento.

A Juan, por ser mas que un apoyo, un pilar constante en mi camino, gracias por levantarme en cada caida, por creer en mí incluso cuando yo dudaba, y por encender en mi alma el amor por esta carrera. Esta meta tambien es tuya, porque me enseñaste que avanzar siempre es posible.

A Gladys, por enseñarme que la grandeza no esta en lo que se tiene, sino como se hace lo que se ama. Gracias por ser luz, ejemplo y fuerza silenciosa en mi vida, este detalle es gracias por tanto.

A Kasandra, a ti que has estado siempre a mi lado. Gracias por creer en mis sueños incluso cuando parecian lejanos, por ser la calma en momentos dificiles, el abrazo que nunca me dejo caer, por tu presencia firme, tu amor y tu apoyo sin condiciones. Este logro es tuyo, porque estuviste en los momentos correctos.

A mi familia y amigos, por ser mi sostén en los días difíciles y llenar esta etapa de alegría y momentos inolvidables. A Marcos, David Q., Danna y Camila, mis amigos de toda la vida, les dedico con mi cariño más profundo; su lealtad y amor han sido mi refugio constante. Y a Laura, Dayana y Hugo, por su amistad sincera y su presencia inquebrantable, gracias por estar siempre.

Cristopher Dutan Ortiz.

Índice de Contenido

RES	UMEN	II
ABS	ТRACT	III
AGR	ADECIMIENTO	IV
DED	ICATORIA	V
DED	ICATORIA	VI
Índic	e de Contenido	VII
Índic	e de Tablas	XI
Índic	e de Figuras	XII
Intro	ducción	XIV
Capí	tulo 1	
Anál	isis y Recolección de variables iniciales de puentes tipo en el Austi	0
Ecua	atoriano	16
1.1.	Antecedentes	16
1.2.	Objetivos	17
1.3.	Contenido del Documento	17
1.4.	Marco Teórico	18
1.4.1	. Puente	18
1.4.2	Ángulo de Esviaje	18
1.4.3	. Puente Esviajado	20
1.4.4	. Espectro de Respuesta	22
1.4.5	. Apoyos	22
1.4.6	. Tipología de Puente: Sección Compuesta	23
1.5.	Recolección de Variables: Longitudes y ángulos de esviaje tipo en el A	ustro.
		23
1.5.1	. Longitudes tipo de Puentes en el Austro Ecuatoriano	
1.5.2	Ángulos de Esviaje	24
Capí	tulo 2	
Anál	isis y diseño estructural de los puentes típicos esviajados del Aust	ro 26
2.1.	Diseño de la Superestructura	
2.1.1	. Determinación de las Cargas de Diseño	26
2.1.1	.1. Cargas Permanentes	26
2.1.1	.2. Cargas Variables	27

2.1.1.2.1.	Sobrecarga Vehicular de diseño	27
2.1.1.3.	Incremento por Carga Dinámica (IM)	29
2.1.1.4.	Factores de Carga y Combinaciones de Carga	30
2.1.1.4.1.	Combinaciones de Carga	30
2.1.1.5.	Estados Límites	31
2.2. An	álisis y Diseño de la Superestructura	31
2.2.1. Dis	seño de las vigas de Acero	31
2.2.1.1.	Materiales en la Superestructura	32
2.2.1.2.	Cálculo de las propiedades de la sección	32
2.2.1.2.1.	Límites de proporcionalidad de la sección	32
2.2.1.3.	Análisis de cargas	33
2.2.1.3.1.	Análisis de viga sola	34
2.2.1.3.2.	Análisis de viga sección compuesta 3n	38
2.2.1.3.3.	Análisis de viga sección compuesta n	41
2.3. Ар	oyo de Elastómero	44
2.3.1. Co	mportamiento del Elastómero	44
2.3.1.1.	Comportamiento a carga de compresión	44
2.3.1.2.	Comportamiento a Cortante	44
2.3.1.3.	Comportamiento a Deformaciones Rotacionales	45
2.3.1.4.	Estabilidad	45
2.3.2. Dis	seño del Elastómero	46
2.3.2.1.	Solicitaciones	46
2.3.2.2.	Módulo de Cortante	47
2.3.2.3.	Placa de Refuerzo	47
2.3.2.4.	Deflexión Máxima por Corte	47
2.3.2.5.	Área del Elastómero	48
2.3.2.6.	Espesor Mínimo del Elastómero	48
2.3.2.7.	Factor de Forma	48
2.3.2.8.	Grosor Mínimo de la capa interior	49
2.3.2.9.	Grosor Mínimo de la capa exterior	49
2.3.2.10.	Número de Capas Interiores	50
2.3.2.11.	Comprobación del Método A	50
2.3.2.12.	Espesor Total del Elastómero	50
2.3.2.13.	Espesor de las Placas de Refuerzo	51

2.3.2.1	4. Altura Total del Elastómero	51
2.3.3. \	/erificaciones de Diseño	52
2.3.3.1	Esfuerzo de Compresión	52
2.3.3.2	Estabilidad	52
2.3.3.3	Deflexión por Compresión	52
2.3.3.4	Deflexión por Cortante	54
2.3.3.5	Refuerzo de Acero	54
2.3.3.6	Anclaje	54
2.3.4. I	Resultados	55
2.4.	Juntas	56
2.4.1. I	Diseño de Junta	56
2.4.2. I	Retracción	57
2.4.3. \	Variación Térmica	58
2.5. I	Mesa de Apoyo	59
2.5.1. (Cálculo de la Longitud Apoyo	59
2.5.2. I	_ongitud de Mesa de Apoyo (AASHTO)	59
2.5.3. I	_ongitud de Mesa de Apoyo (Manual de Carreteras Chileno)	61
2.5.4. \	/alores Adoptados de Longitud de Mesa de Apoyo (Manual de Carreteras	
(Chileno)	62
Capítu	lo 3	
Modela	amiento no lineal para los puentes esviajados	64
3.1.	Análisis no lineal	64
3.1.1. (Criterios de Diseño previo al modelamiento	64
3.1.2. I	Nodelamiento no lineal en software estructural SAP2000 V25.0	65
3.1.3. I	Pasos del Modelamiento en SAP2000	69
Capítu	lo 4	
Demar	ida Sísmica en el Ecuador	72
4.1.	Sismicidad Histórica	72
4.2.	Amenaza Sísmica	73
4.2.1. I	Espectro de Respuesta Elástico - Norma Ecuatoriana de la Construcción	
(NEC-15)	73
4.2.2. I	Espectro de Diseño (NEC-15)	74
4.2.2.1	Factor de Zona Sísmica Z	74
1 2 2 2	Cooficientos de Derfil de Suele Fe, Eduz Fe	76
4.2.2.2	. Coelicientes de Perill de Suelo Fa, Fu y Fs	10

4.2.2.3	3. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	77
4.2.2.4	4. Periodos Límites de Vibración	79
4.2.2.5	5. Espectro de Respuesta Elástico: Aceleraciones	79
4.2.3.	Construcción del Espectro de Diseño	80
4.2.4.	Registros Sísmicos	81
4.3.	Escalamiento Sísmico	82
4.3.1.	Procedimiento de Escalamiento	83
4.4.	Integración de los sismos al modelado en SAP200	91
Capítu	ulo 5	
Anális	sis e Interpretación de Resultados	93
5.1.	Resultados del Análisis Tiempo-Historia	93
5.2.	Discusión de Resultados	93
5.2.1.	Comparativa entre los resultados y las Normas de diseño	93
5.3.	Conclusiones 1	02
5.4.	Recomendaciones 1	03
Biblio	grafía1	04
ANEX	OS 1	08

Índice de Tablas

Tabla 2-1 Densidades. Fuence. AASHTO ERFD 9ED (Tabla 3.5.1-1)	
Tabla 2-2 Factor de presencia múltiple	29
Tabla 2-3 Incremento por carga dinámica	30
Tabla 2-4 Combinaciones de carga	30
Tabla 2-5 Factores de carga para cargas permanentes γ_p	31
Tabla 2-6 Cálculo de Y y Mp para secciones en flexión positiva. AASTHO (D6.	1-1) .
Tabla 2-7 Resumen de Diseño de vigas	43
Tabla 2-8 Solicitaciones de Carga	46
Tabla 2-9 Combinaciones para deflexión por compresión	53
Tabla 2-10 Resumen de diseño de elastómeros	55
Tabla 2-11 Longitudes de los Puentes Tipo	57
Tabla 2-12 Datos de los Materiales del Puente	57
Tabla 2-13 <i>Resumen de Resultados</i>	58
Tabla 2-14 Valores Adoptados	59
Tabla 2-15 Resumen de Longitudes de Mesa de Apoyo (AASHTO LRFD 4.7.4.	<i>4)</i> 60
Tabla 2-16 Resumen de Longitudes de Mesa de Apoyo (AASHTO LRFD 4.7.4.	4) con
factor de 50%	60
	61
Tabla 2-17 Longitudes para puentes rectos	•••••
Tabla 2-17 Longitudes para puentes rectos Tabla 2-18 Longitudes para puentes con esviaje	62
Tabla 2-17 Longitudes para puentes rectosTabla 2-18 Longitudes para puentes con esviajeTabla 2-19 Valores Adoptados	62 62
Tabla 2-17 Longitudes para puentes rectosTabla 2-18 Longitudes para puentes con esviajeTabla 2-19 Valores AdoptadosTabla 3-1 Resumen de rigidez lateral, vertical y rotacional de cada puente	62 62 68
Tabla 2-17 Longitudes para puentes rectosTabla 2-18 Longitudes para puentes con esviajeTabla 2-19 Valores AdoptadosTabla 3-1 Resumen de rigidez lateral, vertical y rotacional de cada puenteTabla 4-1 Tipo de Suelo y Factores de sitio Fa	62 62 68 76
Tabla 2-17 Longitudes para puentes rectosTabla 2-18 Longitudes para puentes con esviajeTabla 2-19 Valores AdoptadosTabla 3-1 Resumen de rigidez lateral, vertical y rotacional de cada puenteTabla 4-1 Tipo de Suelo y Factores de sitio FaTabla 4-2 Tipo de Suelo y Factores de sitio Fd	62 62 68 76 76
Tabla 2-17 Longitudes para puentes rectosTabla 2-18 Longitudes para puentes con esviajeTabla 2-19 Valores AdoptadosTabla 3-1 Resumen de rigidez lateral, vertical y rotacional de cada puenteTabla 4-1 Tipo de Suelo y Factores de sitio FaTabla 4-2 Tipo de Suelo y Factores de sitio FdTabla 4-3 Tipo de Suelo y Factores de comportamiento inelástico del suelo Fs	62 62 68 76 76 77
Tabla 2-17 Longitudes para puentes rectosTabla 2-18 Longitudes para puentes con esviajeTabla 2-19 Valores AdoptadosTabla 3-1 Resumen de rigidez lateral, vertical y rotacional de cada puenteTabla 4-1 Tipo de Suelo y Factores de sitio FaTabla 4-2 Tipo de Suelo y Factores de sitio FdTabla 4-3 Tipo de Suelo y Factores de comportamiento inelástico del suelo FsTabla 4-4 Factores para el espectro de diseño NEC-15	62 62 68 76 76 77 78
Tabla 2-17 Longitudes para puentes rectosTabla 2-18 Longitudes para puentes con esviajeTabla 2-19 Valores AdoptadosTabla 3-1 Resumen de rigidez lateral, vertical y rotacional de cada puenteTabla 4-1 Tipo de Suelo y Factores de sitio FaTabla 4-2 Tipo de Suelo y Factores de sitio FdTabla 4-3 Tipo de Suelo y Factores de comportamiento inelástico del suelo FsTabla 4-4 Factores para el espectro de diseño NEC-15Tabla 4-5 Datos para la construcción del espectro de diseño según la NEC-15	62 62 68 76 76 77 78 80
Tabla 2-17 Longitudes para puentes rectosTabla 2-18 Longitudes para puentes con esviajeTabla 2-19 Valores AdoptadosTabla 3-1 Resumen de rigidez lateral, vertical y rotacional de cada puenteTabla 4-1 Tipo de Suelo y Factores de sitio FaTabla 4-2 Tipo de Suelo y Factores de sitio FdTabla 4-3 Tipo de Suelo y Factores de comportamiento inelástico del suelo FsTabla 4-4 Factores para el espectro de diseño NEC-15Tabla 4-5 Datos para la construcción del espectro de diseño según la NEC-15Tabla 4-6 Sismos utilizados en el Análisis	62 62 68 76 76 77 78 80 82
Tabla 2-17 Longitudes para puentes rectosTabla 2-18 Longitudes para puentes con esviajeTabla 2-19 Valores AdoptadosTabla 3-1 Resumen de rigidez lateral, vertical y rotacional de cada puenteTabla 4-1 Tipo de Suelo y Factores de sitio FaTabla 4-2 Tipo de Suelo y Factores de sitio FdTabla 4-3 Tipo de Suelo y Factores de sitio FdTabla 4-3 Tipo de Suelo y Factores de comportamiento inelástico del suelo FsTabla 4-3 Tipo de Suelo y Factores de comportamiento inelástico del suelo FsTabla 4-4 Factores para el espectro de diseño NEC-15Tabla 4-5 Datos para la construcción del espectro de diseño según la NEC-15Tabla 4-6 Sismos utilizados en el AnálisisTabla 5-1 Desplazamientos de placa de apoyo provocados por sismos.	62 62 68 76 76 77 78 80 82 82 93
Tabla 2-17 Longitudes para puentes rectosTabla 2-18 Longitudes para puentes con esviajeTabla 2-19 Valores AdoptadosTabla 3-1 Resumen de rigidez lateral, vertical y rotacional de cada puenteTabla 4-1 Tipo de Suelo y Factores de sitio FaTabla 4-2 Tipo de Suelo y Factores de sitio FdTabla 4-3 Tipo de Suelo y Factores de comportamiento inelástico del suelo FsTabla 4-4 Factores para el espectro de diseño NEC-15Tabla 4-5 Datos para la construcción del espectro de diseño según la NEC-15Tabla 4-6 Sismos utilizados en el AnálisisTabla 5-1 Desplazamientos de placa de apoyo provocados por sismos.Tabla 5-2 Comparación de Resultados de desplazamientos máximos vs Long	62 62 68 76 76 77 78 80 82 93 gitudes

Índice de Figuras

Figura 1-1 Ángulo de Esviaje	19
Figura 1-2 Distribución de cargas en un puente recto (a) y un puente esviajado (<i>(b)</i> 19
Figura 1-3 Elementos de un puente esviajado visto en planta	20
Figura 1-4 Condición de Rotación	22
Figura 2-1 Características del camión de diseño. Fuente: AASTHO LRFD 9 ED (F	igura
3.6.1.2.2-1)	28
Figura 2-2 Carril Cargado HL-93	28
Figura 2-3 Comportamiento de deformación de un apoyo de elastómero reforzad	do de
multicapas, sometido a una carga de compresión	44
Figura 2-4 Deformación cortante de una capa de elastómero	45
Figura 2-5 Deformación por Rotación de un elastómero	45
Figura 2-6 Dimensiones para la estabilidad de un elastómero en su eje longitu	ıdinal
	46
Figura 2-7 Elementos tipo del elastómero	56
Figura 2-8 Esquema de junta y longitud de apoyo	63
Figura 3-1 Esquema de modelo no lineal	
Figura 3-2 Esquema de Placa de Apoyo	66
Figura 3-3 Comportamiento Histerético del elastómero en un modelo lateral	67
Figura 4-1 Zonas sísmicas del Ecuador y valores del factor Z	74
Figura 4-2 Curva de Peligro Sísmico Cuenca y Valor de Z adoptado	75
Figura 4-3 Espectro elástico NEC-15	78
Figura 4-4 Espectro de Diseño NEC-15 del Austro	81
Figura 4-5 Acelerograma Componente Horizontal 1	84
Figura 4-6 Acelerograma Componente Horizontal 2	84
Figura 4-7 Espectro de diseño NEC-15	85
Figura 4-8 Espectro de Respuesta de Pseudoaceleración de Acelerograma 1	85
Figura 4-9 Espectro de Respuesta de Pseudoaceleración de Acelerograma 2	86
Figura 4-10 Espectro de respuesta SRSS	87
Figura 4-11 Espectros SRSS vs Espectro de diseño sin escalar	88
Figura 4-12 Espectros SRSS vs Espectro de diseño escalado	89
Figura 4-13 Espectro Nec vs Espectro SRSS escalados por factor CS	91

Figura 5-1 Comparativa del índice de esviaje vs la relación de desplazamientos en
puentes de 10 metros96
Figura 5-2 Comparativa del índice de esviaje vs la relación de desplazamientos en
puentes de 20 metros97
Figura 5-3 Comparativa del índice de esviaje vs la relación de desplazamientos en
puentes de 30 metros97
Figura 5-4 Comparativa del índice de esviaje vs la relación de desplazamientos en
puentes de 40 metros98
Figura 5-5 Comparativa del índice de esviaje vs la relación de desplazamientos en
puentes de 50 metros99
Figura 5-6 Comparativa de desplazamiento con la normativa AASHTO para cada
longitud de puente
Figura 5-7 Comparativa de desplazamiento con la normativa AASHTO* para cada
longitud de puente
Figura 5-8 Comparativa de desplazamiento con la normativa chilena para cada
longitud de puente
Figura 5-9 Condición para la instalación de topes interiores en puentes esviajados

Introducción

Los puentes esviajados son estructuras que se identifican por poseer un ángulo entre la línea de su eje longitudinal y la dirección de sus apoyos. Estos en los últimos años, han aumentado su uso debido a su capacidad de adaptarse a terrenos con topografías complejas, siendo una alternativa viable ante los puentes rectos convencionales. Sin embargo, estos bajo la influencia del ángulo de esviaje, adquieren variaciones en su comportamiento cargas y movimientos externos, esto en cuanto a la distribución de esfuerzo y momentos, efectos torsionales en vigas, levantamiento del tablero, etc.(Beleño Hernández, 2021).

Se han realizado gran cantidad de estudios para analizar el comportamiento de los puentes esviajados, dando como resultado que varias normativas internacionales consideren el efecto de esviaje al momento de diseñar puentes. Esto lo refleja por ejemplo la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2020) penaliza mediante factores de distribución de momentos y esfuerzos cortantes y el índice de esviaje, mientras Manual de Carreteras Chileno (Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile, 2022) menciona condiciones de rotación al momento de concebir este tipo de puentes.

En el ámbito internacional se han da casos de colapsos de puentes en diferentes países, siendo un ejemplo de esto en Maule, Chile en donde varios puentes fracasaron por el ángulo esviaje el cual causó que el tablero de los puentes superé la longitud de la mesa de apoyo, y se deslizará fuera de la misma, ocasionando la caída.(Hube et al., 2014)

La longitud de apoyo es un factor determinante al momento de garantizar la estabilidad de un puente esviajado, ya que, ante el comportamiento de la superestructura la longitud de apoyo puede ser insuficiente y provocar que la superestructura de desplace fuera de los apoyos y colapse. En el contexto nacional no existen estudios específicos que analicen si dicha longitud empleada actualmente sea suficiente para resistir estos efectos provocados por la superestructura y tampoco se han registrado eventos de gran magnitud sísmica que permitan validar su comportamiento real.

Por esta razón, que el presente trabajo tiene como finalidad evaluar la capacidad de longitud de apoyo en puentes esviajados típicos del austro ecuatoriano, mediante la identificación de longitudes típicas de la región y ángulos de esviaje, el

diseño y modelación de cada elemento del puente, considerando las condiciones sísmicas del país.

Finalmente, se analizarán dichos modelos frente a escenarios sísmicos, con el objetivo de verificar si su comportamiento es adecuado y de brindar resultados que demuestren la adecuado o insuficiente longitud en este tipo de puentes.

Capítulo 1

Análisis y Recolección de variables iniciales de puentes tipo en el Austro Ecuatoriano

1.1. Antecedentes

Los puentes esviajados han presentado fallas que evidencian una mayor vulnerabilidad frente a daños sísmicos en comparación con los puentes rectos (Deepu et al., 2014). Se ha documentado colapsos de puentes debido a ángulo de esviaje, generando un impacto negativo en el funcionamiento de una red de transporte, dando como resultado perdidas socioeconómicas, en países como Estados Unidos (1994), México (1995, 2003, 2010), Japón (2001), China (2008), Haití (2010) y Chile (1985, 2010, 2014) (Esteban & Astudillo, 2020).

Un ejemplo reciente en Latinoamérica fue en Chile, en la región de Maule tras el terremoto en el año 2010. Este provocó el colapso de más 300 puentes, ocasionando pérdidas en 30. 000 millones de dólares. El daño se generó debido al desplazamiento transversal de la superestructura como de la subestructura, el desmonte de tramos por el esviaje y el agrietamiento por impacto en los topes laterales (Hube et al., 2014).

En Ecuador se puede identificar que: el 50% del colapso de puentes se debe a eventos naturales (socavación, crecidas de ríos, deslaves, etc.) y el porcentaje restante a eventos externos producidos por el hombre (Colapsos por deficiencia estructural y diseño, deficiencia en la construcción y fiscalización, sobrecargas, etc.) . (Marín Guzmán & Maldonado Noboa, 2022)

Entre los años 2000-2022 ha habido 72 puentes colapsados en el país, siendo que los puentes de tipo viga (acero o hormigón) el 50% de todas las fallas. Algunos de estos colapsos por eventos naturales, se han dado específicamente por sismos (4%), uno de los característicos se suscitó durante el sismo de 2016, el cual causo el colapso del puente ubicado sobre la avenida de las Américas en Guayaquil.(Marín Guzmán & Maldonado Noboa, 2022).

Por lo tanto, esta investigación plantea la evaluación de las longitudes de los apoyos en puentes esviajados, para identificar su adecuado comportamiento frente a cargas sísmicas.

1.2. Objetivos

Objetivo Principal

• Evaluar la capacidad de longitud de apoyo en puentes esviajados típicos del austro.

Objetivos Específicos

- Seleccionar longitudes típicas de puentes en el austro ecuatoriano.
- Diseñar las superestructuras de los puentes seleccionados, esto con la tipología constructiva de puente de sección compuesta viga-losa.
- Construir el modelo de no lineal de los puentes diseñados.
- Determinar la demanda sísmica para la evaluación de los puentes.
- Procesamiento y análisis de resultados obtenidos.

1.3. Contenido del Documento

Este trabajo está estructurado en 5 capítulos que se detallan a continuación:

- CAPITULO I, se realizará recolección de datos a nivel del Austro para determinar cuáles son las longitudes de puente tipo más comunes y determinar en base a estudios a nivel de Latinoamérica, cuáles son los ángulos de esviaje más críticos.
- CAPITULO II, es este capítulo se enfocará el análisis y diseño estructural de los puentes que definimos en el capítulo anterior, se realizará en base a la guía ASSHTO LRFD, teniendo el diseño y los datos de cada combinación de puente, se diseñará el apoyo de elastómero para cada combinación. Además, se obtendrá la longitud de apoyo de la mesa a evaluar según lo estipulado en la norma.
- CAPITULO III, se modelará cada puente con su respectivas longitudes y ángulos de esviaje, este se realizó mediante el programa SAP 2000, este se definirán el comportamiento que deseas en cada elemento de nuestra estructura. Con el fin de que se asemeje al comportamiento esperado al momento de construirlo.
- CAPITULO IV, se calcula los espectros de diseño la norma NEC-15 y de respuesta según sismos obtenidos de una base de datos donde serán sometidos a un escalamiento lineal según ASCE-7 y la demanda se implementará a través de análisis dinámicos no lineales.

 CAPITULO V, en base a los resultados obtenidos, se realiza el análisis y discusión de cada caso obtenido, con el fin de identificar cual fue el comportamiento del puente ante los sismos y como el ángulo de esviaje afecto a la respuesta de la estructura.

1.4. Marco Teórico

1.4.1. Puente

Se define como una estructura diseñada para salvar un obstáculo o un vano, cumpliendo una función crucial al transmitir las cargas que actúan sobre él directamente a la cimentación. Estas cargas incluyen el peso propio y las cargas permanentes, así como las cargas móviles, el peso del tráfico, y sobrecargas adicionales (Tovas Choccelahua, 2017).

1.4.2. Ángulo de Esviaje

Un aspecto clave en el diseño de puentes es el ángulo de esviaje del tablero; se define como la inclinación entre línea a los soportes y el eje longitudinal del puente (The Steel Construction Institute, 2015). Su diferencia de comportamiento se atribuye a las vigas longitudinales que no son ortogonales a las líneas de soporte.(Dhar et al., 2013).

Figura 1-1

Ángulo de Esviaje



Fuente: Adaptado de *ANALISIS DE PUENTES CON ANGULO DE ESVIAJE Y ESFUERZO INTERNO EN TABLEROS NO REGULARES. UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA* (p.180) [Fotografía] por Tovas Choccelahua, W, 2017.

La ASSHTO LRFD nos da restricciones en cuanto a ángulos muy pronunciados, siendo estos un castigo al momento de diseñar nuestra estructura. Este castigo es producido por varios factores el primero es que la carga tiende a tomar la ruta más corta hacia el soporte más cercano; es decir, hacia las esquinas obtusas del puente donde ocurren los momentos máximos en la esquina de ángulo obtuso.(Ashwin et al., 2015).

Figura 1-2

Distribución de cargas en un puente recto (a) y un puente esviajado (b)



Fuente: Adaptado de *Design and Performance of Highly Skewed Deck Girder Bridges.* (p.4) [Figura] por Okumus, P. Ph. D., Diaz Arancibia, M., & Oliva, M. G. Ph. D, 2018.

Diversos estudios experimentales, como el realizado por (Menassa, C., Mabsout, M., Tarhini, K. y Frederick, G., 2007), han demostrado que en puentes con ángulos de esviaje menores a 20°, el comportamiento estructural es similar al de un puente recto, ya que los momentos en ambas caras de la estructura son

prácticamente iguales. Por eso a casos de esviaje pequeños, se puede considerar un diseño de un puente recto convencional

1.4.3. Puente Esviajado

Son aquellos, cuyos ejes no son perpendiculares al eje de alineación de sus apoyos, es decir, tienen un ángulo de inclinación. Este ángulo no solo influiría en la forma del tablero (oblicuo), sino también influye en la respuesta y distribución de las cargas a las que está sometida la superestructura. Estos puentes se crean en base a las condiciones, topográficas, demográficas y cuando el diseño geométrico vial así lo permitan (Pruna Vega, 2020).

Figura 1-3



Elementos de un puente esviajado visto en planta

Fuente: Adaptado de *Comportamiento mecánico de puentes esviados tipo viga-losa de concreto* [Fotografía] por Beleño Hernández, A,2021.

El ángulo de esviaje en los puentes es un parámetro geométrico crítico que puede inducir deformaciones torsionales significativas que comprometen la seguridad estructural del diseño, es por esto que varias normas y manuales lo consideran al momento del diseñar los puentes. La AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2020) en su apartado 4.6.3.3.2 establece que en puentes con vigas tipo I de acero se debe considerar los efectos de rigidez al alabeo inducidos por el esviaje cuando:

 $I_s > 0.3$

Ecuación 1-1 Condición de índice de esviaje (AASHTO 4.6.3.2.2)

$$I_s = \frac{w_g * \tan\left(\theta\right)}{L}$$

Ecuación 1-2 índice de esviaje (AASHTO 4.6.3.2.2)

Donde:

 θ = Ángulo de esviaje (°)

 w_q =Distancia entre las vigas exteriores (m)

L = Longitud del Puente (m)

Este alabeo es provocado por la torsión generada por el ángulo de esviaje haciendo que la estructura se deforme fuera de su plano. Cuando se obvia la contribución de la rigidez al alabeo en puentes con sesgo, las fuerzas transversales pueden subestimarse comprometiendo al diseño estructural.

Otra norma que incluye el comportamiento inducido por el esviaje es la Normativa Chilena (Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile, 2022), en donde da recomendaciones para proyectar puentes con ángulos de esviaje altos, en donde se considera la posibilidad de rotación de la superestructura, este será evaluada usando la condición de rotación del tablero para puentes esviados:

$$\frac{sen2\theta}{2} > \frac{b}{L}$$

Ecuación 1-3 Curva de rotación

Donde:

 θ = Ángulo de esviaje (°)

b = Ancho total de la superestructura (m)

L = Longitud del Puente (m)

Esta ecuación se presenta por la Ecuación 1-3, en donde se deberá verificar la relación de geometría del tablero y el ángulo de esviaje los cuales generan un punto, que si se encuentra por debajo de la curva significará que los desplazamientos laterales del tablero serán excesivos debido a la rotación, en cuyo caso se implementarán topes sísmicos interiores adicionales.

Figura 1-4

Condición de Rotación



Fuente: Adaptado de MANUAL DE CARRETERAS (p.1514) [Figura] por Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile. (2022).

1.4.4. Espectro de Respuesta

Se lo define como la solución matemática de la respuesta máxima absoluta de las historias de un oscilador elástico calculados para periodos T y amortiguamiento del 5% (González, 2017).Estos proporcionan respuestas máximas de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, en donde estos estarán en el eje de las ordenadas y el periodo o frecuencia en la se da el movimiento en las abscisas.

Para el cálculo de dichos espectros se necesita un registro de aceleraciones del suelo el cual puede ser proporcionado por un acelerómetro y posterior al mismo aplicar un método de integración numérica como, el que se lo realizará en el presente trabajo, el método de las ocho constantes propuesto por (Nigam & Jennings, 1969).

1.4.5. Apoyos

Se define los apoyos por dispositivos ubicados entre la superestructura y la infraestructura de puente cuyo objetivo es transferir cargar y esfuerzos. Además, de permitir el deslizamiento y rotaciones provocados por dichas cargas. Los apoyos pueden ser fijos o de expansión, donde los primeros permiten rotaciones, pero no movimientos traslacionales, mientras que los de expansión permiten los dos. Uno de los más usados actualmente, siendo una alternativa a los dispositivos tradicionales

como rótulas y péndulos, son los apoyos de elastómero o de neopreno sintético. Estos permiten traslaciones y rotaciones de la superestructura, siendo flexibles a la acción de fuerzas cortantes; pero a la vez muy rígidos a los cambios de volumen provocados por la compresión, que también se expanden lateralmente (Rodríguez Serquén, 2020).

1.4.6. Tipología de Puente: Sección Compuesta

Son aquellos que están formadas por vigas de acero y una losa de hormigón armado como el tablero. El uso de estos puentes ha aumentado en los últimos años siendo las luces más efectivas mayores a 20m, donde se ha visto un rango económico efectivo en etapas de construcción, mantenimiento y rendimiento (Gómez Díaz, 2015).

1.5. Recolección de Variables: Longitudes y ángulos de esviaje tipo en el Austro.

1.5.1. Longitudes tipo de Puentes en el Austro Ecuatoriano.

El Austro Ecuatoriano, que comprende las provincias de Azuay, Cañar, Loja, se caracteriza por que los puentes en esta región varían considerablemente en cuanto a sus longitudes, dependiendo de factores como el tipo de terreno, la topografía del río o quebrada a cruzar, y la demanda de tráfico.

El aumento de la construcción de puentes, especialmente en ciudades ha evidencia que no todos estos son los típicos puentes de tramo recto, ya que estos no siempre son viables debido a que a las limitaciones del terreno.(Ashwin et al., 2015). Esto en correlación al aumento poblacional y a la expansión de construcción a lo largo del territorio de cada ciudad.

Es por eso que para tener longitudes que representen los puentes tipo más comunes y significativos de la zona se los categorizo de la siguiente manera:

- Puentes de corta longitud: Cuyas longitudes son menores a 15 m.
- Puentes de longitud media: Longitudes entre 15-40m.
- **Puentes de gran longitud**: Puentes con una longitud mayor a 40m.

Con esto se tomó que, en base a la información proporcionada por la Municipalidad de Cuenca, MTOP Cañar y los registros de varias ciudades de Loja,

(Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2025), se optó por adoptar las siguientes longitudes que representarán los casos anteriormente propuestos:

- 10 m
- 20 m
- 30 m
- 40 m
- 50 m

1.5.2. Ángulos de Esviaje

Para abordar de manera más efectiva el comportamiento del ángulo de esviaje en los apoyos de un puente, se documentó un estudio en 2014 en Chile. Tras el terremoto de magnitud 8.8 en Maule 2010 que afectó a más de 300 puentes por daños que ascendieron a los 30.000 millones de dólares. El sistema de clasificación de daños se basó, entre otros factores, en el ángulo de esviaje de los puentes, dividiéndolos en tres categorías: esviaje despreciable (<5°); esviaje pequeño (entre 5° y 25°) y esviaje grande (>25°). (Hube et al., 2014).

Los resultados del estudio revelaron que el 26% de los puentes con un ángulo de esviaje de entre el 5 – 25% sufrieron desplazamientos notables y rotaciones (Hube et al., 2014). El análisis evidenció cómo los puentes con mayor ángulo de esviaje eran más vulnerables a los efectos del sismo. Otro estudio realizado por (Sarrazin et al., 2012) destacó que uno de los problemas que afectan más a las mesas de apoyo son los ángulos de esviaje grandes, ya que estos provocan que las vigas que estan apoyadas sobre la mesa se salgan del plano, esto debido a una inadecuada longitud de mesa de apoyo en relación con su ángulo de esviaje que cause el colapso inminente del puente.

El colapso de los puentes con grandes ángulos de esviaje no siempre es inminente, ya que también puede causar un daño y perdida de rigidez en la losa como lo menciona (Khasro & Ahsanul, 2005), tras analizar la respuesta de puentes esviajados (25°- 45°) ante distintas cargas, evidenciaron que al aumentar el ángulo de esviaje la losa perdía rigidez y por ende capacidad de carga, generando grietas en la losa que se propagan hacia los bordes libres correspondientes al ángulo obtuso.

Otro factor que causa el ángulo de esviaje es que la geometría del puente no sea capaz de distribuir las cargas de los vehículos uniformemente y que esta acumule

esfuerzos en los bordes obtusos que ocasionaría que el tablero y las vigas se levanten e induzcan a la falla de la estructura.(Okumus et al., 2018)

En cambio, el ángulo de esviaje alto produce que el momento torsional máximo que aumenta continuamente cuando este crece. Para un solo carril, el momento torsional para un puente con un esviaje de 50° es 4 veces en comparación con un puente recto causando una acumulación excesiva de esfuerzos en las zonas obtusas del tablero. La fuerza cortante máxima desarrollada en el puente también aumenta con el aumento en el esviaje del puente. Se entiende que mientras el sesgo aumente hasta 50° grados, se desarrolla la máxima fuerza cortante y el momento torsional máximo.(Sundria & Tripathi, 2019).

Tomando en cuenta lo anteriormente postulado en varios estudios, se toma la decisión de utilizar los siguientes ángulos de esviaje, estos también teniendo en cuenta los existentes en la zona del Austro.

Siendo estos, los ángulos escogidos:

- 0° (puente recto)
- 15°
- 30°
- 45°
- 60°

Capítulo 2

Análisis y diseño estructural de los puentes típicos esviajados del Austro

2.1. Diseño de la Superestructura

2.1.1. Determinación de las Cargas de Diseño

2.1.1.1. Cargas Permanentes

Se denominan cargas y fuerzas permanentes a aquellas que están constantes una vez terminadas la construcción o bien aquellas que se supone que permanecen constantes. A falta de información más precisa para cargas permanentes se puede utilizar las densidades que se muestran a continuación en la Tabla 1.

- DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios estructurales
- DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

Tabla 2-1

Densidades. Fuente: AASHTO LRFD 9ED (Tabla 3.5.1-1)

	Material	Densidad (kg/m ³)				
Aleaciones	de aluminio	2800				
Superficies	de rodamiento bituminosas	2250				
Hierro fundi	do	7200				
Escoria		960				
Arena, limo	o arcilla compactados	1925				
	Agregados de baja densidad	1775				
	Agregados de baja densidad y arena	1925				
Hormigón	Densidad normal $con f_c^r \le 35$ MPa	2320				
	Densidad normal con $35 < f'_c \le 105$ MPa	$2240 + 2,29 f_c$				
Arena, limo	o grava sueltos	1600				
Arcilla blan	da	1600				
Grava, maca	idán o balasto compactado a rodillo	2250				
Acero		7850				
Sillería		2725				
Malan	Dura	960				
Madera	Blanda	800				
	Dulce	1000				
Agua	Salada	1025				
	Elemento	Masa por unidad de longitud (Kg/mm)				
Rieles para	tránsito, durmientes y fijadores por vía	0,30				

2.1.1.2. Cargas Variables

La representan todas aquellas cargas que presentan variaciones frecuentes y significativas respecto a su valor medio. En estas cargas se incluyen los pesos de vehículos y peatones, asi como efectos que cambien con el tiempo como efectos dinámicos, fuerzas de frenado y aceleración.

- LL = Sobrecarga Vehicular
- PL = Sobrecarga Peatonal

2.1.1.2.1. Sobrecarga Vehicular de diseño

Se debe por las fuerzas transmitidas por los vehículos que transitan por el puente, se determina dependiendo del peso y de las características de los vehículos en donde se identifica la distribución más desfavorable que se puede esperar.

La sobrecarga vehicular de diseño que va actuar sobre las calzadas serán el camión de diseño HL-93.

a. Camión de Diseño

a.1. HL – 93

Corresponde a un vehículo de 3 ejes: los pesos por eje y las separaciones de los mismos se especifican en la Figura N°. La separación entre los ejes de 145 KN deberán variar entre 4.30 m y 9.00m para producir las solicitaciones extremas. Para el caso de servicio y resistencia se usará una distancia de 4.30m

Figura 2-1

Características del camión de diseño. Fuente: AASTHO LRFD 9 ED (Figura 3.6.1.2.2-1)



b. Carga de Carril

a.1. HL-93

Para el camión propuesto por el AASHTO la carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.00 m.

Figura 2-2

Carril Cargado HL-93



c. Número de carriles de diseño

Los anchos de calzada comprendidos entre 6.00 m y 7.20 m deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

d. 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

e. Presencia de Múltiples Sobrecargas

La solicitación 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 2-2

Factor de pre	sencia	múltip	le.
---------------	--------	--------	-----

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

Fuente: AASTHO LRFD 9ED (Tabla 3.6.1.1.2-1)

Se debe considerar un incremento por carga dinámica en el camión de diseño y tándem de diseño. Mientras que el carril cargado no se deberá incrementar.

2.1.1.3. Incremento por Carga Dinámica (IM)

Se deberán mayorar los efectos estáticos del camión y tándem de diseño aplicando los porcentajes indicados.

Factor de carga estática:

$$1 + \frac{IM}{100}$$

Donde el incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

Los porcentajes que se darán a cada componente correspondiente a cada estado límite será en base a la Tabla 3.

Tabla 2-3

Incremento por carga dinámica.

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: AASHTO LRFD 9ED (Tabla 3.6.2.1-1)

2.1.1.4. Factores de Carga y Combinaciones de Carga

2.1.1.4.1. Combinaciones de Carga

Las combinaciones utilizadas para el diseño en este documento, se utilizó el estado límite de Resistencia I y Resistencia II, en los cuales el factor de γ_i tomará distintos valores expuestos en la siguiente tabla extraída de la norma AASHTO, expuestas en la Tabla 2-4 y Tabla 2-5 de este documento.

Tabla 2-4

Combinaciones de carga.

Combinación de Cargas		LL IM								Usa	r sólo u	ino por	vez
	EH EV	CE BR					TU						
Estado Límito	ES	PL IS	WA	ws	WI	FR	CR SH	TG	SE	FO	IC	CT	CV
Estado Limite	LL	LS	"1	"3	"L	TA	511	10	512	ĽQ	<i>I</i> C	CI	Cr
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_{\rm p}$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	ŶτG	$\gamma_{\rm SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_{\rm p}$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ _{TG}	$\gamma_{\rm SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_{\rm p}$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ _{TG}	$\gamma_{\rm SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo <i>EH, EV, ES, DW, DC</i>	γ _p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ _{TG}	$\gamma_{\rm SE}$	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_{\rm p}$	γ _{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_{\rm p}$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ _{TG}	$\gamma_{\rm SE}$	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASTHO LRFD 9ED (Tabla 3.4.1-1)

Donde se tendrá tablas para el factor γ_p para cargas permanentes.

Tabla 2-5

Factores de carga para cargas permanentes γ_p .

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i>: Empuje horizontal del sueloActivoEn reposo	1,50 1,35	0,90 0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
 EV: Empuje vertical del suelo Estabilidad global Muros de sostenimiento y estribos Estructura rígida enterrada Marcos rígidos Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles 	1,00 1,35 1,30 1,35 1,95 1,50	N/A 1,00 0,90 0,90 0,90 0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: AASHTO LRFD 9ED (Tabla 3.4.1-2)

2.1.1.5. Estados Límites

- a. Estado Límite de Resistencia: Se debe considerar para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño.
- b. Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos: Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas.

2.2. Análisis y Diseño de la Superestructura

2.2.1. Diseño de las vigas de Acero

Este diseño estaba basado en las Especificaciones de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) por el método de los factores de carga y resistencia (LRFD).

2.2.1.1. Materiales en la Superestructura

$fc_{losa} \approx 280 \ \frac{kgf}{cm^2}$	Esfuerzo a compresión del concreto de la losa.
$fy \coloneqq 4200 \ \frac{kgf}{cm^2}$	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
<i>Fy</i> ≔345 <i>MPa</i>	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
<i>Fu</i> ≔485 <i>MPa</i>	Esfuerzo mínimo a la tracción.
$E_{acero} \coloneqq 200000 \ MPa$	Módulo de Elasticidad del acero.
$\gamma_{concreto} \coloneqq 2.5 \ \frac{tonnef}{m^3}$	Peso específico del concreto armado.
$\gamma_{acero} \coloneqq 7.85 \ \frac{tonnef}{m^3}$	Peso específico del acero
$\gamma_{asfalto} \coloneqq 2.2 \ rac{tonnef}{m^3}$	Peso específico del asfalto.
$n \coloneqq 8$	Relación modular

2.2.1.2. Cálculo de las propiedades de la sección.

2.2.1.2.1. Límites de proporcionalidad de la sección.

El cumplimiento de estos límites es fundamental para garantizar que las vigas mantengan el comportamiento estructural y predecible bajo cargas actuantes en las vigas. El AASHTO establece ecuaciones específicas para verificar estos límites en función de la geometría de la sección.

• Proporción del alma:

$$\frac{D}{tw} < 150$$

Ecuación 2.1. AASTHO (6.10.2.2-1)

Donde:

D: es la altura del alma de la viga

tw: es el espesor del alma

• Proporción de las alas:

$$\frac{bf}{2tf} < 12$$

Ecuación 2-2. AASTHO (6.10.2.2-1)

$$bf < \frac{D}{6}$$

Ecuación 2-3. AASTHO (6.10.2.2-2)

tf < 1.1tw

Ecuación 2-4. AASTHO (6.10.2.2-3)

Donde:

bfs: Base del ala superior o inferior (Se evaluará para ambos).

tfs: Espesor del ala superior o inferior (Se evaluará para ambos).

tw: Espesor del alma.

D: Altura del alma.

Relación de Proporción:

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

Ecuación 2-5. AASTHO (6.10.2.2-1)

Donde:

 I_{vc} : Inercia de la sección de viga a compresión.

 I_{vt} : Inercia de la sección de viga a tracción.

2.2.1.3. Análisis de cargas.

Para el diseño de las vigas se analizan cargas permanentes que actúan sobre cada una de estas, cabe recalcar que para todos los puentes se dispondrán de 4 vigas, distribuidas de manera uniforme garantizando una transferencia adecuada de cargas hacia los apoyos. Además, en este análisis se toma en consideración las etapas constructivas conforme la secuencia real de la ejecución, estas etapas incluyen:

- Etapa de viga sola: sin interacción de losa, solo montaje de las vigas de acero
- Etapa 3n: acción compuesta parcial con rigidez del concreto reducida

• Etapa n: acción compuesta total con la rigidez efectiva del concreto efectivo.

Esta secuenciación nos permite evaluar correctamente los efectos diferenciales en esfuerzos y deformaciones a lo largo del tiempo, asegurando que el diseño cumpla con los criterios de desempeño exigidos por la normativa.

2.2.1.3.1. Análisis de viga sola.

• Propiedades de la viga.

Es de importancia conocer las propiedades geométricas de la sección que proponemos para el diseño de nuestro puente tipo, tales como el área, la inercia, módulos de sección. Estos parámetros son clave para evaluar la capacidad resistente de la viga metálica, verificar la estabilidad ante la carga actuante en esta fase, donde el peso propio es la única carga significativa.

Debemos calcular los módulos seccionales que nos ayudaran en posteriores procesos a conocer los esfuerzos actuantes en la viga:

$$Z_x = \frac{I}{y_t}$$

Ecuación 2-6. Módulos Seccionales

Donde:

I: Inercia con respecto al centro de gravedad.

 y_t : distancia entre la fibra más extrema sometida a tracción o compresión y el centro de gravedad de la sección.

• Cálculo de las cargas y solicitaciones de peso propio (Viga sola).

La sección resistente es la viga metálica. Así como la única carga actuante en esta etapa es el peso propio. Por ello, se presenta ecuaciones para calcular la carga actuante, así como el cortante y momento máximo

 $W_{DC} = \gamma_{acero} * area_{viga}$

Ecuación 2-7. Carga Actuante

$$M_{DC} = \frac{W_{DC} * L^2}{8}$$

Ecuación 2-8. Momento máximo

$$V_{DC} = \frac{W_{DC} * L}{2}$$

Ecuación 2-9 Cortante Máximo

Donde:

 M_{DC} : Momento máximo debido al peso propio de la viga

 V_{DC} : Cortante máximo debido al peso propio de la viga

 W_{DC} : Peso propio de la viga.

L: Luz total del puente

 γ_{acero} : Peso específico del acero.

Una vez obtenidos todos los valores, es necesario considerar los factores correspondientes para la combinación de cargas según la Tabla 4, así como los coeficientes de modificación de carga presentados en la Sección 2.1.1.4.1 de este documento, para satisfacer la ecuación 10.

$$M_u = \eta_{\cdot} * (\gamma_{DC} * M_{DC})$$

Ecuación 2-10. Ecuación de momento factorado para viga sola

Análisis a flexión de la viga sola

Para este fin consideramos los esfuerzos de los patines, el que se encuentra a tracción y el de compresión, pero sin considerar la flexión lateral, teniendo en cuenta que el oflexión=1.00, por ello y con lo antes expuesto podemos expresar la fórmula de esfuerzo como:

$$f_{bu} = \gamma_{DC} * \frac{M_{DC}}{Z_x}$$

Ecuación 2-11 Esfuerzos en los patines

Además, debemos determinar la resistencia nominal a compresión y tracción. Para ello, es necesario dos factores:

- Factor de desprendimiento de carga en el alma (Rb): Se tomará un valor de 1.00 si cumple la relación establecida en la Ecuación 1.
- Factor híbrido (Rh): Tendrá un valor de 1.00 siempre que la sección corresponda a perfiles laminados, perfiles armados homogéneos o perfiles armados con acero de mayor resistencia tanto en el alma como en ambas alas.

La resistencia nominal a compresión es:

$$F_{nc} = R_b * R_h * f y_{.}$$

Ecuación 2-12 AASTHO (6.10.7.2.2-1)

La resistencia nominal a tracción es:

 $F_{nt} = R_h * f y_{.}$ Ecuación 2-13 AASTHO (6.10.7.2.2-2)

Llegado a este punto, tenemos que realizar comprobaciones que dicta la normativa AASTHO. Primero, debemos comprobar el ala a compresión, es decir, la flexión en ala a compresión discretamente arriostrado:

$$f_{bu} + f_l < \varphi_{flexion} * F_{nc}$$

Ecuación 2-14 AASTHO (6.10.7.2.1-1)

Por consiguiente, la flexión en ala a tracción discretamente arriostrada:

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_l < \varphi_{flexion} * F_{nt}$$

Ecuación 2-15 AASTHO (6.10.7.2.1-1)

 f_l : flexión lateral (se tomará un valor de 0.00, debido a que se desprecia este efecto)

• Análisis a cortante.

El cortante, es importante debido ha que la viga de acero soporta la totalidad de las cargas antes de la losa de hormigón pueda contribuir a la resistencia estructural. Por ello, debemos encontrar el cortante factorado.

$$V_u = \eta_{\cdot} * (\gamma_{DC} * V_{DC})$$
Para lo que el cortante debe satisfacer la ecuación:

$$V_u \leq \varphi_{corte} * V_n$$

Ecuación 2-17 AASTHO (6.10.3.3-1)

$$\varphi_{corte} = 1.00$$

Donde el cortante nominal V_n :

$$V_n = R_{giro} * V_p$$

Hallamos los valores que nos faltan, V_p :

$$V_p = 0.58 * Fy * D * tw$$

Ecuación 2-19 AASTHO (6.10.9.2-2)

y R_{giro}:

Que dependerá de:

Si:
$$\frac{D}{t_w} \le 1.12 * \sqrt{\frac{E * k}{Fy}}$$
; $R_{giro} = 1.00$

Ecuación 2-20 AASTHO (6.10.9.3.2-4)

Si:

$$1.12 * \sqrt{\frac{E*k}{Fy}} < \frac{D}{t_w} \le 1.40 * \sqrt{\frac{E*k}{Fy}}$$
; $R_{giro} = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} * \sqrt{\frac{E*k}{Fy}}$

Ecuación 2-21 AASTHO (6.10.9.3.2-5)

Si:

$$\frac{D}{t_w} > 1.40 * \sqrt{\frac{E*k}{Fy}} \quad ; \quad R_{giro} = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} * \frac{E*k}{Fy}$$

Ecuación 2-22 AASTHO (6.10.9.3.2-6)

El valor de k:

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{do}{D}\right)^2}$$

Ecuación 2-23 AASTHO (6.10.9.3.2-7)

Donde:

do: la separación entre rigidizadores de alma.

2.2.1.3.2. Análisis de viga sección compuesta 3n

Para esta etapa, es necesario considerar todos los aspectos mencionados. Sin embargo, se debe incluir la contribución de la losa en ciertos esfuerzos, permitiendo que esta y la viga trabajen de manera conjunta como un solo material. Para lograrlo, es fundamental determinar una base efectiva de la losa, para las vigas la cual se calcula de la siguiente manera:

Bases efectivas

Vigas Interiores:

$$beff_{int} = min\left(\frac{1}{4} * L; \ 12 * ts + max\left(tw, \frac{1}{2} * bfs\right); S\right)$$

Ecuación 2-24 Base Efectiva Para vigas interiores

Vigas Exteriores:

$$beff_{int} = min\left(\frac{1}{8} * L; \ 6 * ts + max\left(\frac{1}{2} * tw, \ \frac{1}{4} * bfs\right); dex\right)$$

Ecuación 2-25 Base Efectiva Para vigas exteriores

Donde:

ts: espesor de la losa (>18cm) y (<30cm, para aplicación del método).

S: separación entre vigas.

dex: distancia del volado.

Es importante considerar que, al trabajar con la sección compuesta 3n, las propiedades seccionales, como la inercia, los módulos seccionales, el área y las distancias del eje neutro a compresión y tracción, se modifican. Esto se debe a que la losa y la viga se combinan y se analizan como un solo material equivalente.

Cálculo de las cargas y solicitaciones de peso propio sección compuesta 3n.

Para el cálculo de las cargas en esta sección, se debe considerar el peso de la losa de hormigón. Estos valores se determinan mediante las ecuaciones 7, 8 y 9 del

presente documento. En este sentido, la ecuación 26 representa la carga total que actúa en esta etapa del análisis.

$$M_u = \eta_{\cdot} * (\gamma_{DC} * M_{DC} + \gamma_{DCh} * M_{DCh})$$

Ecuación 2-26 Ecuación de momento factorado para sección

Para el análisis a flexión de la viga, se tomará en cuenta los mismos criterios de la sección pasada, tomando en cuenta que las propiedades de la viga cambiaron; adicionalmente se tendrá que tomar otros criterios como la Ductilidad. La cual deberá cumplir con la condición de:

$$D_p < 0.42 * D_t$$

Ecuación 2-27 AAASHTO (6.10.7.3-1)

de las cuales, D_p :

$$D_p = ts + t_{cstool} + \bar{y}$$

Ecuación 2-28 Distancia entre la cara superior y eje neutro.

 \overline{y} , son valores que dependen de la tabla 2-6. Para este analisis se utilizaron los correspondientes al caso I y II:

Tabla 2-6

Cálculo de Y y Mp para secciones en flexión positiva.	AASTHO	(D6.1-1) .
Fuente: AASHTO LRFD 9ED (Tabla D6.1-1)		

Case	PNA	Condition	\overline{Y} and M_p
I	In Web	$P_t + P_w \ge P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\overline{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rt}}{P_w} + 1\right]$
			$M_{\rho} = \frac{P_{\nu}}{2D} \left[\overline{Y}^2 + \left(D - \overline{Y} \right)^2 \right] + \left[P_s d_s + P_{r_i} d_{r_i} + P_{sb} d_{rb} + P_c d_c + P_c d_i \right]$
п	In Top Flange	$P_{t} + P_{w} + P_{c} \geq P_{s} + P_{rb} + P_{rt}$	$\overline{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1\right]$
			$M_{P} = \frac{P_{c}}{2t_{c}} \left[\overline{Y}^{2} + \left(t_{c} - \overline{Y} \right)^{2} \right] + \left[P_{x}d_{x} + P_{n}d_{n} + P_{rb}d_{rb} + P_{w}d_{w} + P_{t}d_{t} \right]$
III	Concrete Deck, Below	$P_{t} + P_{u} + P_{\varepsilon} \ge \left(\frac{c_{tb}}{t_{s}}\right)P_{s} + P_{rb} + P_{rt}$	$\overline{Y} = (t_s) \left[\frac{P_c + P_w + P_l - P_{rt} - P_{rb}}{P_s} \right]$
	. //		$M_{p} = \left(\frac{\overline{Y}^{2}P_{s}}{2t_{s}}\right) + \left[P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_{c}d_{c} + P_{w}d_{w} + P_{t}d_{t}\right]$
IV	Concrete Deck, at Prb	$P_t + P_u + P_c + P_{rb} \ge \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right)P_r + P_{rr}$	$\overline{Y} = c_{rb}$ $M_p = \left(\frac{\overline{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + \left[P_{rt}d_{rt} + P_cd_c + P_wd_w + P_td_t\right]$
v	Concrete Deck, Above Prb Below Pr	$P_t + P_u + P_z + P_{rb} \ge \left(\frac{c_{rt}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\overline{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_s + P_{rr} + P_s - P_{rr}}{P_s} \right]$ $M = \left(\frac{\overline{Y}^2 P_s}{P_s} \right) + \left[P d_s + P d_s + P d_s + P d_s + P d_s \right]$
	Below P //		$\sum_{p=1}^{n_{p}} \left(2t_{s}\right) + \left[\sum_{n=1}^{n_{m}} a_{n} + \sum_{p=1}^{n_{p}} a_{p} + \sum_{c} a_{c} + \sum_{w} a_{w} + \sum_{t} a_{t}\right]$
VI	Concrete Deck, at P _{rt}	$P_{t} + P_{w} + P_{c} + P_{rb} + P_{rc} \ge \left(\frac{c_{rt}}{t_{s}}\right)P_{s}$	$\overline{Y} = c_{rt}$ $M_p = \left(\frac{\overline{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + \left[P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t\right]$
VII	Concrete Deck, Above	$P_{t} + P_{u} + P_{c} + P_{rb} + P_{rt} < \left(\frac{c_{rt}}{t_{s}}\right)P_{s}$	$\overline{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_r + P_{rr}}{P_s} \right]$
	Рл		$M_{p} = \left(\frac{\overline{Y}^{2}P_{s}}{2t_{s}}\right) + \left[P_{ri}d_{ri} + P_{rb}d_{rb} + P_{c}d_{c} + P_{w}d_{w} + P_{t}d_{t}\right]$

Donde los valores para cada condición de las nombradas anteriormente son las siguientes, los valores de Prb y Prt serán igual a cero:

$$P_c = fy * bfs * tfs$$

$$P_t = fy * bfi * tfi$$

Ecuación. 2-30 Ecuación de fuerza en el ala inferior

$$P_w = fy * D * tw$$

Ecuación 2-31 Ecuación de fuerza en el alma

$$P_{s} = 0.85 * fc * ts * beff$$

Ecuación 2-32 Ecuación de fuerza en la losa.

$$D_t = ts + t_{cstool} + hw$$

Ecuación 2-33. Profundidad total de la sección compuesta

2.2.1.3.3. Análisis de viga sección compuesta n

Y, D_t :

Se basa en considerar la interacción entre la losa de hormigón y la viga de acero, tratando de que ambas trabajen conjuntamente como una sola unidad estructural.

Para este punto, contamos con bases efectivas que deben estar relacionadas con la sección compuesta "n". Esto significa que las propiedades seccionales, como la inercia, los módulos seccionales, el área y las distancias del eje neutro a compresión y tracción, se ven modificadas. Este cambio ocurre porque la losa y la viga trabajan en conjunto, considerándose como un único material equivalente para el análisis estructural.

Cálculo de las cargas y solicitaciones de peso propio sección compuesta n.

Se tomará en cuenta adicional al punto anterior la carga de superficie de desgaste:

$$M_u = \eta * (\gamma_{DC} * M_{DC} + \gamma_{Dw} * M_{Dw} + \gamma_{DCh} * M_{DCh})$$

Ecuación 2-34. Ecuación de momento factorado para sección

• Cálculo de la carga viva.

Aplicaremos el Teorema de Barré (Anexo 1) utilizando el camión HL-93 y el carril de diseño. En este análisis, el tándem de diseño será descartado, ya que su uso se limita a verificaciones en puentes con luces menores a 10 metros. Las características detalladas de estas sobrecargas se encuentran explicadas en el apartado 2.1.1.2.1 del presente documento.

Con ello, hallaremos el momento y cortante máximo debido a esta sobrecarga, para el primero añadiremos el factor de incremento de la tabla 3.

 $M_{maximo_sobrecarga} = 1.33 * M_{maximo_{HL93}} + M_{maximo_carril}$

Ecuación 2-35 Ecuación de momento máximo por sobrecarga

 $V_{maximo_sobrecarga} = V_{maximo_{HL93}} + V_{maximo_carril}$

Ecuación 2-36. Ecuación de cortante máximo por sobrecarga

Para una mejor comprensión del método de cálculo de carga, se recomienda revisar el Anexo 1, donde se detallan los procedimientos y consideraciones relevantes. Además, es fundamental tener en cuenta los factores de distribución de carga viva tanto para momento como para cortante, en vigas interiores y exteriores, según lo establecido en la normativa AASHTO, de la tabla T.4.6.2.2.2.b-1, T.4.6.2.2.2.d-1, T. 4.6.2.2.3b-1, T. 4.6.2.2.3a-1. Estos factores permiten una distribución más precisa de las cargas, garantizando un diseño estructural seguro y eficiente.

Donde:

$$eg = y_t + \frac{ts}{2}$$

Ecuación 2-37 Distancia de centro de gravedad de la losa y la viga

$$kg = n(I + A * eg^2)$$

Ecuación 2-38 Parámetro de rigidez lateral

Dicho esto, el momento y el cortante para la etapa de sección compuesta, en la cual el puente ya se encuentra en servicio con acabados, veredas, barandas y demás elementos complementarios, se presentan a continuación.

$$M_u = \eta_{\cdot} * (\gamma_{DC} * M_{DC} + \gamma_{Dw} * M_{Dw} + \gamma_{DCh} * M_{DCh} + \gamma_{LL} * M_{LL})$$

Ecuación 2-39 Ecuación de momento factorado para sección n, incluido carga viva

$$V_{u} = \eta_{\cdot} * (\gamma_{DC} * V_{DC} + \gamma_{Dw} * V_{Dw} + \gamma_{DCh} * V_{DCh} + \gamma_{LL} * V_{LL})$$

Ecuación 2-40 Ecuación de cortante factorado para sección n, incluido carga viva

Para el análisis de flexión y cortante, se considerarán las mismas condiciones establecidas previamente, de manera similar a la viga sola, pero aplicando las cargas correspondientes a esta etapa de sección compuesta. Además, es fundamental considerar que, una vez que el hormigón alcance su máxima resistencia y el puente se encuentre en servicio, la deformación no deberá superar los límites establecidos por la normativa, garantizando así el desempeño estructural adecuado y la seguridad de los usuarios.

Deformación máxima:

$$\Delta max = \frac{L}{800}$$

Ecuación 2-41 Deformación máxima para vigas de acero

Considerando:

$$\Delta 1 = 0.25 * \Delta_{Camion} + \Delta_{Carril}$$

Ecuación 2-42 Deformación por normativa

$$\Delta 1 = \Delta_{Camion}$$

Ecuación 2-43 Deformación por normativa

Una vez establecida todos los criterios en base a la normativa se ha diseñado todas las vigas a proponerse al modelado con las diferentes dimensiones de los puentes más típicos de nuestra zona, esto se resume en Tabla 2-7.

Tabla 2-7

Resumen de Diseño de vigas

	SECCION DE VIGA							
Longitud	tfs (m)	bfs (m)	tw (m)	hw (m)	tfi (m)	bfi (m)	Ts (losa) m	∆ (deformación) mm
10	0.018	0.300	0.012	0.750	0.022	0.450	0.180	4.990
20	0.018	0.300	0.012	0.900	0.025	0.500	0.180	24.450
30	0.020	0.400	0.012	1.300	0.030	0.500	0.200	33.950
40	0.030	0.400	0.012	1.550	0.035	0.600	0.300	39.070
50	0.030	0.400	0.015	2.000	0.035	0.600	0.300	50.320

2.3. Apoyo de Elastómero

2.3.1. Comportamiento del Elastómero

2.3.1.1. Comportamiento a carga de compresión

Al aplicar una carga a compresión (peso de los elementos de la superestructura del puente) a una capa de elastómero confinada entre dos láminas de refuerzo se da una deformación cortante lateral que deben ser controladas ya que al caucho sufrir dichas cargas se hincha y puede sobrepasar su capacidad, es por eso que al aumentar el número de capas elastoméricas separadas, esta deformación disminuye rigidizando la pieza. (Bernal Granados, 2006).

Figura 2-3

Comportamiento de deformación de un apoyo de elastómero reforzado de multicapas, sometido a una carga de compresión



Fuente: Adoptado de *MATERIALES, FABRICACIÓN Y DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO PARA PUENTES* (p.42) [Figura] por Bernal Granados, G. A, 2006.

2.3.1.2. Comportamiento a Cortante

En los elastómeros es el comportamiento que más deberemos tomar atención, ya que de este dependerá el orden adecuado de deformaciones horizontales de la superestructura y la magnitud de las fuerzas cortante transmitidas a la subestructura.

El movimiento horizontal entre la superficie inferior y superior del apoyo genera una condición de cortante puro.

Es por eso que la determinación del módulo de corte (G) resulta fundamental para el correcto comportamiento del apoyo.(Bernal Granados, 2006)

Figura 2-4

Deformación cortante de una capa de elastómero



Fuente: Adoptado de *MATERIALES, FABRICACIÓN Y DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO PARA PUENTES* (p.62) [Figura] por Bernal Granados, G. A, 2006.

2.3.1.3. Comportamiento a Deformaciones Rotacionales

Son causadas por la falta de paralelismo inicial entre el tablero y la subestructura o por las cargas de servicio. El comportamiento es similar al comportamiento por compresión directa, dado que esta genera compresión en un extremo del apoyo.(Bernal Granados, 2006).

Figura 2-5

Deformación por Rotación de un elastómero



Fuente: Adoptado de *MATERIALES, FABRICACIÓN Y DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO PARA PUENTES* (p.64) [Figura] por Bernal Granados, G. A, 2006.

2.3.1.4. Estabilidad

Las dimensiones deben ser controladas para evitar fallas de estabilidad, por la razón que al tener una alta flexibilidad que posee la pieza es susceptible a una falla

por estabilidad similar a la de una columna, la cual se le denomina cortante de pieza.(Bernal Granados, 2006).

Figura 2-6

Dimensiones para la estabilidad de un elastómero en su eje longitudinal



Fuente: Adoptado de *MATERIALES, FABRICACIÓN Y DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO PARA PUENTES* (p.70) [Figura] por Bernal Granados, G. A, 2006.

2.3.2. Diseño del Elastómero

El diseño del elastómero se basa en la guía AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN específicamente en el artículo 14, que se refiere y propone dos métodos para el diseño del elastómero, en este trabajo se utilizó el Método A.

2.3.2.1. Solicitaciones

Como primer punto se tendrá las solicitaciones que se transmiten desde la superestructura al elastómero. (ver Tabla 2-8).

Tabla 2-8

Solicitaciones de Carga

Solicitacione	es de Car	ga	
Carga Muerta	DC	-	Ton
Carga Muerta de la superficie de	DW	-	Ton
Rodamiento			
Carga Viva + Incremento Dinámico	LL+IM	-	Ton
Total Carga de Servicio	Ts	DC+DW+(LL+IM)	Ton

Donde se tendrá que comprobar que el total de carga este dentro del límite de tipología utilizada, donde me muestra en la Ecuación 2-44.

$2.268 \text{ ton } \leq Ts \leq 353.802 \text{ ton}$

Ecuación 2-44 Condición de Acero (AISI STEEL BRIDGE SELECCTION AND DESIGN GUIDE-

TABLE 1-A)

2.3.2.2. Módulo de Cortante

Es la propiedad más importante del material para el diseño, este deberá a que es el principal método para la clasificación y características del elastómero, cada dureza tiene su propio valor de G y creep (se define como la deflexión por fluencia).

Estos valores se encuentran establecidos en límites, dependiendo de la dureza que se quiera adoptar, teniendo en cuenta que si el valor máximo se supera el elastómero presentará una menor elongación a la rotura, mayor rigidez y mayor fluencia, que reducirá la capacidad de deflexión y por ende una no admisión de desplazamientos.

Los valores escogidos fueron:

$$D = 60$$

$$G = 0.15 ksi$$

$$Creep (\alpha_{cr}) = 0.35$$

Ecuación 2-45 Dureza, Módulo de Cortante y Creep (AASHTO - Tabla 14.7.6.2-1).

2.3.2.3. Placa de Refuerzo

Se usará acero A36 el cual se corresponde un (Fy) de:

$$Fy = 2531 \ \frac{Kgf}{cm^2}$$

Ecuación 2-46 Fluencia del acero A36

2.3.2.4. Deflexión Máxima por Corte

Máxima deformación cortante estática o cíclica total del elastómero a partir de la carga de servicio. Donde γ_{Tu} será tomada en base a la resistencia y servicio.

$$\gamma_{Tu} = 1.2$$

Ecuación 2-17 Coef. de carga de servicio (AASHTO - Tabla 3.4.1-1)

$$\Delta_s = \Delta_{c-ex} * \gamma_u$$

Ecuación 2-48 Deflexión por corte

Siendo:

 Δ_{c-ex} = Deformación Máxima por Contracción, Expansión o Cortante

2.3.2.5. Área del Elastómero

Se tomará de la condición de esfuerzo de compresión por carga de servicio mínima a cumplir descrita en Ecuación 2-49:

$$\sigma_{s_{min}} \leq 1.25 \ ksi$$

Ecuación 2-49 Condición mínima de esfuerzo de compresión (AASHTO 14.7.6.3.2-8)

Luego:

$$A_{min} = \frac{Ts}{\sigma_{s_{min}}}$$

Ecuación 2-50 Área mínima

Se propone una dimensión de L y W

Estas dimensiones deben permitir la rotación alrededor del eje sin que estas sean suficiente para estabilizar la viga.

$$A = L * W$$

Ecuación 2-51 Área adoptada

2.3.2.6. Espesor Mínimo del Elastómero

Se tomará en base a lo propuesto por la noma:

$$h_{rtmin} = 2 * \Delta_s$$

Ecuación 2-52 Espesor mínimo (AASHTO 14.7.6.3.4-1)

2.3.2.7. Factor de Forma

Se sigue lo descrito en el artículo de la norma AASHTO LRFD:

$$\sigma_s = \frac{Ts}{A}$$

$$S_{imin} = \frac{\sigma_s}{1.25 * G}$$

Ecuación 2-53 Esfuerzo y Factor de forma mínimo para capa interior (AASHTO 14.7.6.3.2-7)

2.3.2.8. Grosor Mínimo de la capa interior

Se cálculo en base a lo impuesto en la ecuación 14.7.5.1-1 de la norma.

$$S_{imin} \le \frac{L * W}{2 h_{rimax}(L+W)}$$

Ecuación 2-54 Condición de Factor de forma mínimo para capa interior (AASHTO 14.7.5.1-1)

Despejando la Ecuación 2-55:

$$h_{rimax} \ge \frac{L * W}{2 S_{imin}(L + W)}$$

Ecuación 2-55 Condición de espesor de capa interior máximo

Adoptando un grosor de h_{ri} :

$$S_i = \frac{L * W}{2 h_{ri}(L + W)}$$

Ecuación 2-56 Factor de forma para capa interior

Cumpliendo con la Ecuación 2-54 y Ecuación 2-55:

$$h_{rimax} \ge h_{ri}$$

 $S_{imin} \le S_i$

Ecuación 2-57 Condiciones de capa interior

2.3.2.9. Grosor Mínimo de la capa exterior

Según lo estipulado en la AASHTO LRFD el grosor de la capa exterior de la pieza no debe superar el 70% del grosor de la capa interior.

$$h_{remax} = 70\% * h_{ri}$$

Ecuación 2-58 Espesor máximo de la capa exterior (AASHTO 14.7.6.1)

Adoptamos h_{re} y utilizando la Ecuación 2- :

$$S_{re} = \frac{L * W}{2 h_{re}(L + W)}$$

49

Cumpliendo con Ecuación 2-57:

$$h_{rimax} \ge h_{re}$$

 $S_{imin} \le S_{re}$

Ecuación 2-60 Condiciones de la capa exterior

2.3.2.10. Número de Capas Interiores

Se tomará en cuenta que se tendrá n capas de elastómero interiores y 2 capas exteriores, por lo tanto:

$$h_{rt} = n * h_{ri} + 2 * h_{re}$$

Ecuación 2-61 Altura de capas interiores y exteriores del elastómero

Despejando la Ecuación 2-61:

$$n = \frac{h_{rtmin} - 2 * h_{re}}{h_{ri}}$$

Ecuación 2-62 Número de capas

Asumiendo *n* que deberá cumplir lo estipulado en la norma:

 $n_{min} \ge 3$

Ecuación 2-63 Condición de número de capas mínimo (AASHTO C14.7.6.1)

2.3.2.11. Comprobación del Método A

La AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN propone dos métodos para poder diseñar, el método B a diferencia del método A necesita estudios previos más específicos para poder desarrollar el método, en cambio el método A necesita datos más simples de obtener para poder llegar a un diseño correcto y aplicativo.

Según el literal C14.7.6.1 de la norma:

$$\frac{{S_i}^2}{(n+0.5+0.5)} < 22$$

Ecuación 2-64 Condición para aplicación del Met. A (AASHTO C14.7.6.1)

Se verificará si se aplica el método A.

2.3.2.12. Espesor Total del Elastómero

Con el número de capas identificado aplicamos la Ecuación 2-61 y verificaciones si cumple lo estipulado en la Ecuación 2-52:

$$h_{rt} = n * h_{ri} + 2 * h_{re}$$
$$h_{rtmin} \le h_{rt}$$

Ecuación 2-65 Espesor total de capas y verificación de altura mínima

2.3.2.13. Espesor de las Placas de Refuerzo

Caso 1: Estado Límite de Servicio

$$h_{max} = h_{ri}$$
$$h_{ss} = \frac{3 * h_{max} * \sigma_s}{Fv}$$

.

Ecuación 2-66 Espesor de la capa de acero según el estado límite de servicio (AASHTO 14.7.5.3.5-

1)

Caso 2: Estado Límite de Fatiga, tomado 14.7.5.3.5-2

$$h_{sf} = \frac{2 * h_{ri} * \sigma_l}{\Delta F_{th}}$$

Ecuación 2-67 Espesor de la capa de acero según estado límite de fatiga (AASHTO 14.7.5.3.5-2)

Se tiene el esfuerzo de carga viva

$$\sigma_l = \frac{(LL + IM)}{A}$$

Ecuación 2-68 Esfuerzo de carga viva

Umbral de Fatiga de amplitud contante tomado de la Tabla 6.6.1.2.3-1

$$\Delta F_{th} = 1687.37 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

Ecuación 2-69 Umbral de fatiga de amplitud constante (AASHTO - Tabla 6.6.1.2.3-1)

Obteniendo:

$$h_{sf} = \frac{2 * h_{ri} * \sigma_l}{\Delta F_{th}}$$

Ecuación 2-70 Espesor de capa de acero con estado límite de fatiga

Tomando en cuenta los resultados se adopta un espesor h_s .

2.3.2.14. Altura Total del Elastómero

$$H = h_{rt} + (n+1) * h_s$$

Ecuación 2-70 Altura total del elastómero

2.3.3. Verificaciones de Diseño

2.3.3.1. Esfuerzo de Compresión

Para elastómeros reforzados con acero se siguen lo dispuesto en los siguientes artículos:

$$\sigma_s = \frac{Ts}{A}$$

Ecuación 2-71 Esfuerzo de compresión

$$\sigma_s \le 1.25 \ ksi$$
 (14.7.6.3.2-8)
 $\sigma_s \le 1.25 * G * S_i$ (14.7.6.3.2-7)

Ecuación 2-72 Verificaciones de esfuerzo de compresión (AASHTO 14.7.6.3.2-8 - 14.7.6.3.2-7)

2.3.3.2. Estabilidad

La norma AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN dispone lo siguiente en los artículos para la comprobación por estabilidad:

$$H \le \frac{L}{A} (cm)$$
$$H \le \frac{W}{A} (cm)$$

Ecuación 2-72 Verificación por estabilidad (AASHTO 14.7.6.3.6)

2.3.3.3. Deflexión por Compresión

Para elastómeros reforzados con acero se siguen lo dispuesto en el artículo 14.7.5.3.6 de la norma AASHTO:

Cálculo de esfuerzo con carga viva y muerta:

$$\sigma_l = \frac{(LL+IM)}{A} \quad \sigma_l = \frac{DC+DW}{A}$$

Ecuación 2-74 Esfuerzos por carga viva y muerta

Para el cálculo del porcentaje de deformación:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{4.8 * G * S^2}$$

Ecuación 2-75 Porcentaje deformación generado (AASHTO C14.7.5.3.6-1)

Se este proceso se describe en la Tabla 2-9.

Tabla 2-9

Combinaciones para deflexión por compresión

Capa	Esfuerzos (kgf/cm²)	S (-)	ε (%)
Interior	σ_l	S _i	εil
Exterior	σ_l	S_{re}	εel
Interior	σ_d	S_i	εid
Exterior	σ_d	S_{re}	εed

Fuente: Propia

Con los resultados se procede a la obtención de las deflexiones generadas por cada carga:

Deflexión por compresión inicial DC:

$$\delta_{d} = \sum \varepsilon_{di} * h_{ri}$$

$$\delta_{d} = n * h_{ri} * \varepsilon id + 2 * h_{re} * \varepsilon ed$$

Ecuación 2-76 Deflexión por compresión inicial carga muerta (AASHTO 14.7.5.3.6-2)

Deflexión por compresión inicial LL (14.7.5.3.6-1):

$$\delta_{L} = \sum \varepsilon_{Li} * h_{ri}$$
$$\delta_{L} = n * h_{ri} * \varepsilon il + 2 * h_{re} * \varepsilon el$$

Ecuación 2-77 Deformación por compresión inicial carga viva (AASHTO 14.7.5.3.6-1)

Deflexión por compresión inicial Dc considerando efectos por creep:

$$\delta_{lt} = \delta_d + \alpha_{cr} * \delta_d$$
$$\delta_{LL+Creep} = \alpha_{cr} * \delta_d + \delta_L$$

Ecuación 2-78 Deflexión por compresión inicial considerando efectos creep (AASHTO 147.5.3.6-3)

Deflexión por compresión inicial de servicio:

$$\delta_s = \delta_L + \delta_d$$

Deflexión por compresión inicial Capa Interna según la Ecuación 2-75:

$$\varepsilon s = \frac{\sigma_s}{4.8 * G * S_i^2}$$
$$\delta_i = \varepsilon s * h_{ri}$$



Verificaciones según los artículos C14.7.5.3.6 y 14.7.6.3.3

$$\delta_{LL+Creep} \ge 0.318 \ cm$$

 $\delta_i \ge 0.09 * h_{ri} \ (cm)$

Ecuación 2-81 Verificaciones de deflexiones por carga viva y creep - capa interna (AASHTO

C14.7.5.3.6 - C14.7.6.3.3)

2.3.3.4. Deflexión por Cortante

 $h_{rt} \geq 2 * \Delta_s$

Ecuación 2-82 Deflexión por cortante (AASHTO 14.7.6.3.4)

2.3.3.5. Refuerzo de Acero

La AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN propone tres disposiciones para la verificación del grosor de la placa de acero h_s :

Mínimo espesor de la Placa:

$$h_{smin} = 0.159 \ cm$$

Ecuación 2-83 Espesor mínimo de la capa de acero (4.5 AASHTO M251)

$$h_s \ge h_{smin}$$

Ecuación 2-84 Condición de mínimo espesor de la capa de acero

Comprobación para Caso 1: Estado Límite de Servicio según la Ecuación 2-66:

$$h_s \ge \frac{3 * h_{max} * \sigma_s}{Fy}$$

Ecuación 2-85 Comprobación de Caso 1 (AASHTO 14.7.5.3.5-1)

Comprobación para Caso 2: Estado Límite de Fatiga según la Ecuación 2-67:

$$h_s \ge \frac{2 * h_{ri} * \sigma_l}{\Delta F_{th}}$$

Ecuación 2-86 Comprobación de Caso 2 (AASHTO 14.7.5.3.5-2)

2.3.3.6. Anclaje

La norma dicta que un elastómero reforzado necesitará anclaje si la fuerza de fricción de la carga muerta es superada.

$$Hu = G * A * \frac{\Delta_s}{h_{rt}}$$

Ecuación 2-87 Fuerza del elastómero reforzado (AASHTO 14.6.3.1-2)

 $\mu = 0.2$

Ecuación 2-88 Coeficiente de fricción (AASHTO C14.7.8.3.1)

$$Fr = \mu * (DC + DW)$$

Ecuación 2-89 Fuerza de fricción de la carga muerta

 $Hu \leq Fr$

Ecuación 2-90 Comprobación de anclaje

Para lo efectuado en este trabajo no se realizó el diseño de anclaje ya que al solo realizar el diseño de la superestructura y el apoyo no se abordará dicho elemento.

2.3.4. Resultados

Este procedimiento se repetirá cada vez que el diseño lo requiera, ya que cada una de las combinaciones de longitud y ángulo de esviaje previsto en el trabajo tendrán cargas diferentes y diferentes dimensiones de viga que requerirán un diseño de elastómero único para cada caso o en su defecto un diseño igual o similar.

Se obtuvieron los siguientes resultados descritos en Tabla 2-10.

Tabla 2-10

ш ш	CARG	CARGAS DE DISEÑO				SECCIÓN DE ELASTÓMERO				
Longitud (DC (ton)	DW (ton)	LL (ton)	L (cm)	W (cm)	Hri (cm)	Hre (cm)	z	Hs (cm)	H (cm)
10	10.192	1.634	28.450	10.5	45.0	0.50	0.050	3	0.20	2.40
20	20.737	3.269	37.910	25.0	50.0	1.10	0.20	5	0.20	7.10
30	33.725	4.903	44.223	30.0	50.0	1.40	0.60	5	0.20	9.40
40	56.720	6.538	49.751	35.0	60.0	1.60	0.70	5	0.20	10.60
50	73.105	8.172	54.964	45.0	60.0	1.80	1.0	6	0.20	14.20

Resumen de diseño de elastómeros

Fuente: Propia

Figura 2-7

Elementos tipo del elastómero



Fuente: Propia

2.4. Juntas

Las juntas ubicadas a los extremos del tablero, estos son elementos distribuidos de tal forma que tras los efectos de traslaciones, rotaciones y movimientos puedan acomodar la estructura.(Argüello Ordóñez, 2015).

Estos movimientos son provocados por el frenado y aceleración de los vehículos, expansión y retracción de los materiales a ciertas condiciones de temperatura, etc. Siendo que estas deben ser utilizadas cuando se tenga la necesidad de acomodar los efectos diferenciales laterales y verticales entre la superestructura y la subestructura del puente.(Argüello Ordóñez, 2015).

2.4.1. Diseño de Junta

Para el diseño de la junta se enfocará directamente en la interacción tablero – estribo, por lo tanto, se diseñó el tipo de junta de dilatación, las cuales deben ser capaces de absorber los movimientos producidos por la retracción y fluencia del concreto, su variación térmica, cargas vivas, muertas y ambientales, además de asentamientos de la estructura. Pero de forma común la retracción y variación térmica se toman en cuenta para los cálculos. En la Tabla 2-11 se describen las longitudes de puentes a utilizar en el cálculo y en la Tabla 2-12, valores a utilizar para el procedimiento

Tabla 2-11

Langitudaa	40	100	Duantaa	Tino
LUNGILUUES	ue	105	ruentes	προ

Longitud (m)	Longitud (ft)
10	32.81
20	65.62
30	98.43
40	131.24
50	164.05

Fuente: Propia

Tabla 2-12

Datos de los Materiales del Puente

DATOS	HORM	1IGON	ACERO		
Temp min	-12.22 C°	10.00 F°	-17.78 C°	0.00 F°	
Temp max	26.67 C°	80.01 F°	48.89 C°	120.00 F°	
α	0.0000100 1/C°	0.0000060 1/F°	0.0000120 1/C°	0.0000065 1/F°	
μ	1	0	β	0.0002	
δ (Tmax-Tmin)	38.89	70.00 F°	66.67	120.01 F°	

Fuente: Propia

2.4.2. Retracción

Los elementos de hormigón pueden experimentar una retracción sustancialmente menor que la medida.

La distancia de retracción del concreto se puede definir como:

$$\Delta_{shrinkage} = \beta * \mu * L_b$$

Ecuación 2-91 Deformación por retracción

Donde:

 β : Deformación Unitaria debida a la retracción después de la instalación de la junta de expansión, se estima como 0.0002 en ausencia de valores más precisos según AASHTO LRFD (5.4.2.3.1).

 μ : Factor que toma en cuenta los efectos de restricción impuestos por los elementos estructurales instaladas antes de vaciar la losa. Estas se pueden estimar como 0 para vigas de acero, 0.5 vigas de concreto presforzado, 0.8 para cajones de concreto y vigas T, 1 para losas planas.

L_b : Longitud del puente o tramo de puente (m)

2.4.3. Variación Térmica

Los desplazamientos térmicos uniformes se obtienen en base a las temperaturas máximas y mínimas que inciden en el puente, estos valores estarán en función de la ubicación geográfica del puente y el tipo de material.

 $\Delta_{temp} = \propto * L_b * (Tmax - Tmin)$

Ecuación 2-92 Deformación por temperatura (AASHTO 3.12.2.3-1)

Donde:

 \propto : Coeficiente de expansión térmica del material (1/C°)

Tmax : Temperatura máxima a la que está expuesta el material (C°).

Tmin : Temperatura mínima a la que está expuesta el material (C°).

 L_b : Longitud del puente o tramo de puente (m).

Las temperaturas máximas y mínimas se tomarán en base a la Tabla 3.12.2.1-1, este procedimiento es descrito por la noma AASHTO LRFD, método A.

Los resultados de retracción y variación térmica se resumen en Tabla 2-13.

Tabla 2-13

HORMIGÓN LOSA			ACERO VIGAS			
Def Térmica	Def Shrin	Total Def	Def Térmica	Def Shrin	Total Def	
0.39 cm	0.20 cm	0.59 cm	0.80 cm	0	0.80 cm	
0.78 cm	0.40 cm	1.18 cm	1.60 cm	0	1.60 cm	
1.17 cm	0.60 cm	1.77 cm	2.40 cm	0	2.40 cm	
1.56 cm	0.80 cm	2.36 cm	3.20 cm	0	3.20 cm	
1.94 cm	1.00 cm	2.94 cm	4.00 cm	0	4.00 cm	

Resumen de Resultados

Fuente: Propia

Se adoptarán los valores en base a las longitudes de los puentes escogidos como se muestra en la Tabla 2-14 se adoptaron valores de 50 mm a 100 mm, con el fin de regular el tamaño de la junta de dilatación para el posterior análisis y modelamiento.

Tabla 2-14

Valores Adoptados

Deformación Total	Valor Adoptado
1.39 cm	5.00 cm
2.78 cm	5.00 cm
4.17 cm	5.00 cm
5.56 cm	10.00 cm
6.94 cm	10.00 cm

Fuente: Propia

En el Anexo 1 y 2 se detalla los cálculos de diseño establecidos en el Capítulo

2.5. Mesa de Apoyo

Es una parte del estribo la cual es llamada mesa de apoyo o cajuela, esta sirve como apoyo del extremo del puente y además soporta la carga de la superestructura.(Rodríguez Serquén, 2020).En esta descansan las vigas principales, rampas de acceso, etc. Una mesa de apoyo con una suficiente longitud impide que las vigas se desmonten(Hube et al., 2014), aunque se produzca rotación de la superestructura y desplazamientos permanentes siempre exista apoyo vertical de las vigas e impidan la falla súbita del puente.(Sarrazin et al., 2012)

2.5.1. Cálculo de la Longitud Apoyo

Para el cálculo de la mesa de apoyo se regirá en la normativa (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2020) la cual rige en el país y está se comparó con la normativa (Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile, 2022) con el fin de identificar las variantes que existen en estas.

2.5.2. Longitud de Mesa de Apoyo (AASHTO)

En base en la fórmula propuesta por la normativa AASHTO:

 $N = (8 + 0.02L + 0.08H)(1 + 0.000125S^2)$

Ecuación 2-93 Longitud de mesa de apoyo (AASHTO 4.7.4.4)

Donde:

N : Longitud Mínima de Apoyo (in)

H : Altura promedio de las de las columnas que sostienen el tablero del puente desde el estribo (ft)

0 para puentes simplemente apoyados.

- *S* : ángulo de esviaje medido desde el soporte (°)
- *L* : Longitud del puente o tramo de puente (ft).

Dando los siguientes resultados mostrados en Tabla 2-15 en base a las longitudes propuestas y los ángulos de esviaje escogidos.

La norma AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2020) que, para la zona sísmica, como es el país, se aumenta en un 50% cada longitud, esto descrito en la Tabla 4.7.4.4-1 calculada anteriormente, los resultados se resumen en la Tabla 2-16.

Tabla 2-15

Resumen de Longitudes de Mesa de Apoyo (AASHTO LRFD 4.7.4.4)

LONGITUD DE APOYO (cm) AASHTO					
	ESVIAJE				
Longitud	0°	15°	30°	45°	60°
10 m	22.0 cm	23.0 cm	25.0 cm	28.0 cm	32.0 cm
20 m	24.0 cm	25.0 cm	27.0 cm	30.0 cm	34.0 cm
30 m	26.0 cm	26.0 cm	28.0 cm	32.0 cm	37.0 cm
40 m	27.0 cm	28.0 cm	30.0 cm	34.0 cm	39.0 cm
50 m	29.0 cm	30.0 cm	32.0 cm	36.0 cm	42.0 cm

Fuente: Propia

Tabla 2-16

Resumen de Longitudes de Mesa de Apoyo (AASHTO LRFD 4.7.4.4) con factor de 50%

LONGITUD DE APOYO (cm) AASHTO					
	ESVIAJE				
Longitud	0°	15°	30°	45°	60°
10 m	33.0 cm	34.5 cm	37.5 cm	42.0 cm	48.0 cm
20 m	36.0 cm	37.5 cm	40.5 cm	45.0 cm	51.0 cm
30 m	39.0 cm	39.0 cm	42.0 cm	48.0 cm	55.5 cm
40 m	40.5 cm	42.0 cm	45.0 cm	51.0 cm	58.5 cm
50 m	43.5 cm	45.0 cm	48.0 cm	54.0 cm	63.0 cm

2.5.3. Longitud de Mesa de Apoyo (Manual de Carreteras Chileno)

En este nos basaremos en la ecuación propuesta (Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile, 2022) en el apartado 5.2.2.

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005l$$

Ecuación 2-94 Longitud de mesa de apoyo (Manual de Carreteras Chileno 5.2.2)

Donde:

 S_{EM} : Longitud mínima de apoyo (m)

l : Longitud de Vano (m)

Cumpliendo con lo estipulado en la ecuación 5.2.1 de la normativa:

 $S_{ER} \ge S_{EM}$

Ecuación 2-95 Condición de longitud de mesa de apoyo (Manual de Carreteras Chileno 5.2.1)

Donde:

 S_{EM} : Longitud mínima de apoyo (m)

 S_{ER} : Longitud requerida de apoyo (m)

La longitud S_{ER} será el valor correspondiente a la longitud real del puente, que deberá como mínimo igual o mayor a S_{EM} . Se resumen en Tabla 2-17.

Tabla 2-17

Longitudes para puentes rectos

Longitud	Longitud Mínima de Apoyo		
10 m	75.0 cm		
20 m	80.0 cm		
30 m	85.0 cm		
40 m	90.0 cm		
50 m	95.0 cm		

Fuente: Propia

Para los puentes esviajados, la longitud de apoyo deberá cumplir simultáneamente con la ecuación, y la descrita en el siguiente inciso.

$$S_{E\theta R} \ge 2 * L_{\theta} * sen\left(\frac{\alpha_E}{2}\right) * \cos\left(\frac{\alpha_E}{2-\theta}\right)$$

Ecuación 2-2 Condición de longitud para puentes esviajados

Donde:

 $S_{E\theta R}$: Longitud requerida de apoyo en un puente esviajado curvo (m) L_{θ} : Longitud de Vano (m)

 θ : Ángulo de esviaje correspondiente al ángulo agudo del tablero (°)

 α_E : Ángulo de rotación marginal, puede ser tomado 2.5°

La longitud será el valor correspondiente a la longitud real del puente, que deberá como mínimo igual o mayor a $S_{E\theta R}$, se resumen en la Tabla 2-18.

Tabla 2-18

Longitudes para puentes con esviaje

Fuente: Propia

2.5.4. Valores Adoptados de Longitud de Mesa de Apoyo (Manual de Carreteras Chileno)

Al comparar las longitudes $S_{E\theta R}$ y S_{EM} deberemos adoptar el valor mayor de entre las dos con el fin de cumplir tanto para el caso 1 como para el caso 2, estipulado en la normativa, se describe en la Tabla 2-19.

Tabla 2-19

Valores Adoptados

Longitud	Longitud Mínima de Apoyo					
10 m	75.0 cm	75.0 cm	75.0 cm	75.0 cm	75.0 cm	
20 m	87.2 cm	87.3 cm	87.3 cm	87.3 cm	87.3 cm	
30 m	130.9 cm	130.9 cm	130.9 cm	130.9 cm	130.9 cm	
40 m	174.5 cm	174.5 cm	174.5 cm	174.5 cm	174.5 cm	
50 m	218.1 cm	218.1 cm	218.1 cm	218.1 cm	218.1 cm	

Figura 2-8

Esquema de junta y longitud de apoyo



Fuente: Propia

Estos calculos estan en el Anexo 4

Capítulo 3

Modelamiento no lineal para los puentes esviajados

3.1. Análisis no lineal

El modelamiento no lineal es una herramienta fundamental para comprender el comportamiento real de estas estructuras bajo cargas extremas, considerando efectos que el análisis lineal no puede capturar. Para la presente investigación se utilizará el análisis dinámico tiempo-historia.

3.1.1. Criterios de Diseño previo al modelamiento.

El modelamiento no lineal aplicado al análisis de este tipo de puentes fue desarrollado tomando como base la normativa actual MOP 2003 y el AASHTO LRFD 9ed, estas normas no fueron específicas de usar un análisis no lineal, sin embargo, varias de sus disposiciones requieren la consideración de efectos estructurales que solo pueden ser representados mediante este análisis.

Es importante cumplir con el parámetro de rotaciones combinadas con traslaciones del AASTHO, es por ello que se modelaron las placas de apoyo mediante elementos con rigidez direccional definida, incluyendo no linealidad de tipo isotropic. Adicionalmente, se representaron condiciones de contacto no adherido mediante enlaces de tipo gap, con el fin de capturar el posible despegue en las esquinas de los apoyos cuando se produjeron momentos torsionales importantes.

En puentes esviajados con placas de apoyo elastoméricos, fue evidente la presencia de fenómenos tales como el levantamiento parcial de los apoyos, rotaciones por torsión y transferencia de cargas no uniformes.

Cabe mencionar, que el análisis lineal subestimaba significativamente los efectos del esviaje en la rotación y distribución de carga en tableros cortos, especialmente en casos con relaciones de luz/ancho menores a 2.0. Estas investigaciones respaldaron la inclusión del modelamiento no lineal para simular con mayor precisión la respuesta real de los puentes esviajados, y permitieron fundamentar la sensibilidad de la longitud de apoyo frente a cargas excéntricas y rotaciones locales.

3.1.2. Modelamiento no lineal en software estructural SAP2000 V25.0

• Vigas

El modelado de la viga se realizó utilizando un elemento tipo frame definido mediante el Section Designer. Este enfoque permite representar, mediante un único elemento lineal, el comportamiento equivalente de las cuatro vigas diseñadas para el puente, incorporando todas las secciones transversales detalladas en la Tabla 2-7.

Apoyo de Elastómero o Placa de Apoyo

• Comportamiento Histérico

Los apoyos elastoméricos reforzados con acero tienen un comportamiento que permite al tablero desplazarse libremente sobre la subestructura.(Calo Catota, 2023).

Figura 3-1

Esquema de modelo no lineal



Fuente: Propia

• Respuesta Lateral.

Se define el comportamiento los elastómeros como elásticas perfectamente plásticas.(Pastén et al., 2021)

 $egin{aligned} A_{be} &= ext{Area} \ del \ Elast{omero} \ G_e &= ext{M} \ odd \ de \ Corte \ H_g &= ext{Altura} \ del \ Elast{omero} \ L_e &= ext{Largo} \ del \ Elast{omero} \ A_e &= ext{Ancho} \ del \ Elast{omero} \ \sigma_d &= ext{Esfuerzo} \ de \ Carga \ Muerta \end{aligned}$

Figura 3-2

Esquema de Placa de Apoyo



Fuente: Adaptado de *Guía para el Análisis Sísmico no Lineal de Puentes Chilenos* (p.63) [Figura] por Pastén, C., Astroza, R., Bazáez, R., Federico, G. U. T., María, S., Hernández, F., & Ochoa, F, 2021. (Universidad de los Andes, Ed.).

El procedimiento a seguir se basará en la metodología planteada en la Guía para Análisis Sísmico No lineal de Puentes Chilenos, en donde nos enfocaremos en la respuesta lateral que será la cual nos permita soportar los efectos de los sismos planteados al momento de la modelación.

Lo primero que calculamos será el esfuerzo de compresión por cargas muertas al cual se incorpora un factor de 15%, con el fin de mayorar dicho esfuerzo debido al peso adicional sobre la estructura.

$$\sigma_{cd} = \sigma_d * 1.15$$

Ecuación 3-1 Esfuerzo de compresión

Posterior se obtiene el coeficiente de fricción planteado por (Steelman et al., 2013), siendo:

$$\mu_e = 0.18 + \frac{\sigma_{cd}}{A_{be}}$$

Ecuación 3-2 Coeficiente de fricción

Luego se calcula le fluencia se referencia al trabajo de Rubilar (2015):

$$F_{ye} = \mu_e * \sigma_{cd} * A_{be}$$

Ecuación 3-3 Fuerza de fluencia

Por último, calculamos la rigidez.

$$K_{le} = \frac{A_{be} * G_e}{H_a}$$

Ecuación 3-4 Rigidez lateral del elastómero

Teniendo como resultado el comportamiento histerético que agregaremos al Programa SAP2000:

Figura 3-3

Comportamiento Histerético del elastómero en un modelo lateral



Fuente: Adaptado de *Guía para el Análisis Sísmico no Lineal de Puentes Chilenos* (p.65) [Figura] por Pastén, C., Astroza, R., Bazáez, R., Federico, G. U. T., María, S., Hernández, F., & Ochoa, F, 2021. (Universidad de los Andes, Ed.).

En donde el desplazamiento de cambio de estado (desplazamiento donde comienza la fluencia)

$$D_y = \frac{F_{ye}}{K_{le}}$$

Ecuación 3-5 Longitud de fluencia

Se modeló el elastómero mediante un elemento tipo link, del tipo multi-linear plastic de interés Isotropic, con el fin de poder ajustar y obtener la respuesta lateral la cual se ajustó con los valores K_{le} y F_{ve} respectivamente. (Pastén et al., 2021).

En base a los diseños establecidos en el apartado <u>2.3.2 Diseño del</u> <u>Elastómero</u>se realizaron los respectivos cálculos de cada rigidez lateral del elastómero.

Estos se describen en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1

Resumen de rigidez lateral, vertical y rotacional de cada puente

COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO							
	Respuesta Lateral		Respuesta Vertical	Respuesta	Respuesta Rotacional		
Longitud	Kle (kN/m)	Dy(cm)	Fye (kN)	Kve (kN/m)	K⊖ex (kN*m/rad)	K⊖ey (kN*m/rad)	
10	2646.940	1.567	41.489	920880.045	423.029	7769.925	
20	1898.980	5.002	94.982	523134.921	1362.331	5449.322	
30	1639.607	8.167	133.914	352912.841	1323.423	3676.175	
40	2002.414	10.293	206.112	458655.321	2341.053	6879.830	
50	1890.672	14.010	264.890	363281.288	2421.875	6395.264	

Fuente: Propia

• Juntas y Juntas de Tope.

Este tipo de elementos se modeló mediante links tipo Gap, con el objetivo de simular una apertura máxima permitida, la cual se detalla en el Capítulo 2. Adicionalmente, las juntas de tope se modelaron ubicándolas a una distancia equivalente a la mitad del ancho del ala inferior de la viga más cinco centímetros (+5cm), además todos estos apoyos que se generan en los puntos exteriores deberán tener restricciones de apoyo.

• Rígido

Este elemento fue modelado con el propósito de simular el estribo del puente, sin considerar sus propiedades reales. Para ello, se le asignaron propiedades mecánicas elevadas, representándolo como un bloque prácticamente rígido, y se definió una masa igual a cero para evitar que influya en la inercia del sistema durante el análisis dinámico.

3.1.3. Pasos del Modelamiento en SAP2000

Es fundamental seguir un procedimiento riguroso al evaluar la superestructura de un puente con ángulo de esviaje, especialmente cuando se desea verificar si la mesa de apoyo es suficientemente efectiva frente a una excitación sísmica escalada aplicada a dicha estructura.

- Definir Materiales: En esta sección se define el tipo de acero que será utilizado en todos los modelos de ejemplo desarrollados en este estudio. Se ha seleccionado el acero estructural A572, ampliamente empleado en el diseño de puentes de acero debido a su buena relación resistenciapeso, su ductilidad y su disponibilidad comercial.
- 2. Definir Secciones: Las secciones utilizadas en los modelos dependerán directamente de los diseños estructurales desarrollados en el Capítulo 2 del presente documento. El cálculo completo de dichas secciones se adjunta en el Anexo 1. Para cada una de las secciones definidas, se generará un modelo individual empleando elementos tipo frame mediante el módulo Section Designer
- Crear Casos de carga: Se crearán casos de carga correspondientes a carga muerta y carga viva con el fin de verificar los resultados del modelo numérico, comparándolos con los obtenidos mediante el cálculo manual. Esta comparación permitirá validar la precisión del modelado.
- 4. Asignar la carga a la Estructura: La asignación de cargas dependerá del criterio del modelador, quien podrá considerar la carga viva como una única acción global o bien descomponer las cargas en distintos componentes, tales como el peso propio de los elementos estructurales y las cargas asociadas a los distintos componentes del puente. Además, es importante tener en cuenta la superficie de desgaste, la cual puede

ser representada en el modelo como una carga uniformemente distribuida sobre el tablero, o bien como una carga puntual aplicada en zonas específicas, dependiendo del nivel de detalle requerido en el análisis.

- 5. Crear y definir una masa: La asignación de masa en el modelo también dependerá del criterio del modelador, quien deberá considerar adecuadamente los elementos que contribuyen al peso total de la estructura. Es fundamental que la masa definida en el modelo represente con fidelidad la masa real del puente, incluyendo tanto el peso propio de los elementos estructurales como el de los componentes adicionales (pavimento, barandas, juntas, etc.).
- 6. Asignar cargas dinámicas: Para el análisis con cargas dinámicas, se introducen los registros sísmicos correspondientes en el modelo, aplicándolos en ambas direcciones principales: norte-sur y este-oeste. Esta aplicación bidireccional permite evaluar de forma más realista la respuesta dinámica del puente ante movimientos sísmicos multicomponente, tal como ocurre en eventos reales.
- 7. Correr el programa y ver resultados: Una vez definido el modelo completo, se procede a ejecutar el programa considerando todos los casos de carga previamente establecidos. Posteriormente, se realiza la verificación de los resultados obtenidos a partir del análisis computacional, comparándolos con los valores calculados manualmente.

Recomendaciones para el modelado

Es fundamental la determinación del período fundamental de la estructura, ya que en algunos casos mal modelados pueden aparecer períodos imaginarios, lo cual indica errores en la formulación del sistema o en las condiciones de frontera. En relación con las placas de apoyo, estas deben modelarse desde la mitad de la altura total de la viga, añadiendo a esta dimensión la altura del elastómero calculada previamente en el Capítulo 2.

Los elementos tipo Gap que representan las juntas deben ubicarse de forma que actúen siempre en dirección perpendicular al bloque rígido que simula el estribo o soporte, y sus aperturas deben definirse conforme a los valores obtenidos en los cálculos respectivos; es importante rigidizar adecuadamente la estructura para asegurar un comportamiento global coherente, de manera que todos los elementos trabajen de forma conjunta ante las acciones aplicadas, garantizando una distribución realista de fuerzas y desplazamientos en el modelo.

Capítulo 4 Demanda Sísmica en el Ecuador

4.1. Sismicidad Histórica

El Ecuador se encuentra en la zona de mayor peligrosidad sísmica del mundo, en el denominado Cinturón de fuego del Pacífico donde se libera la mayor cantidad de energía sísmica a nivel mundial, esto inclina al país a construir sus edificaciones con criterios de diseño sismorresistente más exigentes que en otros países. (Aguiar Falconí, 2010).

Es por esta razón el territorio ecuatoriano sufre de constantes movimientos sísmicos, de los cuales a lo largo de los años se han documentado sismos de gran magnitud que han ocasionado grandes pérdidas tanto económicas y sociales como humanas, en casos más resientes pérdidas estructurales de gran valor.

Una de las 4 regiones del país, la Sierra ecuatoriana es la zona en donde convergen la mayor cantidad de fallas, debido a geodinámica de la región. En la región interactúan las placas Sudamericana y la de Nazca (Quinde Martínez, 2014), estas provocan fallas geológicas corticales con diferentes direcciones, creando así fallas de desplazamientos verticales y horizontales que causan sismos de alta magnitud. (Alvarado & Alvarado, 2013). En esta zona se han registrado sismos corticales de alta magnitud como el de 1797 en Riobamba, 1834 en Nariño (Carchi), etc. Esto afirmando al Ecuador continental en una zona de moderado a alto nivel de sismicidad.(Chunga, 2016).

Sismos históricos se tiene registro desde los acontecidos en Napo en 1541, los cuales se les cataloga con intensidades macrosísmica mayores de VII, es decir, como sismos que han causado daños leves o moderados según la escala de Mercalli Modificada (Aguiar Falconí, 2010), estas intensidades se definen como una medida cualitativa de la severidad de la sacudida del terremoto producida por un movimiento sísmico en una zona específica.(Sauter, 1989).

Uno de los más fuertes registrados fue en 1906 en Esmeraldas el cual fue de magnitud Mw 8.8 los estragos se extendieron hasta las provincias norteñas de la Sierra del Ecuador y la frontera con Colombia. (Instituto Geofísico EPN, 2012). Este causó entre 1000 a 1500 muertes, más de 23 viviendas destruidas además causando un tsunami en donde el agua se elevó de entre 80 a 100cm en 20 minutos.(Espinoza, 1992).

72
Uno de los más recientes se suscitó en 2016, Ecuador sufrió un sismo de 7,8 Mw frente a las costas de las provincias de Manabí y Esmeraldas. El saldo fatal del terremoto de Pedernales se aproximó a 668 víctimas mortales, con un costo de recuperación de alrededor de 3.350 millones de dólares, siendo uno de los eventos de mayor impacto humano y económico en los últimos 50 años. (Sánchez-Cortez & Simbaña-Tasiguano, 2024).

Teniendo que el país mantiene un historial de sismos constante por su ubicación geográfica, por lo tanto, para poder verificar que nuestra estructura tenga un comportamiento más cercano a la realidad y se pueda evidenciar los daños a la estructura y el comportamiento individual de cada elemento.

4.2. Amenaza Sísmica

El análisis de peligro sísmico se define la probabilidad de excedencia de la intensidad del movimiento del suelo producido por sismos en una determinada región. Estos estudios de sismicidad se basan en factores determinantes del área de estudio: zonas sísmicas, estudio de las características del suelo, movimientos de emplazamiento, etc. (Benito & Jiménez, 1999) cuyos valores de aceleración, velocidad, desplazamiento y magnitud son cuantificados. (Suárez, 2021).

La norma vigente en el país NEC-15, establece parámetros distintos de análisis de sismos para puentes, ya que esta dicta en su capítulo 9, página 85 que los puentes adoptarán objetivos de desempeño, período de retorno y niveles de desempeño en base a las especificaciones (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2020).

4.2.1. Espectro de Respuesta Elástico - Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15)

El espectro se define según el capítulo 3 de la NEC-15, en función de las condiciones del terreno en donde se encuentra emplazada la estructura, las cuales son tectónicas, sismológicas y geológicas. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda., 2014). Además, el espectro de respuesta elásticos nos proveerá los movimientos y características del suelo durante un sismo, y por ende el impacto a las estructuras(Suárez, 2021).

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones Sa, es expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel de sismo de diseño, este

obedece a una fracción de amortiguamiento del 5% y depende de: el factor de zona sísmica Z, tipo de suelo donde se emplazará la estructura y los coeficientes de amplificación de suelo Fa, Fd, Fs.(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda., 2014).

4.2.2. Espectro de Diseño (NEC-15)

4.2.2.1. Factor de Zona Sísmica Z

La Norma Ecuatoriana de la Construcción cataloga cada ciudad del Ecuador desde el mínimo al máximo peligro sísmico. De acuerdo con (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda., 2014) p. 27, se debe determinar el valor de Z dependiendo la zona en la que se encuentre la estructura. Esta los divide en seis zonas diferentes cada una con su respectivo valor de Z. (ver Figura 4-1)

Figura 4-1

Zonas sísmicas del Ecuador y valores del factor Z



Fuente: Adaptado de *PELIGRO SÍSMICO - DISEÑO SISMO RESISTENTE (NEC-15)*(p.27) [Figura] por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Pero para el diseño de puentes es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño. Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en

roca, se proporciona en las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda., 2014).

Como lo recomienda la (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2020), el periodo de retorno utilizado en puentes es de 1000 años, por lo tanto, se utilizará periodos estructurales de 0.1 segundos en la curva de peligro sísmico correspondiente al inciso 10.4 de la NEC-15, este referente a Cuenca.

Figura 4-2





Fuente: Adaptado de *PELIGRO SÍSMICO - DISEÑO SISMO RESISTENTE (NEC-15)* (p.114) [Figura] por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Como se ve en la Figura 4-2, el valor de Z correspondiente al periodo de retorno de 1000 años es de 0.25g.

Para el estudio se adoptó un suelo tipo C para la construcción del espectro de diseño.

4.2.2.2. Coeficientes de Perfil de Suelo Fa, Fd y Fs

Después de definir el Z e identificar el tipo de suelo (C), se procede a seleccionar los coeficientes del Fa, Fd y Fs, como lo establece (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda., 2014).

a. Fa - Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Tabla 4-1

Tipo de Suelo y Factores de sitio Fa

	Zona sísmica y factor Z							
Tipo de perfil del subsuelo	1	II	Ш	IV	V	VI		
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5		
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9		
В	1	1	1	1	1	1		
С	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18		
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12		
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85		
F	Véase <u>Tabla 2</u> : Clasificación de los perfiles de suelo y la secció <u>10.5.4</u>							

Fuente: Adaptado de *PELIGRO SÍSMICO - DISEÑO SISMO RESISTENTE (NEC-15)* (p.31) [Figura] por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

b. Fd – Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Tabla 4-2

Tipo de Suelo y Factores de sitio Fd

	Zona sísmica y factor Z							
Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI		
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5		
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9		
В	1	1	1	1	1	1		
С	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06		
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11		
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5		
F	Véase <u>T</u>	abla 2 : Cla	asificación o	le los perfil	es de suelo	y 10.6.4		

Fuente: Adaptado de *PELIGRO SÍSMICO - DISEÑO SISMO RESISTENTE (NEC-15)* (p.31) [Figura] por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

c. Fs – Comportamiento no lineal de los suelos.

Tabla 4-3

Tipo de Suelo y Factores de comportamiento inelástico del suelo Fs

Tipo do porfil dol	Zona sísmica y factor Z							
subsuelo	I	Ш	Ш	IV	V	VI		
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5		
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75		
В	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75		
С	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23		
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40		
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2		
F	Véase <u>T</u>	abla 2 : Cla	asificación (de los perfil	es de suelo	y 10.6.4		

Fuente: Adaptado de *PELIGRO SÍSMICO - DISEÑO SISMO RESISTENTE (NEC-15)* (p.32) [Figura] por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

4.2.2.3. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones Sa, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, este depende de los factores antes definidos:

- Factor de zona sísmica Z.
- Coeficientes de amplificación de suelo Fa, Fd, Fs.

Espectro elástico NEC-15



Fuente: Adaptado de *PELIGRO SÍSMICO - DISEÑO SISMO RESISTENTE (NEC-15)* (p.33) [Figura] por Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

En la Tabla 4-4**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se aprecia los diferentes conceptos en donde se describe cada factor establecido en la Figura .

Tabla 4-4

FACTORES	DESCRIPCIÓN
	Razón entre la aceleración espectral Sa (T=0.1 s) y el PGA para el periodo de
	retorno seleccionado.
η	η = 1.80 Provincias de la Costa (Excepto Esmeraldas)
	η = 2.48 Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
	η = 2.60 Provincias del Oriente
	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las
Fa	ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en
	roca, considerando los efectos de sitio.
	Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro
Fd	elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los
	efectos de sitio.
	Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de
	los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y
Fs	contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos
	del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Factores para el espectro de diseño NEC-15

FACTORES	DESCRIPCIÓN
	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la
Sa	aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la
	estructura.
Т	Período fundamental de vibración de la estructura.
То	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que
	representan el sismo de diseño.
Tc	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que
	representan el sismo de diseño.
	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como
Z	fracción de la aceleración de la gravedad g.
	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la
r	ubicación geográfica del proyecto.
	r = 1 para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
	r = 1.5 para tipo suelo E

Fuente: Propia

El espectro de aceleración Sa, se determinará de la siguiente manera.

4.2.2.4. Periodos Límites de Vibración

La norma (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda., 2014), propone límites de periodo para la construcción del espectro de diseño. Se obtiene a partir de las siguientes ecuaciones:

$$T_o = 0.10 * Fs * \left(\frac{Fd}{Fa}\right)$$
$$T_c = 0.55 * Fs * \left(\frac{Fd}{Fa}\right)$$

Ecuación 4-1 Limites de periodo del espectro de diseño NEC-15

4.2.2.5. Espectro de Respuesta Elástico: Aceleraciones

Para hallar el espectro expresado en fracción de la aceleración de la gravedad, con un amortiguamiento del 5%, se propuso las siguientes ecuaciones. Cada parte del espectro estará dado de acuerdo a un rango de períodos de vibración estructural, dividiéndose en 2 rangos.

$$para \ 0 \le T \le T_c \qquad S_a = \eta * Z * Fa$$
$$para \ T > T_c \qquad S_a = \eta * Z * Fa * \left(\frac{Tc}{T}\right)^r$$

Ecuación 4-2 Pseudoaceleraciones para cada límite de periodo para análisis elástico

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de S_a debe mediante la siguiente expresión, en el rango de períodos descrito.

para
$$T \le T_c$$
 $S_a = Z * Fa * \left[1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_o}\right]$

Ecuación 4-3 Pseudoaceleraciones para análisis dinámico

4.2.3. Construcción del Espectro de Diseño

Definiendo los valores a utilizar en la Tabla 4-5 procedemos a construir nuestro espectro de diseño de la cuidad de Cuenca.

Tabla 4-5

Datos para la construcción del espectro de diseño según la NEC-15

Datos						
Zona símica:	II					
Tipo de suelo:	С					
η=	2.48					
Z=	0.25					
r=	1					
Coeficientes de	perfil del suelo					
F _{a=}	1.3					
F _d =	1.28					
F₅=	0.94					
Perio	odos					
Tc=	0.509046154					
T general =	0.01					
$T_0=$	0.092553846					
Elástico:	Sa (max)					
0.8	06					
Periodo de Retorno						
Tr	1000					
Tasa de E	xcedencia					
λ	0.001					

Fuente: Propia

Esto imponiendo un rango de periodos de 0 - 5 segundos, con intervalos de 0.01 s en cada valor, con el fin de construir un espectro de la forma más exacta posible, resultando con la Figura 4-4.

Espectro de Diseño NEC-15 del Austro



Fuente: Propia

El espectro de diseño resultante nos permitirá ajustar los espectros de respuesta calculados en base a los registros sísmicos.

Se adjunta los valores de Sa y T en el Anexo.

4.2.4. Registros Sísmicos

La obtención de registros sísmicos es fundamental para el diseño de estructuras sismo-resistentes, siendo que estos poseen datos del terremoto o sismo, que nos ayudarán a caracterizar nuestro modelo como si estuviera en una situación real bajo los efectos del sismo.

Estos se obteniendo mediante acelerómetros, los cuales permiten almacenar el movimiento producido por el sismo y tras un procesamiento adecuado dan como resultado diversos parámetros (ubicación, profundidad, velocidad, magnitud momento, aceleración, PGA, etc.) con los cuales caracterizar el terremoto.

A lo largo de los años se han desarrollado métodos modales que toman en cuenta principalmente aceleraciones tomadas en base a un espectro de aceleraciones, los cuales deberán tener aceleraciones en base a una estructura de un grado de libertad, dependiendo del período natural de vibrar de la estructura al someterse a dichas aceleraciones.(González, 2017)

Pero estas señales de los registros sísmicos no representan tal cual el movimiento real producido por el terremoto, puesto que existe una limitación en los instrumentos de medición que tiene que ver con el ambiente donde se instala dicho dispositivo. Estas perturbaciones ambientales causan que la señal no logre ser igual al movimiento ocurrido, haciendo a esta invalida para un estudio posterior.(Idini, 2016).

Por lo tanto, antes de poder utilizar los registros sísmicos estos deberán estar corregidos para evitar cualquier acción ambiental externa cambie los datos del sismo.

Existen muchas fuentes para obtener dichos registros, en el caso del trabajo se utilizarán registros de la base de datos PEER GROUND MOTION DATABASE, esta nos ayudará a recopilar acelerogramas que representen el movimiento del suelo. La base de datos escogida fue NGA-West2 puesta que esta no solo incluye registros de estados unidos sino de todo el mundo. Este programa permitirá hallar sismos que sean compatibles con nuestro espectro de diseño, para posteriormente analizarlos y escalarlos mediante el proceso de escalamiento sísmico, en este caso se tendrán 3 sismos ajustados de esta database, se describen en la Tabla 4-6.

Tabla 4-6

Terremoto	Año	Magnitud	Estación	Número de Secuencia	Tipo de Falla
Chi-Chi Taiwan	1999	7 62	CHY041	1205	Reverse Oblique
Victoria, México	1980	6.33	Cerro	265	Strike slip
			Prieto		
Coyote Lake	1979	5.74	Gilroy	147	Strike slip
			Array #2		

Sismos utilizados en el Análisis

Fuente: Propia

4.3. Escalamiento Sísmico

Para que el análisis dinámico no lineal de una estructura sea efectivo, el modelo de computador debe responder a un set de registros sísmicos con diferentes componentes del movimiento del sitio. Sin embargo, estos registros no siempre son compatibles con la amenaza sísmica del sitio de estudio, lo cual nos lleva a utilizar distintos métodos para la selección y modificación de registros (Riaño, 2013). En el presente trabajo se utilizó el método de escalamiento de dos componentes

horizontales propuesto por ASCE7-16 (American Society of Civil Engineers., 2017), el cual correlacionará con lo planteado por (Charney, 2010) y (González Dueñas, 2016)

ASCE establece que las componentes horizontales de cada registro se escalen por un factor de escala CS, de forma que estos sean equivalentes al espectro objetivo propuesto por la normativa nacional de cada país, en nuestro caso la NEC-15.

4.3.1. Procedimiento de Escalamiento

Para el escalamiento para un análisis bidimensional, el que se utilizó en el trabajo, se tendrá una metodología planteada por (Charney, 2010) la cual tendrá una variación, en base que con el fin de asegurar que las ordenadas del espectro escalado no sean menores al objetivo, que en nuestro caso será un periodo objetivo o punto objetivo que será parte del espectro de diseño ya creado en incisos anteriores. (González Dueñas, 2016). El procedimiento se presenta como el siguiente:

 Se define nuestro dt o intervalo entre periodos. En nuestro proyecto se utilizará dt = 0.01, desde el valor de 0 a 5 segundos y se establece un valor de amortiguamiento del 5% según lo estipulado en ASCE7-16 (American Society of Civil Engineers., 2017).

$$dt = 0.01 s$$
$$\xi = 5\%$$

Ecuación 4-4 Intervalo de periodos y amortiguamiento

 Para este análisis utilizaremos al menos 3 pares de registros sísmicos (componente horizontal x e y) como lo dicta (American Society of Civil Engineers., 2017), estos serán obtenidos del PEER y se detallan en la Tabla 4-6, estos se muestran en la Figura 4-5 y Figura 4-6.

Acelerograma Componente Horizontal 1



Fuente: Propia

Figura 4-6





Fuente: Propia

Teniendo ya creado nuestro espectro de diseño en base a lo revisado en el inciso
 4.2.1 (ver Figura 4-3).

Espectro de diseño NEC-15



Fuente: Propia

4. A partir de las 2 componentes horizontales de los acelerogramas se procede al cálculo de los espectros de pseudo-aceleración utilizando el método de las ocho constantes propuesto por (Nigam & Jennings, 1969), utilizando el valor de amortiguamiento definido anteriormente. (Ver Figura 4-8 y Figura 4-9)

Figura 4-8

Espectro de Respuesta de Pseudoaceleración de Acelerograma 1



Fuente: Propia

Espectro de Respuesta de Pseudoaceleración de Acelerograma 2



Fuente: Propia

5. Posterior a la determinación de los espectros de pseudo-aceleración de cada registro, se obtiene una media geométrica SRSS de los resultados con el fin de garantizar el promedio máximo entre ambas respuestas para cada registro.

$$Sat = \sqrt{Sa1^2 + Sa2^2}$$

Ecuación 4-5 Media geométrica SRSS

Donde

Sa1 = Espectro de pseudo-aceleración del componente horizontal

x del registro sísmico i.

Sa2 = Espectro de pseudo-aceleración del componente horizontal y del registro sísmico i.

Sat = Espectro Total por media geométrica SRSS.

Espectro de respuesta SRSS



Fuente: Propia

6. Posterior a la obtención de las medias SRSS, obtendremos un espectro medio entre los SRSS de cada sismo.

$$Sa_{prom} = \frac{Sat1 + Sat2 + Sat3}{3}$$



Donde:

*Sat*1 = Espectro media SRSS del sismo 1.

*Sat*2 = Espectro media SRSS del sismo 2.

Sat3 = Espectro media SRSS del sismo 3.

Este promedio tendrá que estar por encima del espectro de diseño en el rango de 0.2Tn y 1.5Tn. (ver Figura 4-11)

Espectros SRSS vs Espectro de diseño sin escalar



Fuente: Propia

Calculamos nuestro espectro objetivo, mediante la fórmula propuesta por (Chopra, 2014). Esta relaciona masa y rigidez de una estructura de un grado de libertad. (ver Ecuación 4-7).

$$Tn = \frac{2 * \pi}{\sqrt{\frac{8 * k}{m}}}$$

Ecuación 4-7 Periodo objetivo

Donde

k = Rigidez lateral de los elastómeros calculada en la Tabla 3-1.
 Esta estará multiplicada 8 veces siendo que es el número de elastómeros que tendrá cada puente y es quien delimitará el comportamiento lateral del mismo.

m = Masa total de la estructura y sus elementos.

Tn = Periodo objetivo.

 Mediante este periodo objetivo Tn encontraremos las ordenadas Sa para cada espectro SRSS, con el fin de poder calcular nuestro FPS (escala de periodo fundamental) el cual será individual y estará amplificado en un 30% según lo dicta la norma ASCE.

$$FPS_i = \frac{1.3 * Sa_NEC(Tn)}{Sa_Sismo_i(Tn)}$$

Ecuación 4-8 Factor de escala FPS de cada registro

Donde:

 $Sa_NEC(Tn)$ = Valor de la ordenada Sa correspondiente al valor de la abscisa Tn del espectro de diseño.

 $Sa_Sismo_i(Tn)$ = Valor de la ordenada Sa correspondiente valor de la abscisa Tn de cada registro sísmico.

Posterior multiplicaremos para cada registro SRSS por su respectivo FPS y calcularemos su media.

Figura 4-12

Espectros SRSS vs Espectro de diseño escalado



Fuente: Propia

Figura 4-12 los sismos 1,2,3 y promedio concuerdan en un punto en común, en la ordenada correspondiente a Tn, este no es igual al punto del espectro de diseño por el 30% añadido dictado por la normativa.

9. Para el posterior cálculo de nuestro factor SS (factor de escala suite calculamos la máxima diferencia normalizada entre el espectro de diseño y el espectro escalado, en un rango de periodos desde 0.2*Tn* y 1.5*Tn* en el espectro de diseño. Primero multiplicando nuestro espectro objetivo por 1.17, siendo este valor

el 90% de 1.3, este por ser un factor de seguridad según ACSE7-16, para posterior calcular la diferencia máxima entre estos factores:

$$Sa_{obj(0.2Tn-1.5Tn)} = 1.17 * Ts$$

$$Sa_{esc(0.2Tn-1.5Tn)} = SismoSRSS_{i} * FPS$$

$$ACSE7 = \max\left(\frac{Sa_{obj}(0.2Tn-1.5Tn) - Sa_{esc}(0.2Tn-1.5Tn)}{Sa_{obj}(0.2Tn-1.5Tn)}\right)$$

Ecuación 4-9 Máximo valor en el rango de periodos 0.2Tn - 1.5Tn

Donde:

 $Sa_{obj(0.2Tn-1.5Tn)}$ = Valores de Sa del espectro de diseño en el rango de (0.2Tn - 1.5Tn).

 $Sa_{esc(0.2Tn-1.5Tn)}$ = Valor de Sa del espectro de respuesta SRSS promedio escalado por el FPS en el rango de (0.2Tn - 1.5Tn).

*ACSE*7= Máximo valor en el rango de periodos (0.2Tn - 1.5Tn) entre el espectro de diseño y el espectro de respuesta SRSS escalado FPS.

10. Posterior a esto calculamos el segundo factor de escalamiento, siendo:

$$SS = (1 - ACSE7)^{-1}$$

Ecuación 4-10 Factor de escala SS

Donde:

SS= Factor de escala Suite

11. Ahora obtenemos el factor de escala completo para cada registro. (ver Figura 4-13)

$$CS = SS * FPS$$

Ecuación 4-11 Factor de escala combinado

Donde:

CS= Factor de escala combinado entre SS y FPS





Fuente: Propia

Los factores CS obtenidos se multiplicarán por los registros originales, para poderlos ingresar al programa a utilizar en el análisis tiempo historia, SAP2000.

El proceso descrito en el capítulo se realizó íntegramente con la ayuda del programa MATLAB, el código completo estará en el Anexo 3.

4.4. Integración de los sismos al modelado en SAP200

Los sismos correctamente escalados de acuerdo a la información proporcionada en este capítulo, se ingresan al modelo utilizando la función de análisis de Tiempo-Historia proporcionada por el software SAP2000 V25.0., con intervalos de 0.01. Los registros sísmicos deben ser cargados como archivos de extensión .txt, generando dos archivos para cada evento sísmico: uno que refleje la componente de movimiento en la dirección norte-sur y otro en la dirección este-oeste. Una vez cargados los archivos correspondientes, se debe crear un caso de carga específico para cada sismo, y se configurará el análisis para que se realice como un análisis no lineal de Tiempo-Historia. Este enfoque asegura la correcta simulación de la respuesta dinámica del puente bajo los efectos sísmicos multicomponente.

Posteriormente, se debe configurar el análisis como un análisis no lineal de Tiempo-Historia, lo cual permite simular la respuesta del puente a las cargas sísmicas, considerando la no linealidad en los materiales y las condiciones de frontera. Este tipo de análisis es esencial para capturar los efectos dinámicos complejos, como la interacción entre los distintos componentes del puente y su respuesta ante movimientos sísmicos en ambas direcciones simultáneamente.

Para comprender el comportamiento real de los sismos en el puente, es necesario centrarse en la pestaña Display y seleccionar la opción Show Plot Functions en SAP2000. Esta función nos permite visualizar, según el código de Link utilizado para modelar la placa de apoyo o el Gap, los desplazamientos acumulados de la estructura durante el análisis. De este modo, se puede observar cómo se ha comportado el puente bajo las cargas sísmicas, proporcionando una respuesta detallada sobre si ha cumplido con los criterios de desempeño establecidos. Además, se puede evaluar si la estructura ha fallado o si ha alcanzado un límite crítico de desplazamiento, considerando tanto el ángulo de esviaje del puente como la magnitud del sismo aplicado en el análisis.

Capítulo 5

Análisis e Interpretación de Resultados

5.1. Resultados del Análisis Tiempo-Historia

Los resultados del comportamiento del tablero con respecto a su longitud de apoyo se evalúan a través del comportamiento de la junta sísmica y del neopreno.

Según recomienda la norma, al usar solamente 3 pares de registros, los resultados indicados de cada puente representan el comportamiento crítico de cada puente.

5.2. Discusión de Resultados

5.2.1. Comparativa entre los resultados y las Normas de diseño.

Al tabular los desplazamientos máximos provocados por los sismos (ver Tabla 5-1), los comparamos con las longitudes de mesa calculada en el inciso 2.5 con el fin identificar si estos espacios de mesa son suficientes para soportar dichos movimientos o si se requiere de un aumento en la misma (ver Tabla 5-2). Esto se evidenciará al momento de analizar el comportamiento de la estructura ya que si esta tiene desplazamientos excesivos se puede asumir que este colapsó.

En los siguientes resultados se hace referencia a los requerimientos de longitud de apoyo indicados por la AASHTO como "AASHTO"; al considerar el incremento de la mesa de apoyo por la zona sísmica como "AASHTO*"; y los requerimientos del Manual de Carreteras se denominarán "MC".

Tabla 5-1

DESPLAZAMIENTO PLACA DE APOYO (cm)									
Longitud (m)	Angulo (º)	SISMO							
	_	1	2	3					
	0	5.01 cm	5.22 cm	5.08 cm					
	15	10.46 cm	4.32 cm	11.61 cm					
10	30	8.16 cm	9.83 cm	10.66 cm					
	45	11.11 cm	14.52 cm	15.13 cm					
	60	25.78 cm	26.08 cm	26.12 cm					
20	0	5.14 cm	5.58 cm	5.49 cm					
	15	10.30 cm	10.85 cm	9.93 cm					
	30	22.63 cm	27.50 cm	18.22 cm					

Desplazamientos de placa de apoyo provocados por sismos.

DESPLAZAMIENTO PLACA DE APOYO (cm)							
Longitud (m)	Angulo (º)	SISMO					
		1	2	3			
	45	38.80 cm	37.52 cm	44.81 cm			
	60	54.72 cm	41.23 cm	39.54 cm			
	0	5.16 cm	5.35 cm	5.15 cm			
	15	13.01 cm	13.06 cm	12.60 cm			
30	30	31.35 cm	26.12 cm	29.10 cm			
	45	41.83 cm	45.95 cm	42.60 cm			
	60	63.22 cm	39.01 cm	34.25 cm			
	0	3.98 cm	3.95 cm	3.96 cm			
	15	20.17 cm	19.41 cm	20.63 cm			
40	30	33.47 cm	37.83 cm	35.07 cm			
	45	61.32 cm	46.86 cm	41.98 cm			
	60	74.24 cm	44.26 cm	69.58 cm			
	0	10.03 cm	10.22 cm	10.16 cm			
	15	11.30 cm	12.36 cm	11.12 cm			
50	30	39.78 cm	42.5 cm	58.69 cm			
	45	67.98 cm	45.6 cm	57.59 cm			
	60	78.56 cm	47.58 cm	68.32 cm			

Fuente: Propia

Tabla 5-2

Comparación de Resultados de desplazamientos máximos vs Longitudes de Apoyo

							Longitud de
۲ س	Esviaje	Despl.	ls	Rotación,	Longitud	Longitud de	Ароуо
itud	(°)	Max (cm)		relación	de Apoyo	Ароуо *(1.5)	(Manual de
buc				de forma	(AASHTO)	(AASHTO)	Carreteras
Ľ							Chileno)
	0°	5.22 cm	0	No	22.0 cm	33.0 cm	75.0 cm
	15°	11.61 cm	0.193	No	23.0 cm	34.5 cm	87.2 cm
10	30°	10.66 cm	0.416	No	25.0 cm	37.5 cm	130.9 cm
	45°	15.13 cm	0.72	No	28.0 cm	42.0 cm	174.5 cm
	60°	26.12 cm	1.25	No	32.0 cm	48.0 cm	218.1 cm
	0°	5.58 cm	0	No	24.0 cm	36.0 cm	75.0 cm
	15°	10.85 cm	0.10	No	25.0 cm	37.5 cm	87.3 cm
20	30°	27.50 cm	0.21	Si	27.0 cm	40.5 cm	130.9 cm
	45°	44.81 cm	0.36	Si	30.0 cm	45.0 cm	174.5 cm
	60°	54.72 cm	0.62	Si	34.0 cm	51.0 cm	218.1 cm

							Longitud de
Ē	Esviaje	Despl.	ls	Rotación,	Longitud	Longitud de	Ароуо
itud	(°)	Max (cm)		relación	de Apoyo	Ароуо *(1.5)	(Manual de
buc				de forma	(AASHTO)	(AASHTO)	Carreteras
Ľ							Chileno)
	0°	5.35 cm	0	No	26.0 cm	39.0 cm	75.0 cm
	15°	13.06 cm	0.064	No	26.0 cm	39.0 cm	87.3 cm
30	30°	31.35 cm	0.14	Si	28.0 cm	42.0 cm	130.9 cm
	45°	45.95 cm	0.24	Si	32.0 cm	48.0 cm	174.5 cm
	60°	63.22 cm	0.42	Si	37.0 cm	55.5 cm	218.1 cm
	0°	3.98 cm	0	No	27.0 cm	40.5 cm	75.0 cm
	15°	20.63 cm	0.048	Si	28.0 cm	42.0 cm	87.3 cm
40	30°	37.83 cm	0.10	Si	30.0 cm	45.0 cm	130.9 cm
	45°	61.32 cm	0.18	Si	34.0 cm	51.0 cm	174.5 cm
	60°	74.24 cm	0.31	Si	39.0 cm	58.5 cm	218.1 cm
	0°	10.22 cm	0	No	29.0 cm	43.5 cm	75.0 cm
	15°	12.36 cm	0.04	Si	30.0 cm	45.0 cm	87.3 cm
50	30°	58.59 cm	0.08	Si	32.0 cm	48.0 cm	130.9 cm
	45°	67.98 cm	0.14	Si	36.0 cm	54.0 cm	174.5 cm
	60°	78.56 cm	0.25	Si	42.0 cm	63.0 cm	218.1 cm

Fuente: Propia||

Los resultados obtenidos se reflejan en la Tabla 5-2, en donde se puede observar que: para puentes de cierta longitud y ángulo de esviaje, la longitud de apoyo es insuficiente para evitar que el puente caiga, debido al máximo desplazamiento que genera un sismo cualquiera en la superestructura.

Para tomar en cuenta esto lo primero es relacionar la geometría del puente, con la finalidad de antes de construir su diseño y modelado, ya se tenga una noción de la presencia de problemas en un futuro o no.

El índice de esviaje mayor a 0.3 indica un posible problema de estabilidad (AASHTO, 4.6.3.3.2). Se realizó una comparativa en donde se relaciona el índice de esviaje con la relación entre desplazamiento máximo obtenido y el desplazamiento calculado para cada normativa. Esto se realiza para cada ángulo de esviaje y longitud de puente. Cualquier punto del gráfico mayor a 1, indica que el desplazamiento máximo superó lo estipulado en la norma.

Tras el análisis cada caso se puede observar que; en puentes de 10 metros (Figura 5-1) no existe problemas de pérdida de apoyo, independiente del índice de esviaje.

Figura 5-1



Comparativa del índice de esviaje vs la relación de desplazamientos en puentes de 10 metros

En los puentes de 20 metros (Figura 5-2), se evidencia la pérdida de apoyo luego de índices de esviajes de 0.3. Esto es consistente con lo estipulado en la AASHTO. De igual manera, se observa que el ignorar el incremento de mesa de apoyo por zona sísmica (AASHTO*), podría llevar a problemas de estabilidad de la superestructura. Por otro lado, los requisitos descritos en el Manual de Carretera cumplen con holgura la demanda de desplazamientos en el apoyo.

Fuente: Propia

Figura 5-2



Comparativa del índice de esviaje vs la relación de desplazamientos en puentes de 20 metros

Fuente: Propia

Para los puentes de 30 metros (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), al igual que en el caso anterior, se observa pérdida de apoyo luego de índices de esviajes de 0.3. Mientras que los requisitos de longitud de apoyo indicados en MC sobrepasan ampliamente el desplazamiento requerido.

Figura 5-3

Comparativa del índice de esviaje vs la relación de desplazamientos en puentes de 30 metros



Fuente: Propia

En puentes de 40 metros (Figura 5-4), se observa que el índice de esviaje crítico pasa de 0.3 a 0.15. De igual manera, los requerimientos de AASHTO* no satisfacen la demanda de desplazamiento existente en el apoyo. Por otro lado, los requisitos del MC evitan la caída del tablero.

Figura 5-4

Comparativa del índice de esviaje vs la relación de desplazamientos en puentes de 40 metros



Fuente: Propia

Finalmente, en puentes de 50 metros (Figura 5-5), el índice de esviaje crítico se mantiene cercano a 0.15. De igual manera, los requerimientos de AASHTO* no satisfacen la demanda de desplazamiento existente en el apoyo. Por otro lado, los requisitos del MC siguen siendo suficientes para evitar la pérdida de apoyo del tablero.

Figura 5-5



Comparativa del índice de esviaje vs la relación de desplazamientos en puentes de 50 metros

Fuente: Propia

Luego de realizar el análisis para cada tipo de puente, se observa que (para el caso de estudio) el índice de esviaje no es un parámetro eficiente para indicar la posible pérdida de apoyo. En las siguientes gráficas se observa como el índice de esviaje crítico fluctúa de acuerdo a la luz del puente.

Figura 5-6

Comparativa de desplazamiento con la normativa AASHTO para cada longitud de puente



Fuente: Propia

Figura 5-7



Comparativa de desplazamiento con la normativa AASHTO* para cada longitud de puente

Fuente: Propia

Figura 5-8

Comparativa de desplazamiento con la normativa chilena para cada longitud de puente



Fuente: Propia

Finalmente, los requerimientos indicados el Manual de Carreteras (Figura 5-8) garantizan la estabilidad del tablero para todos los escenarios propuestos. Por tanto, se puede afirmar que las longitudes propuestas por el Manual de Carreteras son adecuadas para el caso de estudio analizado.

Por otro lado, el Manual de Carreteras presenta los requerimientos para la implementación de topes sísmicos internos (Figura 1-4), en función de la posible rotación del tablero. El MC indica que, cualquier puente cuyas características geométricas lo ubican bajo la curva, podría presentar problemas de estabilidad debido a la rotación y pérdida de apoyo. La Figura 5-9 ubica todos los puentes estudiados previamente. En color rojo se muestran los puentes que tuvieron pérdida de apoyo en el análisis realizado, mientras que los puntos verdes corresponden a los puentes que no tuvieron problemas de estabilidad.

Se observa que este requisito de topes internos, es un parámetro mas eficiente para indicar la posible pérdida de apoyo del tablero. A diferencia del índica de esviaje, el cual presenta mayor incertidumbre al variar la longitud del tablero.

Figura 5-9



Condición para la instalación de topes interiores en puentes esviajados

Fuente: Propia

Las gráficas y calculos se los tiene en el Anexo 4.

5.3. Conclusiones

Se optó por puentes desde 10 metros a 50 metros siendo los más comunes en el Austro, además gracias a la indagación sobre varias investigaciones previas del ángulo de esviaje se escogió los ángulos de: 0°,15°,30°,45°,50° para el análisis.

El diseño de las superestructuras de los puentes seleccionados se realizó utilizando la tipología de sección compuesta viga-losa, bajo los lineamientos establecidos por la norma AASHTO LRFD 9na edición. Se consideraron aspectos fundamentales como la distribución de esfuerzos cortantes y momentos flectores generados por la acción del vehículo de diseño HL-93 y demás cargas actuantes, garantizando un comportamiento estructural adecuado, se verificaron los estados de resistencia y evento extremo.

El análisis estructural se llevó a cabo considerando diferentes etapas constructivas: la etapa de viga sola, la etapa "n" (vigas sin la contribución del concreto endurecido ni carga móvil), y la etapa "3n" (estructura en servicio, con carga móvil y accesorios). Esta secuencia permitió simular con mayor precisión el comportamiento real de la estructura durante su vida útil. La elección de una sección compuesta respondió a su acción eficiente entre viga y losa, mejorando la capacidad resistente global y optimizando el desempeño estructural del puente.

Se desarrolló un modelo no lineal para cada uno de los puentes diseñados, con el propósito de representar el comportamiento estructural ante cargas sísmicas, a través de un análisis dinámico no lineal. El análisis se realizó SAP2000, utilizando elementos tipo link para simular el comportamiento de las placas de apoyo elastoméricas. Esto permitió capturar fenómenos como el contacto, la separación y las restricciones unidireccionales entre la superestructura y los apoyos.

Para la demanda sísmica se utilizó la base de datos Pacific Earthquake Engineering Research con el fin de seleccionar registros compatibles con el espectro objetivo indicado en la NEC-15. Se seleccionaron tres registros, con sus dos componentes horizontales. Los registros sísmicos fueron escalados a través de un escalado lineal indicado en ASCE 7.

Los resultados indican que el Índice de esviaje de 0.3, como indicador de un posible problema de rotación, no es un parámetro efectivo para los puentes evaluados. Por otro lado, los requisitos de topes sísmicos intermedios indicados en el Manual de Carreteras, representa un parámetro efectivo en los puentes analizados.

Finalmente, el requisito de longitud mínima indicada en la AASHTO no fue suficiente para evitar la pérdida de apoyo en los puentes analizados. Sin embargo, los requisitos exigidos en el Manual de Carreteras satisfacen las demandas de desplazamiento y rotación de los tableros en todos los escenarios estudiados.

5.4. Recomendaciones

- Realizar un análisis de peligro sísmico de la zona estudiada, con el fin de implementar espectros de sitio y acelerogramas que representan el contexto sísmico local.
- Incorporar al modelo existente el comportamiento no lineal de la subestructura como es: empuje pasivo del suelo; interacción suelo estructura; diafragmas; entre otros.
- Ampliar los casos de estudio a mayor número de puentes incorporando otras luces, y anchos del tablero.

Bibliografía

- Aguiar Falconí, R. (2010, July). PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR Y DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES CONSTRUIDOS SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO ESMERALDAS, CON AISLADORES DE BASE FPS. *Revista internacional de Ingeniería de Estructuras*, 15, 85–118.
- Alvarado, A., & Alvarado, C. (2013). *Néotectonique et cinématique de la déformation continentale en Equateur* [Université de Grenoble]. https://theses.hal.science/tel-00870332v1
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2020). LRFD bridge design specifications (American Association of State Highway and Transportation Officials, Ed.; 9thEdition ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Society of Civil Engineers. (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. In *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (Vols. 7–16). American Society of Civil Engineers (ASCE). https://doi.org/10.1061/9780784414248
- Argüello Ordóñez, F. A. (2015). *Diseño de apoyos para puentes de acuerdo a la Especificación AASHTO LRFD 6ta Edición* [Trabajo Experimental]. UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ.
- Ashwin, K. N., Dattatreya J.K, Dinesh, S., & Mallikarjun I.G. (2015). INFLUENCE OF SKEW ANGLE ON STATIC BEHAVIOUR OF RCC AND PSC SLAB BRIDGE DECKS. International Journal of Engineering Research Www.Sretechjournal.Org and Advanced Technology (Ijerat), 1(1).
- Beleño Hernández, A. (2021). *Comportamiento mecánico de puentes esviados tipo viga-losa de concreto*. Universidad Nacional de Colombia.

Benito, B., & Jiménez, E. (1999). Peligrosidad Sísmica. Física de la Tierra, 11, 13–47.

- Bernal Granados, G. A. (2006). MATERIALES, FABRICACIÓN Y DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO PARA PUENTES [Proyecto de Grado en Ingeniería Civil]. Universidad de los Andes.
- Calo Catota, B. P. (2023). Análisis no lineal del puente de sección compuesta tipo de 135 metros de longitud usando SAP2000. [Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo]. UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO.

- Charney, F. (2010). Seismic Loads- Guide to the Seismic Load of ASCE. *American Society of Civil Engineers*, 29–39.
- Chopra, A. K. (2014). Dinámica de Estructuras (P. De la Vega, M. Conteras, L. Cruz Castillo, B. Guitiérrez Hernández, & J. J. García Guzmán, Eds.; Cuarta Edición). Pearson Education, Inc.
- Chunga, K. (2016). *GEOLOGÍA DE TERREMOTOS Y TSUNAMI* (Vol. 1). Sección Nacional del Ecuador del Instituto Panamericano de Geografía e Historia.
- Deepu, S. P., Prajapat, K., & Ray-Chaudhuri, S. (2014). Seismic vulnerability of skew bridges under bi-directional ground motions. *Engineering Structures*, 71, 150– 160. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.013
- Dhar, A., Mazumder, M., Chowdhury, M., & Karmakar, S. (2013). Point of View: Effect of skew angle on longitudinal girder (support shear, moment, torsion) and deck slab of an IRC skew bridge. *THE INDIAN CONCRETE JOURNAL*.
- Espinoza, J. (1992). TERREMOTOS TSUNAMIGENICOS EN EL ECUADOR. Acta Oceanográfrica del Pacífico - INOCAR, 1, 21–28.
- Esteban, T., & Astudillo, A. (n.d.). VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES ESVIADOS CONSIDERANDO EFECTOS DEL ÁNGULO DE ESVIAJE Y GEOMETRÍA DEL TABLERO.
- Gómez Díaz, J. (2015). *PUENTES* (1st ed.). Empresa Editorial Poligráfica Félix Varela.
- González, D. (2017). GENERACIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA CON SISMOS CHILENOS PARA SUELOS EN FUNCIÓN DE SU PERÍODO FUNDAMENTAL Y NIVEL DE AMPLIFICACIÓN. UNIVERSIDAD DE CHILE.
- González Dueñas, C. (2016). PROCEDIMIENTO ASCE7 MEJORADO PARA LA SELECCIÓN Y ESCALAMIENTO DE REGISTROS SÍSMICOS. UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.
- Hube, M., Cabrera, T., & Santa María, H. (2014). *Variables críticas que condicionaron el daño en puentes y pasarelas durante el terremoto del Maule de 2010*.
- Idini, B. (2016). CURVAS DE ATENUACIÓN PARA TERREMOTOS INTRAPLACA E INTERPLACA EN LA ZONA DE SUBDUCCIÓN CHILENA. UNIVERSIDAD DE CHILE.
- Instituto Geofísico EPN. (2012, January 30). *Terremoto de Esmeraldas de 1906 Uno de los sismos más grandes de la historia reciente*.

https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/575-terremoto-de-esmeraldas-de-1906-uno-de-los-sismos-m%C3%A1s-grandes-la-historia

- Khasro, M., & Ahsanul, K. (2005). A study on reinforced concrete skew slab behavior. *Journal of Civil Engineering (IEB)*, 33(2), 91–103.
- Menassa, C., Mabsout, M., Tarhini, K. y Frederick, G. (2007). Influencia del ángulo de inclinación en puentes de losa de hormigón armado. Journal of Bridge Engineering , 12 (2), 205-214.
- Marín Guzmán, C. R., & Maldonado Noboa, J. S. (2022). Estudio de las causas del colapso de puentes en Ecuador (2000-2022). *MQRInvestigar*, *6*(4), 368–395. https://doi.org/10.56048/mqr20225.6.4.2022.368-395
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE.
- Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile. (2022). MANUAL DE CARRETERAS (2022nd ed., Vol. 3).

Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2025). Puentes en la provincia del Cañar.

- Nigam, N. C., & Jennings, P. C. (1969). CALCULATION OF RESPONSE SPECTRA FROM STRONG-MOTION EARTHQUAKE RECORDS. Bulletin of the Seismological Society of America, 59(2), 909–922.
- Okumus, P. Ph. D., Diaz Arancibia, M., & Oliva, M. G. Ph. D. (2018). *Design and Performance of Highly Skewed Deck Girder Bridges*.
- Pastén, C., Astroza, R., Bazáez, R., Federico, G. U. T., María, S., Hernández, F., & Ochoa, F. (2021). *Guía para el Análisis Sísmico no Lineal de Puentes Chilenos* (Universidad de los Andes, Ed.).
- Pruna Vega, J. (2020). Influencia del esviaje en la respuesta estructural de tableros de vigas de hormigón. Universidad de Sevilla.
- Quinde Martínez, P. D. (2014). Estudio de Peligro Sísmico del Ecuador y Espectros de Diseño Sísmico para la ciudad de Cuenca. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Riaño, A. (2013). SELECCIÓN Y MODIFICACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE EDIFICACIONES IRREGULARES EN PLANTA DE VARIOS PISOS-FASE1. Universidad de los Andes.

Rodríguez Serquén, A. (2020). PUENTES.

Sánchez-Cortez, J. L., & Simbaña-Tasiguano, M. (2024). TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016 EN ECUADOR: UNA VISIÓN GENERAL DE LOS ACONTECIMIENTOS Y LECCIONES APRENDIDAS. *Revista de Estudios Latinoamericanos Sobre Reduccion Del Riesgo de Desastres*, *8*(2), 83–98. https://doi.org/10.55467/reder.v8i2.159

- Sarrazin, M., Santa María, H., & Moroni, O. (2012). *Efectos en Caminos y Puentes*. Universidad de Chile.
- Sauter, F. (1989). *Introducción a la Sismología* (F. Sauter, Ed.; Primera Edición, Vol.1). Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Suárez, R. (2021). ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ESPECTRO DE DISEÑO PROPUESTOS POR LAS NORMAS ASCE 7-16 Y NEC-15 CON LOS ESPECTROS DE RESPUESTA DEL SISMO DE PEDERNALES DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 OBTENIDOS PARA LAS ESTACIONES DE LA RENAC DEL IG-EPN. UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA.
- Sundria, R., & Tripathi, R. K. (2019). EFFECT OF SKEWNESS ON REINFORCED CONCRETE SLAB BRIDGE BY FINITE ELEMENT METHOD. International Journal of Bridge Engineering (IJBE), 7(1), 33–40.
- The Steel Construction Institute. (2015). *Guidance notes on Best Practice in steel BridGe construction steel BridGe GrouP*.
- Tovas Choccelahua, W. (2017). ANALISIS DE PUENTES CON ANGULO DE ESVIAJE Y ESFUERZO INTERNO EN TABLEROS NO REGULARES. UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA.

ANEXOS
ANEXO 1

(Diseño de vigas)



	DATOS GEOMETRICOS:						
	Concert						
			Gen	erai			
$L \coloneqq 40 \ \boldsymbol{m}$ $Nv \coloneqq 4$			Lu Co	z del puente antidad de v	igas.		
$Nc \coloneqq 2$			Сс	antidad de c	arriles.		
$Ac \coloneqq 3.6 \ m$	n		Ar	ncho de carr	il.		
$C \coloneqq Nc \cdot A$	$C \coloneqq Nc \cdot Ac = 7.2 m$ Ancho de calzada						
$S \coloneqq \frac{C}{3} = 2.$	$S \coloneqq \frac{C}{3} = 2.4 \ m$ Separación entre vigas.						
$w_{sup}\!\coloneqq\!3$ in	w_{sup} := 3 in Superficie de desgaste.						
	DISE	ÑO DE LA S		DEL ACERO ES	TRUCTURAL	:	
			Vigalon	aitudinal			
			VIGU LUTI	gillandi			
bfs = 0.40	\boldsymbol{m}		Ar	ncho del ala	superior.		
tfs = 0.030) m		Es	pesor del alc	superior.		
hw := 1.55	\boldsymbol{m}		Al	tura total.			
tw := 0.012	2 m		Es	pesor del aln	na.		
$bfi \coloneqq 0.60$	\boldsymbol{m}		Ar	ncho del ala	inferior.		
tfi := 0.035	tfi = 0.035 m Espesor del ala inferior.						
0							
VIGA	Area(cm²)	Xcg(cm4)	Ycg(cm4)	X(cm)	Y(cm)	Å	dy
Patin sup	120.000	90.000	16000.000	00 153.500 30.000 7968.829 0.00			0.000
Alma	178.200	327475.913	21.384	77.750	30.000	182.744	0.000
Patin inf	210.000	214.375	63000.000	1.750	30.000	3903.963	0.000
	508.20					I	
[yg	30	cm	Ix	2136437.1	cm4	
	xg	64.23	cm	ly	79021.384	cm4	
	$y_g = 0.3$ r $x_g = 0.642$	n I 2 m I	$x_viga = 213$ $y_viga = 790$	36437.067 <i>cm</i>)21.384 <i>cm</i> ⁴	4		
			Lo	sa			
$ts \coloneqq$	0.30 m		Espesor	de la losa. ts	>18cm		
d_{ex} :=	$=1.5 \cdot ts = 4$	15 <i>cm</i>	Distanc	ia de volado			
dex:	=0.75 m						





	Materia	les	
$fc_{losa} \coloneqq 280 \ \frac{kgf}{cm^2}$	Esfuerzo de cor	npresión del	concreto de la losa.
$E_{losa} \coloneqq 15000 \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot \sqrt{f}$	$c_{losa} \cdot \frac{cm^2}{kgf} = 25098$	$98.008 \frac{kgf}{cm^2}$	Modulo de elasticidad o concreto de la losa.
$fy \coloneqq 4200 \ \frac{kgf}{cm^2}$	Esfuerzo de flue	encia del ace	ero de refuerzo.
$\begin{array}{l} Fy \coloneqq 345 \; \textit{MPa} \\ Fu \coloneqq 485 \; \textit{MPa} \\ E_{acero} \coloneqq 200000 \; \textit{MPa} \end{array}$	Esfuerzo de flue Resistencia a la Modulo de elas	encia del ace i tracción mír sticidad del c	ero estructural. nima. acero.
$\gamma_{concreto} \coloneqq 2.5 \; rac{tonnef}{m^3}$	Peso especifico	del concret	o armado.
$\gamma_{acero} \coloneqq 7.85 \frac{tonnef}{m^3}$	Peso especifico	o del acero.	
$\gamma_{asfalto} \coloneqq 2.2 \; rac{tonnef}{m^3}$	Peso especifico	o del asfalto.	
<i>n</i> :=8	Relación modu	lar	
CALCULO	D DE LAS PROPIED	ADES DE LA S	ECCION
CALCULO Limites	D DE LAS PROPIED. de proporcional	ADES DE LA S idad de la se	
CALCULO Limites Sin rigidizadores=1 Con rigidizadores=2	D DE LAS PROPIED. de proporcional $\frac{hw}{tw} = 129.167$	ADES DE LA S idad de la se $\frac{D}{t_w} \le 150$	ECCION cción AASHTO EC(6.10.2.1.1-1)
CALCULO Limites Sin rigidizadores=1 Con rigidizadores=2 <i>RIGIDIZADOR</i> := 1	D DE LAS PROPIED. de proporcional $\frac{hw}{tw} = 129.167$	ADES DE LA S idad de la se $\frac{D}{t_w} \le 150$ $\frac{D}{t_w} \le 300$	ECCION CCIÓN AASHTO EC(6.10.2.1.1-1) AASHTO EC(6.10.2.1.2-1)
CALCULOLimitesSin rigidizadores=1Con rigidizadores=2RIGIDIZADOR := 1if RIGIDIZADOR := 1if REVISAelse "REVISAelse if RIGIDIZ	D DE LAS PROPIED. de proporcional $\frac{hw}{tw} = 129.167$ POR = 1 = "OF R" ZADOR = 2	ADES DE LA S idad de la se $\frac{D}{t_w} \le 150$ $\frac{D}{t_w} \le 300$	ECCION CCIÓN AASHTO EC(6.10.2.1.1-1) AASHTO EC(6.10.2.1.2-1)
CALCULOLimitesSin rigidizadores=1Con rigidizadores=2RIGIDIZADOR := 1if RIGIDIZADOR := 1if RIGIDIZADOR := 1if $\frac{hw}{tw} \leq 150$ "OK"else "REVISAelse if RIGIDIZ if $\frac{hw}{tw} \leq 300$ if $\frac{hw}{tw} \leq 300$	D DE LAS PROPIED de proporcional $\frac{hw}{tw} = 129.167$ POR = 1 = "OF R" ZADOR = 2	ADES DE LA S idad de la se $\frac{D}{t_w} \le 150$ $\frac{D}{t_w} \le 300$	ECCION CCIÓN AASHTO EC(6.10.2.1.1-1 AASHTO EC(6.10.2.1.2-1



CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 2 de 24



Proporción de la	as alas
$Ala_sup1 \coloneqq \text{if } \frac{bfs}{2 \cdot tfs} < 12 = \text{``OK''} \qquad A$ $ \parallel \text{``OK''} \\ \text{else} \\ \parallel \\ \parallel \\ \parallel$	$\frac{b_{f}}{2t_{f}} \le 12.0,$ AASHTO EC(6.10.2.2-1) $la_inf1 := \text{if } \frac{bfi}{2 \cdot tfi} < 12 = \text{``OK''}$ $\ \text{``OK''}$ else
$\ \text{"REVISAR"} $ $hw - (tfs + tfi)$	$\ \text{"REVISAR"}\ $ $b_f \ge D/6, \text{ AASHIO EC}(6.10.2.2-2)$ $hw - (tfs + tfi)$
$Ala_sup2 \coloneqq \text{if } bfs > \frac{nw - (tfs + tft)}{6} = \text{``OK''} Ala_$ $ \parallel \text{``OK''}$ else $ \parallel \text{``REVISAR''}$	$inf2 \coloneqq \text{if } bfi > \frac{nw - (cjs + cjt)}{6} = \text{``OK''}$ $ \ \text{``OK''}$ else $ \ \text{``REVISAR''}$
$Ala_sup3 \coloneqq \text{if } tfs > 1.1 \ tw = \text{``OK''} \qquad A$ $ \ \text{``OK''} \\ \text{else} \\ \ \text{``REVISAR''} $	$t_{f} \geq 1.1t_{w}, \text{AASHTO EC}(6.10.2.2-3)$ $la_inf3 \coloneqq \text{if } tfi > 1.1 \ tw \qquad = \text{``OK''}$ $\parallel \text{``OK''}$ else $\parallel \text{``REVISAR''}$
$I_{yc} \coloneqq \frac{bfs \cdot tfs^{3}}{12} = 90 \ cm^{4} \qquad \qquad I_{yt} \coloneqq$ Relación de proporción: $\frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 0.42$	$\frac{bfi \cdot tfi^{3}}{12} = 214.375 \ cm^{4}$ $0.1 \le \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \le 10$ AASHTO EC(6.10.2.2-4)
$ \begin{array}{c} \text{if } \frac{I_{yc}}{I_{yt}} < 0.1 \\ \ \text{``REVISAR''} \\ \text{else if } \frac{I_{yc}}{I_{yt}} > 10 \\ \ \text{``REVISAR''} \\ \ \text{``REVISAR''} \\ \text{else} \\ \ \text{``OK''} \\ \end{array} $	



CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 3 de 24









	VIGA	Area(cm²)	Xcg(cm4)	Ycg(cm4)	X(cm)	Y(cm)	dx	dy	
	Patin sup	120.000	90.000	16000.000	183.500	30.000	6431.269	0.000	
	Alma	178.200	327475.913	21.384	77.750	30.000	653.048	0.000	
	Patin inf	210.000	214.375	63000.000	1.750	30.000	10313.379	0.000	
	Comp. 3n	243.750	18281.250	1340.942	170.000	30.000	4448.249	0.000	
l	. t	751.95							
			S.,	2 2	Ix	4484257.2	cm4		
		xg	103.30	cm					
				$x_{g_3n_inf} = 1$	1.033 m				
				$x_{g_3n_sup} :=$	$hw + ts - x_{g_{\perp}}$	$_{3n_inf} = 0.817$	' m		
				$I_x^{\vee}_{viqa 3n} =$	$0.045 \ m^4$				
				$I_{x_losa_3n} =$	18281.25 ст 1	u ⁴			
				$sx_{sup_3n} \coloneqq 1$	$\frac{1}{x_v_{iga_3n}} = 54$	4890.099 <i>cm</i>	1 ³		
					<u>g_3n_</u> 3up				
	sx_{inf_3n} := $rac{I_{x_viga_3n}}{x_{g_3n_inf}}$ =43408.02 $m{cm}^3$								
	Fibra infe	rior del tc	iblero	sx_{losa_3n} := -	$x_{g_3n_sup} \cdot sx_s \ x_{g_3n_sup}$	$\frac{up_3n}{2} = 5489$	0.099 <i>cm</i> ³		
			S	ección Co	ompuesta n				
				n=8		Tra	nsformad	o para	
					1	cai	rgas perm	nanentes	5
				$A_{c \ transf \ n}$:	$=\frac{A_{losa}}{=}=0.0$	73 m ² y d	e larga d	uración	
				A	n				
				$b_{eff\ n} \coloneqq \frac{A_c}{d}$	$\frac{transf_n}{2} = 24$.375 cm			
				- 5 5 = -	ts				
				$A_n \coloneqq A_{viga}$	$+A_{c_transf_n} =$	$=0.124 \ m^2$			
	VIGA	Area(cm²)	Xcg(cm4)	Ycg(cm4)	X(cm)	Y(cm)	qx	dy	
	Patin sup	120.000	90.000	16000.000	153.500	30.000	721.845	0.000	
	Alma	178.200	327475.913	21.384	77.750	30.000	2389.530	0.000	
	Patin inf	210.000	214.375	63000.000	1.750	30.000	15595.719	0.000	
	Comp. 3n	731.250	54843.750	36205.444	170.000	30.000	1880.712	0.000	
l		1239.45							
	Ĩ				ly.	EEAEA21 E	cm4		
		VO	10/ /2	cm	IX	0040401.5	CIII4		
		AU	120.00	UII					



CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 5 de 24













CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 UNIVERSIDAD DEL AZUAY 7 de 24





































CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 13 de 24









$\gamma_{DC}\!\coloneqq\!1.25$	correspondiente a factores de carga muerta y peso propio
$\gamma_{DW}\!\coloneqq\!1.50$	correspondiente a factores de carga muerta a la carga de rodadura + viga
$\gamma_{LL}\!\coloneqq\!1.75$	correspondiente a factores de carga viga correspondiente al camión de diseño
	Coeficiente de modificación de carga
$\eta_i \coloneqq 1.00$	correspondiente a coeficiente de importancia para puentes típicos
$\eta_D \coloneqq 1.00$	correspondiente a coeficiente de ductilidad para diseños y detalles convencionales
$\eta_R \coloneqq 1.00$	correspondiente a coeficiente de redundancia para niveles convencionales de redundancia
$\eta \coloneqq \eta_i \cdot \eta_D \cdot \eta_R = 1$	
	ANALISIS DE LA VIGA POR FLEXION
	RESISTENCIA I
	Momento sin factorar
$M_u\!\coloneqq\!M_{viga_ex}$	$terior_{LL} + M_{DC_vext1} + M_{DC_vext2} + M_{DW_vext} = (1.011 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot m$
	Momento factorado
$M_{u_soli} \coloneqq \eta \cdot \big(\big(\gamma_{LL} \cdot M_{vi} \big) \big)$	$ga_exterior_LL) + (\gamma_{DC} \cdot M_{DC_vext1}) + (\gamma_{DC} \cdot M_{DC_vext2}) + (\gamma_{DW} \cdot M_{DW_vext}))$
$M_{u_soli} = 1469.069$ ton	nef • m
Esf	uerzos de los patín sin considerar flexión lateral
$\phi_{flexion}$:= 1.00	
$f_{buc} \coloneqq \gamma_{DC} \cdot \left(\frac{M_{DC_v}}{sx_{sup}} \right)$	$\frac{ext1}{p} + \frac{M_{DC_vext2}}{sx_{sup}} \bigg)$



CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 UNIVERSIDAD DEL AZUAY 15 de 24







CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 16 de 24







CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 17 de 24







CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 18 de 24



















CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 21 de 24







CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 22 de 24







CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 UNIVERSIDAD DEL AZUAY 23 de 24







CRISTOPHER DUTAN ORTIZ - ANDRES GOMEZ ORELLANA 25/05/2025 24 de 24

ANEXO 2

(Diseño de elastomero)





CRISTOPHER DUTÁN - ANDRÉS GÓMEZ



Placa de Refuerzo
F := ksi
$\begin{bmatrix} T \\ Fy \end{bmatrix} := \text{Tipo de Acero: } 1 \checkmark$
$T = \text{``A36''} \qquad Fy = 36 \text{ ksi}$
Deflexión Máxima del Cortante
Δ_{cont_exp} := 39.070 mm
$\gamma_u \coloneqq 1.2$
$\Delta_s \coloneqq \Delta_{cont_exp} \cdot \gamma_u = 4.688 \ \textit{cm}$
DIMENSIONAMIENTO
Área Mínima
$\sigma_{min} \coloneqq 1.25 \ \textit{ksi} \qquad \text{AASHTO LRFD 14.7.6.3.2-8}$ $A_{min} \coloneqq \frac{Serv_1}{\sigma_{min}} = 1285.893 \ \textit{cm}^2$
Dimensiones Propuestas
$L := 35 \ cm \ W := 60 \ cm$
$A \coloneqq L \cdot W = 2100 \ \boldsymbol{cm}^2$
$\begin{array}{ c c c c c } Ver.A \coloneqq & \text{if } A_{min} \leq A & \text{ = "OK"} \\ & & \text{ "OK"} \\ & \text{ else if } A_{min} \geq A & \text{ "Cambiar Sección"} \end{array}$
Espesor Mínimo del Elastómero
h_{rtmin} := $2 \cdot \Delta_s$ = 9.377 cm AASHTO LRFD 14.7.6.3.4-1
Factor de Forma Mínimo
$\sigma_s \coloneqq \frac{Serv_1}{A} = 53.814 \frac{kgf}{cm^2}$ $S_{imin} \coloneqq \frac{\sigma_s}{1.25 \cdot G} = 4.71$ AASHTO LRFD 14.7.6.3.2-7
Grosor de la Capa Interior
$h_{rimax} \coloneqq \frac{L \cdot W}{2 \cdot S_{imin} \cdot (L + W)} = 2.347 \text{ cm} \text{AASHTO LRFD 14.7.5.1-1}$
$h_{ri} \coloneqq 1.6 \ cm$

CRISTOPHER DUTÁN - ANDRÉS GÓMEZ

Universidad Del Azuay



ACERO EN BASE A AASHTO LRFD BRIDGE DESING ED 9



Z

CRISTOPHER DUTÁN - ANDRÉS GÓMEZ





CRISTOPHER DUTÁN - ANDRÉS GÓMEZ





CRISTOPHER DUTÁN - ANDRÉS GÓMEZ





CRISTOPHER DUTÁN - ANDRÉS GÓMEZ





CRISTOPHER DUTÁN - ANDRÉS GÓMEZ





CRISTOPHER DUTÁN - ANDRÉS GÓMEZ

ANEXO 3

(Diseño de código de Escalamiento)

PROGRAMA DEMANDA SÍSMICA - PUENTES

DATOS PRELIMINARES

```
DT = 0.01; % Intervalo de paso
xi = 0.05; % Coeficiente de Amortiguamiento
M= 506.80; %Masa de la Estructura kg o Ton
Kel= 2002.414; % Rigidez del Elastómero N/m o KN/m
Tn = (2*pi)/(sqrt((8*Kel)/M)); % Periodo Objetivo [seg]
```

DEMANDA SÍSMICA

```
A = load('COYOTE_5.74h1.txt');
B = load('COYOTE 5.74h2.txt');
C = load('MEXICO_6.3H1.txt');
D = load('MEXICO_6.3H2.txt');
E = load('CHINA_7.9H1.txt');
F = load('CHINA_7.9H2.txt');
T = load ('periodos.dat');
% load "Nombre del archivo 1"
% load "Nombre del archivo 2"
% load "Nombre del archivo 3"
% load "Nombre del archivo ..."
% load "Nombre del archivo n"
for i=1:length(A)
    t1(i)=i*DT;
end
for i=1:length(B)
    t2(i)=i*DT;
end
for i=1:length(C)
    t3(i)=i*DT;
end
for i=1:length(D)
    t4(i)=i*DT;
end
for i=1:length(E)
    t5(i)=i*DT;
end
for i=1:length(F)
    t6(i)=i*DT;
end
```

ESPECTRO DE DISEÑO

DATOS DE LA NEC / DISEÑO SISMORESISTENTE

```
g = 9.81; % Aceleración de la gravedad [m/s^2]
z = 0.25; % Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fraccio
```
```
Fa = 1.30; % Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las or
Fd = 1.28; % Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elásti
Fs = 0.94; % Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de lo
n = 2.48; % Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0.1 s) y el PGA para el período de ref
r = 1; % Suelo Tipo C
[Sa_dis]=ESPEC_NEC_15(z,Fa,Fd,Fs,n,r,T);
figure
plot(T,Sa_dis,'b')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Aceleración espectral [m/s^2]')
title ('ESPECTRO CUENCA PGA = 0.25')
```



ESPECTRO DE RESPUESTA

```
[Sd1,Sa1] = espectral(xi,T,DT,A);
subplot(3,1,1);
plot(t1, A, 'Color', '#48D1CC');
xlabel('Tiempo (s)');
ylabel('Aceleración Suelo (g)');
title('Acelerograma');
```



```
[Sd2,Sa2] = espectral(xi,T,DT,B);
subplot(3,1,1);
plot(t2, B, 'Color', '#48D1CC');
xlabel('Tiempo (s)');
ylabel('Aceleración Suelo (g)');
title('Acelerograma');
```



```
[Sd3,Sa3] = espectral(xi,T,DT,C);
subplot(3,1,1);
plot(t3, C, 'Color', '#48D1CC');
xlabel('Tiempo (s)');
ylabel('Aceleración Suelo (g)');
title('Acelerograma');
```



```
[Sd4,Sa4] = espectral(xi,T,DT,D);
subplot(3,1,1);
plot(t4, D, 'Color', '#48D1CC');
xlabel('Tiempo (s)');
ylabel('Aceleración Suelo (g)');
```



```
[Sd5,Sa5] = espectral(xi,T,DT,E);
subplot(3,1,1);
plot(t5, E, 'Color', '#48D1CC');
xlabel('Tiempo (s)');
```



[Sd6,Sa6] = espectral(xi,T,DT,F); subplot(3,1,1); plot(t6, F, 'Color', '#48D1CC');

xlabel('Tiempo (s)'); ylabel('Aceleración Suelo (g)'); title('Acelerograma');



MEDIA GEOMÉTICA - MÉTODO SRSS

```
Sat1= sqrt(power(Sa1,2)+power(Sa2,2));
```

```
figure
plot(T,Sat1,'r')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Aceleración Espectral [m/s^2]')
title ('Espectro Respuesta SRSS')
```





plot(T,Sat3,'r')
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Aceleración Espectral [m/s^2]')
title ('Espectro Respuesta SRSS')



ESCALAMIENTO SÍSMICO

```
Sa_1_NEC = interp1(T,Sa_dis,round(Tn,2))
```

Sa_1_NEC = 0.3663

Sa_1_RESP = interp1(T,Sat1,round(Tn,2))

Sa_1_RESP = 0.3671

 $Fs1 = (1.3*Sa_1_NEC/Sa_1_RESP)$

Fs1 = 1.2973

Sa_2_RESP = interp1(T,Sat2,round(Tn,2))

 $Sa_2_{RESP} = 0.6909$

 $Fs2 = (1.3*Sa_1_NEC/Sa_2_RESP)$

Fs2 = 0.6892

```
Sa_3_RESP = interp1(T,Sat3,round(Tn,2))
```

Sa_3_RESP = 1.6547

 $Fs3 = (1.3*Sa_1_NEC/Sa_3_RESP)$

Fs3 = 0.2878

FACTOR FPS1

FpsSa1= Sat1*Fs1
FpsSa1 = 500×1 0.4134 0.4140 0.4182 0.4332 0.4538 0.4629 0.4521 0.4810 0.5301 0.6323
FpsSa2= Sat2*Fs2
FpsSa2 = 500×1 0.6209 0.6135 0.7454 0.8220 0.7636 0.9956 0.8749 0.7835 0.7478 0.7629
FpsSa3= Sat3*Fs3
FpsSa3 = 500×1 0.2035 0.2059 0.2153 0.2175 0.2099 0.2046 0.2063 0.2092 0.2167
Sat= (Sat1+Sat2+Sat3)/3

Sat = 500×1 0.6422 0.6387

0.7064 0.7582 0.7378

0.8435

0.7762

0.7414

0.7401

0	.7824
Satf	ps= (FpsSa1+FpsSa2+FpsSa3)/3
Satfp 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	s = 500×1 .4126 .4103 .4565 .4902 .4783 .5561 .5105 .4903 .4903 .4957 .5373
figu plot	re (T.Sat.'r')

```
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Aceleración Espectral [m/s^2]')
title ('Espectro Respuesta SRSS Promedio sin escalar')
```



figure
hold on
plot(T,Sa_dis,'b')
plot (T,Sat,'k')
plot (T,Sat1,'r')

```
plot (T,Sat2,'g')
plot (T,Sat3,'c')
plot(Tn,Sa_1_NEC , 's', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(Tn,Sa_1_RESP , 'ro', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(Tn,Sa_2_RESP , 'ro', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
plot(Tn,Sa_3_RESP , 'ro', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
title('Espectro NEC vs Espectro Respuesta SRSS sin escalar');
legend('ESPECTRO CUENCA','Espectro Respuesta SRSS Promedio','Espectro Respuesta SRSS Sismo 1','
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Aceleración espectral [m/s^2]')
hold off
```



plot (T,FpsSa2,'g')
plot (T,FpsSa3,'c')
plot(Tn,Sa_1_NEC , 's', 'MarkerSize', 4, 'LineWidth', 4) % Punto de análisis
title('Espectro NEC vs Espectro Respuesta SRSS Escalado FPS');
legend('ESPECTRO CUENCA','Espectro Respuesta SRSS Promedio','Espectro Respuesta SRSS Sismo 1','
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Aceleración espectral [m/s^2]')
hold off



ESCALAMIENTO SÍSMICO

FACTORES DE ESCALA SS

Sa = transpose(Satfps);
[SS,CS1,CS2,CS3,Sa_SF,Sa_SFs1,Sa_SFs2,Sa_SFs3] = Seismic_scaling(T,Sa_dis,Sa,Tn,FpsSa1,FpsSa2,F

El factor de escala SS = 1.33 El factor de escala CS para cada sismo 1 son = 1.7253 El factor de escala CS para cada sismo 2 son = 0.91668 El factor de escala CS para cada sismo 3 son = 0.38279



0.5761 0.6035 0.6156 0.6013 0.6397 0.7050 0.8409
$Sa SEs2 = 500 \times 1$
0.8258
0.8159
0.9914
1.0933
1.0156
1.3241
1.1636
1.0420
0.9945
:
Sa SFs3 = 500×1
0.2707
0.2706
0.2738
0.2864
0.2893
0.2791
0.2721
0.2744
0.2882
:

ESPECTRO OBJETIVO VS ESPECTRO DE RESPUESTA

```
figure
hold on
plot(T,Sa_dis,'b')
plot (T,Sa_SF,'k')
plot (T,Sa_SFs1,'r')
plot (T,Sa_SFs2,'g')
plot (T,Sa_SFs3,'c')
title('Espectro NEC vs Espectro Respuesta SRSS Escalado CS');
```

```
legend('ESPECTRO CUENCA','Espectro Respuesta Promedio CS','Espectro Respuesta Sismo 1 CS','Espe
xlabel('Periodo [s]')
ylabel('Aceleración espectral [m/s^2]')
hold off
```



figure hold on plot(T,Sa_dis,'b') plot (T,Sa_SF,'k') title('Espectro NEC vs Espectro Respuesta SRSS Escalado FPS'); legend('ESPECTRO CUENCA','Espectro Respuesta Promedio CS') xlabel('Periodo [s]') ylabel('Aceleración espectral [m/s^2]') hold off



Exportar datos obtenidos en formato txt

```
Sa_escalado = transpose(Sa_SF);
save('resp_saesc.txt', 'Sa_escalado', '-ascii')
ComponenteH1_escalados1 = CS1*A;
ComponenteH2_escalados2 = CS2*B;
ComponenteH1_escalados2 = CS2*D;
ComponenteH1_escalados3 = CS3*E;
ComponenteH2_escalados3 = CS3*F;
save('resp_H1escS1.txt','ComponenteH1_escalados1','-ascii')
save('resp_H2escS1.txt','ComponenteH1_escalados1','-ascii')
save('resp_H1escS2.txt','ComponenteH1_escalados2','-ascii')
save('resp_H2escS2.txt','ComponenteH1_escalados2','-ascii')
save('resp_H2escS2.txt','ComponenteH1_escalados2','-ascii')
save('resp_H2escS2.txt','ComponenteH1_escalados2','-ascii')
save('resp_H2escS3.txt','ComponenteH1_escalados3','-ascii')
save('resp_H2escS3.txt','ComponenteH2_escalados3','-ascii')
```

FUNCIÓN DEL ESPECTRO DE LA NEC

```
function [Sa_dis] = ESPEC_NEC_15(z,Fa,Fd,Fs,n,r,T_dis)
% La función denominada espectrosdis permite calcular los espectros de
% diseño de una dertimanada localización según la Norma Ecuatoriana de
% Construcción (NEC) en base a los siguientes criterios:
%
% Donde los datos de entrada son los siguientes:
%
```

```
% z -> Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de
% Fa -> Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordena
% Fd -> Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de
% Fs -> Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los sue
% n  -> Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno
% r -> Factor dependiente del tipo de suelo
% T dis -> Periodo de diseño
% Definimos el periodo de diseño del sistema
% Procedimiento
% Calculamos el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones qu
Tc=0.55*Fs*(Fd/Fa);
% Calculamos el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones qu
T0=0.1*Fs*(Fd/Fa);
% Definimos el período fundamental de vibración de la estructura
T f=[0, T0];
% Determinamos los componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño
for i=1:length(T_dis)
    if T_dis(i) <= T0</pre>
        Sa_dis(i) = z*Fa*(1+(n-1)*(T_dis(i)/T0));
    elseif T_dis(i) < Tc</pre>
        Sa_dis(i) = n*z*Fa;
    else
        Sa_dis(i) = n*z*Fa*(Tc/T_dis(i))^r;
    end
end
end
```

FUNCIÓN DEL MÉTODO DE LA INTERPOLACIÓN DE LA EXCITACIÓN-OCHO CONSTANTES

```
function [u,v] = interpola(k,xi, dt,t, wn, wD, ac)
%
% Donde los datos de entrada son los siguientes:
% k = Rigidez del sistema [N/m]
% xi = Coeficiente de amortiguamiento [Adimencional]
% dt = Variación del tiempo [s]
% t = Intervalo de tiempo del sistema [s]
% wn = velocidad angular del sistema [rad/s]
% wD = velocidad angular amortiguada del sistema [rad/s]
% ac = Obtenido del acelerograma
% Cálculamos los datos que necesitan los coeficientes
% Datos del coeficiente A
exponencial = exp(-xi*wn*dt);
rel_1 = xi/sqrt(1-xi^2);
seno = sin(wD*dt);
coseno = cos(wD*dt);
% Datos del coeficiente B
rel 2 = 1/wD;
% Datos del coeficiente C
rel_3 = 2*xi/(wn*dt);
rel_4 = (1-2*xi^2)/(wD*dt);
% Datos del coeficiente D
rel_5 = (2*xi^2-1)/(wD*dt);
% Datos del coeficiente A'
rel_6 = wn/sqrt(1-xi^2);
```

```
% Datos del coeficiente B'
% Depende de las anteriores relaciones
% Datos del coeficiente C'
rel 7 = 1/dt;
rel_8 = xi/(dt*sqrt(1-xi^2));
% Datos del coeficiente D'
rel 9 = 1/(k*dt);
% Calculamos los coeficientes para las fórmulas de recurrencia
A = exponencial*((rel_1*seno)+coseno);
B = exponencial*(rel 2*seno);
C = (1/k)*(rel_3+exponencial*((rel_4-rel_1)*seno-(1+rel_3)*coseno));
D = (1/k)*(1-rel 3+exponencial*(rel 5*seno+rel 3*coseno));
A p = -exponencial*(rel 6*seno);
B_p = exponencial*(coseno-rel_1*seno);
C p = (1/k)^{(-rel 7+exponencial)}((rel 6+rel 8)^{(rel 7+rel 7+coseno)});
D p = rel 9*(1-exponencial*(rel 1*seno+coseno));
% Calculamos los desplazamientos y velocidades
u(1,1) = 0; % Desplzamiento inicial
v(1,1) = 0; % Velocidad Inicial
% Método de la interpolación
for i=1:length(ac)-1
  u(i+1,1)= A*u(i,1)+B*v(i,1)+C*ac(i,1)+D*ac(i+1,1);
  v(i+1,1)= A_p*u(i,1)+B_p*v(i,1)+C_p*ac(i,1)+D_p*ac(i+1,1);
end
end
```

FUNCIÓN PARA OBTENER LOS ESPECTRO DE RESPUESTA

```
function [Sd,Sa] = espectral(xi,T,dt,ac)
%
%
% Donde los datos de entrada son los siguientes:
%
% xi = Coeficiente de amortiguamiento [Adimencional]
% T = Intervalo de Periodo del sistema [s]
% dt = Variación del tiempo [s]
% ac = aceleración sísmica {u''g(t)*g} [m/s^2]
%
% Procedimiento
for i=1:length(T)
    w_n(i) = (2*pi())/T(i);
    w_D(i) = w_n(i) * sqrt(1-xi^2);
    [u,v] = interpola(w_n(i)^2,xi, dt,T, w_n(i), w_D(i), ac);
    Sd(i,1) = max(abs(u));
    Sa(i,1) = w_n(i)^2*Sd(i);
end
% Realización de Gráficas
figure('Position', [100, 100, 800, 1000]);
% Gráfica del Espectro de respuesta de Pseudo desplazamiento
subplot(3,1,2);
plot(T, Sd, 'Color', '#00FA9A');
xlabel('Perido (s)');
ylabel('Desplazamiento');
```

```
title('Espectro de respuesta de Pseudo-Desplazamiento');
% Gráfica del Espectro de respuesta del Pseudo_Aceleración
subplot(3,1,3);
plot(T, Sa, 'Color', '#7B68EE');
xlabel('Periodo (s)');
ylabel('Pseudo-Aceleración (Sa)');
title('Espectro de respuesta de Pseudo-Aceleración');
```

end

FUNCIÓN PARA FACTORES DE ESCALA

```
function [SS,CS1,CS2,CS3,Sa_SF,Sa_SFs1,Sa_SFs2,Sa_SFs3] = Seismic_scaling(T,TS,RS,TP,S1e,S2
%
% La función denominada Seismic_scaling permite obtener el escalamiento
% sísmico según los lineamientos de la normativa ASCE 7.
%
% Donde los datos de entrada son los siguientes:
%
% T = Intervalo de Periodo del sistema [s]
% TS = Target Spectrum - Espectro Objetivo [g]
% RS = Response Spectrum - Espectro Respuesta SRSS promedio escalado [g]
% TP = Target Period - Periodo Objetivo [s]
%
% Procedimiento de escalado
%
% 2. Calculamos la máxima diferencia normalizada entre el espectro objetivo
% y el espectro escalado SF1
    idx = (T >= 0.2*TP) & (T <= 1.5*TP);
    Sa_objetivo = 1.17*TS;
    Sa escalado = RS;
    numerador = Sa_objetivo(idx) - Sa_escalado(idx);
    denominador = Sa_objetivo(idx);
    epsilon_ASCE = max(numerador ./ denominador);
% 3. Calculamos el segundo factor de escalamiento
    SS=((1-epsilon_ASCE)^(-1));
    Comentario_SS = [' El factor de escala SS = ',num2str(SS)];
    disp(Comentario SS)
%4. Calculamos el espectro ya con los factores SF1 y SF2
Sa_SF= RS*SS;
Sa SFs1=S1e*SS;
Sa_SFs2=S2e*SS;
Sa SFs3=S3e*SS;
% 5. Valores CS para cada sismo
CS1= FPS1*SS;
CS2= FPS2*SS;
CS3= FPS3*SS;
Comentario_CS1 = [' El factor de escala CS para cada sismo 1 son = ',num2str(CS1)];
Comentario CS2 = [' El factor de escala CS para cada sismo 2 son = ',num2str(CS2)];
Comentario_CS3 = [' El factor de escala CS para cada sismo 3 son = ',num2str(CS3)];
disp(Comentario_CS1)
disp(Comentario CS2)
disp(Comentario_CS3)
```

```
figure('Position', [100, 100, 800, 1000]);
subplot(2,2,1);
plot(T,Sa_SF, 'r--', 'LineWidth', 1);
title('Espectro Escalado Promedio SRSS - CS');
xlabel('Periodo [s]');
ylabel('Aceleración espectral [g]');
grid on
subplot(2,2,2);
plot(T, Sa_SFs1,'g--','LineWidth', 1);
title('Espectro Escalado SRSS Sismo1 - CS');
xlabel('Periodo [s]');
ylabel('Aceleración espectral [g]');
grid on
grid on
subplot(2,2,3);
plot(T, Sa_SFs2, 'b--', 'LineWidth', 1);
title('Espectro Escalado SRSS Sismo2 - CS');
xlabel('Periodo [s]');
ylabel('Aceleración espectral [g]');
grid on
subplot(2,2,4);
plot(T, Sa_SFs3,'c--','LineWidth', 1);
title('Espectro Escalado SRSS Sismo3 - CS');
xlabel('Periodo [s]');
ylabel('Aceleración espectral [g]');
grid on
end
```

ANEXO 4

(Resultados Obtenidos - Graficas)

			SECCION	I DE VIGA					CA	RGAS AC	TUANTES	MOMEN	TOS DEBIDO	A CARGAS	CORTANT	E DEBIDO A	CARGAS	SC	BRE CARGA	RIGIDIZ	ADORES
Longitud	#s (m)	(m) złd	tw (m)	hw (m)	tti (m)	bil (m)	Ts (losa) m	Δ (deformacion) mm	Wdc1 TOTAL (fon/m)	Wdc2 TOTAL (fon/m)	Wdw TOTAL (ton/m)	M-Wdc1 TOTAL (ton*m)	M-Wdc2 TOTAL (fon*m)	M-Wdw TOTAL (ton*m)	V-Wdc1 TOTAL (fon)	V-Wdc2 TOTAL (fon)	V-Wdw TOTAL (fon)	LL+IM (ton*m)	Cortante LL (fon)	Interior (c/m)	Exterior (c/m)
10	0.018	0.300	0.012	0.750	0.022	0.450	0.180	4.990	1.160	0.875	0.261	14.550	10.930	4.086	5.822	4.370	1.634	112.460	28.450		
20	0.018	0.300	0.012	0.900	0.025	0.500	0.180	24.450	1.199	0.875	0.327	59.937	43.750	16.345	11.987	8.750	3.269	257.055	37.910		
30	0.020	0.400	0.012	1.300	0.030	0.500	0.200	33.950	1.373	0.875	0.327	154.496	98.438	36.776	20.600	13.125	4.903	462.130	44.223	1.800	1.000
40	0.030	0.400	0.012	1.550	0.035	0.600	0.300	39.070	1.961	0.875	0.268	392.280	175.000	65.380	39.220	17.500	6.538	619.100	49.751	1.250	1.000
50	0.030	0.400	0.015	2.000	0.035	0.600	0.300	50.320	2.049	0.875	0.327	640.430	273.430	102.150	51.230	21.875	8.172	835.870	54.964	2.500	1.800

	ELASTÓMER	80																																		
		CARGAS				SECCION	DE VIGA						COMPORTA	MIENTO HISTER	ÉTICO				LONGITUD DE APOYO (cm) AASHTO			LONGITUD DE A				LONGITUD				LONGITUD DE APOYO (cm) NORMA CHILENA- PUENTES CON ESVIAJE SEO						
						B	Dd	apas	D	cm]	Resp	ouesta Late	ral	Respuesta Vertical	Respuesta Re	otacional				ESVIAJE				LONGITUD MINIMA DE			ESVIAJE									
Longitud	DC (ton)	DW [ton]	LL [ton]	L [cm]	[cm]	hri - grosor ca interior(cm)	hre - grosor oo exterior(cm	n - número de c Interiores	hs - grosor ca acero(cm)	H- Atura Total	Kle (kN/m)	Dy(cm)	Fye [KN]	Kve (kN/m)	Keex (kN*m/rad)	KBey [kN*m/rad]	Longitud	0°	15°	30°	45°	60°	Longitud	MANUAL DE CARRETERAS- PUENTES RECTOS (SE)	0°	15°	30°	45°	60%	LONGITUD M	INIMA DE MES	A DE APOYO	A RESPETAR			
10	10.192	1.634	28.450	10.500	45.000	0.500	0.050	3.000	0.200	2.400	2646.940	1.567	41.489	920880.045	423.029	7769.925	10 m	22.0 cm	23.0 cm	25.0 cm	28.0 cm	32.0 cm	10 m	75.0 cm	43.6 cm	43.6 cm	43.6 cm	43.6 cm	43.6 cm	75.0 cm	75.0 cm	75.0 cm	75.0 cm	75.0 cm		
20	20.737	3.269	37.910	25.000	50.000	1.100	0.200	5.000	0.200	7.100	1898.980	5.002	94.982	523134.921	1362.331	5449.322	20 m	24.0 cm	25.0 cm	27.0 cm	30.0 cm	34.0 cm	20 m	80.0 cm	87.2 cm	87.3 cm	87.3 cm	87.3 cm	87.3 cm	87.2 cm	87.3 cm	87.3 cm	87.3 cm	87.3 cm		
30	33.725	4.903	44.223	30.000	50.000	1.400	0.600	5.000	0.200	9.400	1639.607	8.167	133.914	352912.841	1323.423	3676.175	30 m	26.0 cm	26.0 cm	28.0 cm	32.0 cm	37.0 cm	30 m	85.0 cm	130.9 cm	130.9 cm	130.9 cm	130.9 cm	130.9 cm	130.9 cm	130.9 cm	130.9 cm	130.9 cm	130.9 cm		
40	56.720	6.538	49.751	35.000	60.000	1.600	0.700	5.000	0.200	10.600	2002.414	10.293	206.112	458655.321	2341.053	6879.830	40 m	27.0 cm	28.0 cm	30.0 cm	34.0 cm	39.0 cm	40 m	90.0 cm	174.5 cm	174.5 cm	174.5 cm	174.5 cm	174.5 cm	174.5 cm	174.5 cm	174.5 cm	174.5 cm	174.5 cm		
50	73.105	8.172	54.964	45.000	60.000	1.800	1.000	6.000	0.200	14.200	1890.672	14.010	264.890	363281.288	2421.875	6395.264	50 m	29.0 cm	30.0 cm	32.0 cm	36.0 cm	42.0 cm	50 m	95.0 cm	218.1 cm	218.1 cm	218.1 cm	218.1 cm	218.1 cm	218.1 cm	218.1 cm	218.1 cm	218.1 cm	218.1 cm		

DIMENSION	JUNTA

	HORM	NIGON		ACERO
Temp min	-12.22 C°	10.00 F°	-17.78 C°	0.00 F°
Temp max	26.67 C°	80.01 F°	48.89 C°	120.00 F°
α	0.0000100 1/C°	0.0000060 1/F°	******	0.0000065 1/F°
μ	1	0	β	0.0002
8	38.89	70.00 F°	66.67	120.01 F°

				HORMIGON LO	JSA		ACERO VIGA	5	DECODULACE.
Longitud (m)	Longitud (ft)	d (m) Longitud (Def Termica	Def Shrin	Total Def	Def Termica	Def Shrin	Total Def	TOTAL
10	32.81	32.81	0.39 cm	0.20 cm	0.59 cm	0.80 cm	0	0.80 cm	1.39 cm
15	49.215	49.215	0.58 cm	0.30 cm	0.88 cm	1.20 cm	0	1.20 cm	2.08 cm
20	65.62	65.62	0.78 cm	0.40 cm	1.18 cm	1.60 cm	0	1.60 cm	2.78 cm
25	82.025	82.025	0.97 cm	0.50 cm	1.47 cm	2.00 cm	0	2.00 cm	3.47 cm
30	98.43	98.43	1.17 cm	0.60 cm	1.77 cm	2.40 cm	0	2.40 cm	4.17 cm
35	114.835	114.835	1.36 cm	0.70 cm	2.06 cm	2.80 cm	0	2.80 cm	4.86 cm
40	131.24	131.24	1.56 cm	0.80 cm	2.36 cm	3.20 cm	0	3.20 cm	5.56 cm
50	164.05	164.05	1.94 cm	1.00 cm	2.94 cm	4.00 cm	0	4.00 cm	6.94 cm

Low offered Area			Periodo (s	:)	fre	cuencia (H:	:)	Masa
Longitua (m)	Angulo (*)	1	2	3	1	2	3	(tonnef)
	0	0.42	0.42	0.26	2.37	2.38	3.82	94.48
	15	0.60	0.41	0.21	1.63	2.38	4.56	94.48
10	30	0.60	0.41	0.22	1.63	2.38	4.69	94.48
	45	0.60	0.41	0.20	1.63	2.40	4.98	94.48
	60							94.48
	0	0.59	0.59	0.40	1.66	1.66	2.44	192.08
	15	0.59	0.59	0.40	1.66	1.67	2.45	192.08
20	30	0.59	0.59	0.40	1.66	1.67	2.47	192.08
	45	0.59	0.59	0.39	1.66	1.67	2.52	192.08
	60	0.59	0.59	0.37	1.66	1.67	2.68	192.08
	0	0.76	0.75	0.52	1.31	1.31	1.89	309.00
	15	0.76	0.75	0.52	1.31	1.31	1.84	309.00
30	30	0.76	0.75	0.52	1.31	1.31	1.90	309.00
	45	0.76	0.75	0.52	1.31	1.31	1.92	309.00
	60	0.76	0.75	0.50	1.31	1.31	1.97	309.00
	0	0.97	0.97	0.68	1.02	1.02	1.46	506.80
	15	0.97	0.97	0.68	1.02	1.02	1.46	506.80
40	30	0.97	0.97	0.67	1.02	1.02	1.47	506.80
	45	0.97	0.97	0.68	1.02	1.02	1.46	506.80
	60	0.97	0.97	0.66	1.02	1.02	1.50	506.80
	0	1.10	1.10	0.77	0.87	0.90	1.29	658.40
	15	1.10	1.10	0.77	0.87	0.90	1.29	658.40
50	30	1.10	1.10	0.77	0.87	0.90	1.29	658.40
	45	1.10	1.10	0.77	0.87	0.90	1.29	658.40
	60	1.10	1.10	0.77	0.87	0.90	1.29	658.40

LONGITUD DE APOYO (cm) AASHTO mayorada *1.5

	ESVIAJE											
Longitud	0°	15°	30°	45°	60°							
10 m	33.0 cm	34.5 cm	37.5 cm	42.0 cm	48.0 cm							
20 m	36.0 cm	37.5 cm	40.5 cm	45.0 cm	51.0 cm							
30 m	39.0 cm	39.0 cm	42.0 cm	48.0 cm	55.5 cm							
40 m	40.5 cm	42.0 cm	45.0 cm	51.0 cm	58.5 cm							
50 m	43.5 cm	45.0 cm	48.0 cm	54.0 cm	63.0 cm							

I



ÍNIDICE DE ESVIAJE										
LONGITUD 10 M										
θ	L	wg	ls							
0°	10 m	7.2 m	0							
15°	10 m	7.2 m	0.1929234							
30°	10 m	7.2 m	0.4156922							
45°	10 m	7.2 m	0.72							
60°	10 m	7.2 m	1.2470766							

ÍNIDICE DE ESVIAJE						
LONGITUD 20 M						
θ L wg Is						
0°	20 m	7.2 m	0			
15°	20 m	7.2 m	0.0964617			
30°	20 m	7.2 m	0.2078461			
45°	20 m	7.2 m	0.36			
60°	20 m	7.2 m	0.6235383			

ÍNIDICE DE ESVIAJE						
LONGITUD 30 M						
θ L wg Is						
0°	30 m	7.2 m	0			
15°	30 m	7.2 m	0.0643078			
30°	30 m	7.2 m	0.1385641			
45°	30 m	7.2 m	0.24			
60° 30 m 7.2 m 0.41569						

ÍNIDICE DE ESVIAJE							
LONGITUD 40 M							
θ	ls						
0°	40 m	7.2 m	0				
15°	40 m	7.2 m	0.0482309				
30°	40 m	7.2 m	0.103923				
45°	40 m	7.2 m	0.18				
60°	40 m	7.2 m	0.3117691				

ÍNIDICE DE ESVIAJE						
LONGITUD 50 M						
θ L wg Is						
0°	50 m	7.2 m	0			
15°	50 m	7.2 m	0.0385847			
30°	50 m	7.2 m	0.0831384			
45°	50 m	7.2 m	0.144			
60°	50 m	7.2 m	0.2494153			

		DESPLAZAMIENTO PLACA DE APOYO				
		SISMO				
Longitua (m)	Angulo (≌)	1	2	3		
	0	5.01 cm	5.22 cm	5.08 cm		
	15	10.46 cm	4.32 cm	11.61 cm		
10	30	8.16 cm	9.83 cm	10.66 cm		
	45	11.11 cm	14.52 cm	15.13 cm		
	60	25.78 cm	26.08 cm	26.12 cm		
	0	5.14 cm	5.58 cm	5.49 cm		
	15	10.30 cm	10.85 cm	9.93 cm		
20	30	22.63 cm	27.50 cm	18.22 cm		
	45	38.80 cm	37.52 cm	44.81 cm		
	60	54.72 cm	41.23 cm	39.54 cm		
	0	5.16 cm	5.35 cm	5.15 cm		
	15	13.01 cm	13.06 cm	12.60 cm		
30	30	31.35 cm	26.12 cm	29.10 cm		
	45	41.83 cm	45.95 cm	42.60 cm		
	60	63.22 cm	39.01 cm	34.25 cm		
	0	3.98 cm	3.95 cm	3.96 cm		
40	15	20.17 cm	19.41 cm	20.63 cm		
	30	33.47 cm	37.83 cm	35.07 cm		
	45	61.32 cm	46.86 cm	41.98 cm		
	60	74.24 cm	44.26 cm	69.58 cm		
	0	10.03 cm	10.22 cm	10.16 cm		
	15	11.30 cm	12.36 cm	11.12 cm		
50	30	39.78 cm	42.50 cm	58.69 cm		
	45	67.98 cm	45.60 cm	57.59 cm		
	60	78.56 cm	47.58 cm	68.32 cm		

LONGITUD DE APOYO (cm) AASHTO							
Longitud	ESVIAJE						
Longituu	0	15	30	45	60		
10	22	23	25	28	32		
20	24	25	27	30	34		
30	26	26	28	32	37		
40	27	28	30	34	39		
50	29	30	32	36	42		
LONGITUD DE APOYO (cm) AASHTO mayorada							
Longitud			ESVIAJE				
Longituu	0	15	30	45	60		
10	33	34.5	37.5	42	48		
20	36	37.5	40.5	45	51		
30	39	39	42	48	55.5		
40	40.5	42	45	51	58.5		
50	43.5 45		48	54	63		
LONGITUD MINIMA DE MESA DE APOYO A RESPETAR							
		ESVIAJE					
0	15	30	45	60			
75	75	75 75		75			
87.238775	87.259049	87.259434	87.259495	87.259515			
130.85816	130.88857	130.88915	130.88924	130.88927			
174.47755	174.5181	174.51887	174.51899 174.519				
218.09694 218.14762		218.14859	218.14874	218.14879			
	•	•		•	ļ		

CON	COMP 1 COMP 2		COMP 3		COMP 4		COMP 5			
PUENT	E 10M	PUENT	PUENTE 20M		PUENTE 30M		PUENTE 40M		PUENTE 50M	
AASHTO		AASHTO		AASHTO		AASHTO		AASHTO		
0.2372727	0	0.2325	0	0.2057692	0	0.1474074	0	0.3524138	0	
0.5047826	0.1929234	0.434	0.0964617	0.5023077	0.0643078	0.7367857	0.0482309	0.412	0.0385847	
0.42624	0.4156922	1.0185185	0.2078461	1.1196429	0.1385641	1.261	0.103923	1.8340625	0.0831384	
0.5403571	0.72	1.4936667	0.36	1.4359375	0.24	1.8035294	0.18	1.8883333	0.144	
0.81625	1.2470766	1.609	0.6235383	1.709	0.4156922	1.904	0.3117691	1.870	0.2494153	
AASHT	AASHTO *1.5 AASHTO *1.5 AAS		AASHT	0 *1.5	AASHTO *1.5		AASHTO *1.5			
0.1581818	0	0.155	0	0.1371795	0	0.0982716	0	0.2349425	0	
0.3365217	0.1929234	0.2893333	0.0964617	0.3348718	0.0643078	0.0947619	0.0482309	0.2746667	0.0385847	
0.28416	0.4156922	0.6790123	0.2078461	0.7464286	0.1385641	0.8406667	0.103923	1.2227083	0.0831384	
0.3602381	0.72	0.9957778	0.36	0.9572917	0.24	1.2023529	0.18	1.2588889	0.144	
0.5441667	1.2470766	1.0729412	0.6235383	1.1390991	0.4156922	1.2690598	0.3117691	1.2469841	0.2494153	
MANUAL DI	E PUENTES	MANUAL DI	E PUENTES	MANUAL D	E PUENTES	MANUAL DE PUENTES		MANUAL DE PUENTES		
CHILE	ENO	CHILI	INO	CHILENO		CHILENO		CHILENO		
0.0696	0	0.0639624	0	0.040884	0	0.022811	0	0.0468599	0	
0.1548	0.1929234	0.1243424	0.0964617	0.0997795	0.0643078	0.1182112	0.0482309	0.0566589	0.0385847	
0.14208	0.4156922	0.3151522	0.2078461	0.2395156	0.1385641	0.2167674	0.103923	0.2690368	0.0831384	
0.2017333	0.72	0.5135258	0.36	0.3510602	0.24	0.3513658	0.18	0.3116222	0.144	
0.3482667	1.2470766	0.6270949	0.6235383	0.4830037	0.4156922	0.4253977	0.3117691	0.3601212	0.2494153	













