

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

Tema: Análisis no lineal del puente de sección compuesta tipo de 135 metros de longitud usando SAP2000.

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de cuarto nivel de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas.

Modalidad del trabajo: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

Autor: Ing. Byron Patricio Calo Catota

Director: Ing. Luis Marcelo Romo Proaño, M.Sc.

Ambato – Ecuador

2023

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

El Tribunal receptor del Trabajo de Titulación, presidido por: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre, MsC., e Ing. José Luis Yunapanta Velastegui, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación del Centro de Posgrados de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “ANÁLISIS NO LINEAL DE UN PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA TIPO DE 135 METROS DE LONGITUD USANDO SAP2000”, elaborado y presentado por el señor Ing. Byron Patricio Calo Catota, para optar por el Título de cuarto nivel de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación, el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la UTA.

Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal

Ing. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre, MsC.
Miembro del Tribunal

Ing. José Luis Yunapanta Velastegui, Mg.
Miembro del Tribunal

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: ANÁLISIS NO LINEAL DE UN PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA TIPO DE 135 METROS DE LONGITUD USANDO SAP2000, le corresponde exclusivamente a: Ing. Byron Patricio Calo Catota, autor bajo la Dirección de Ing. Luis Marcelo Romo Proaño, M.Sc., Director del Trabajo de Titulación, y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Byron Patricio Calo Catota

c.c.:1723432728

AUTOR

Ing. Luis Marcelo Romo Proaño, M.Sc.

c.c.: 1703891950

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi trabajo, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad.

Ing. Byron Patricio Calo Catota

c.c.:1723432728

ÍNDICE GENERAL

PORTADA.....	i
A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.....	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
ÍNDICE GENERAL.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	x
DEDICATORIA.....	xiv
AGRADECIMIENTO.....	xv
RESUMEN EJECUTIVO	xvi
EXECUTIVE SUMMARY	xviii
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 Introducción	1
1.2 Justificación.....	1
1.3 Objetivos	2
1.3.1 General	2
1.3.2 Específicos	2
CAPÍTULO II	3
ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	3
2.1 Superestructura.....	4
2.2 Columnas.....	5
2.3 Apoyos elastoméricos	6
2.4 Barras verticales sísmicas.....	7
2.5 Respuesta pasiva del relleno	9

2.6	Trabas sísmicas o llaves de corte	12
CAPÍTULO III		15
MARCO METODOLÓGICO		15
3.1	Ubicación	15
3.2	Equipos y materiales	15
3.3	Tipo de investigación	15
3.4	Prueba de Hipótesis – pregunta científica – idea a defender.....	15
3.5	Población o muestra	16
3.6	Recolección de información.....	16
3.7	Procesamiento de información y análisis estadístico	16
3.8	Variables respuesta o resultados alcanzados.....	16
3.9	Caso de estudio	17
3.10	Descripción de modelos disponibles en la literatura para modelación no lineal de componentes en puentes mixtos	19
3.10.1	Elementos lineales – elásticos	19
3.10.2	Componente: barras verticales sísmicas.....	25
3.10.3	Componente: apoyos elastoméricas (neopreno).....	31
3.10.4	Componente: trabas sísmicas (shear key)	38
3.10.5	Componente: pila central	43
3.10.6	Empuje pasivo del relleno	53
3.10.7	Interacción suelo-estructura	57
3.11	Estructuración recomendada	58
3.11.1	Amortiguamiento	58
3.11.2	Consideraciones generales de modelamiento.....	61
3.12	Consideraciones para análisis no lineal de respuesta en el tiempo.	64
3.12.1	Registros sísmicos	64
3.12.2	Solucionadores numéricos.....	66

CAPÍTULO IV	68
RESULTADOS Y DISCUSIONES	68
4.1 Formas modales	68
4.2 Respuesta no lineal tiempo-historia	70
4.2.1 Desplazamientos.....	71
4.2.2 Aceleraciones y velocidades	73
4.2.3 Comportamiento de apoyos elastoméricos.....	74
4.2.4 Comportamiento barras de anclaje sísmicas.	75
4.2.5 Comportamiento de trabas sísmicas (<i>shear keys</i>)	77
4.2.6 Comportamiento del empuje pasivo del relleno.....	79
4.2.7 Comportamiento de rótulas plásticas en pila central.....	80
4.2.8 Tiempos requeridos para análisis no lineal tiempo historia.	81
4.3 Recomendaciones de comportamiento.....	82
4.3.1 Neoprenos longitudinales	82
4.3.2 Restricción transversal en trabas sísmicas	83
CAPÍTULO V	85
CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS	85
5.1 Conclusiones	85
5.2 Recomendaciones.....	87
5.3 BIBLIOGRAFÍA.....	88
5.4 ANEXOS.....	91
5.4.1 Planos estructurales de diseño.....	91
5.4.2 Propiedades superestructura (ZME).....	98
5.4.3 Dimensionamiento y modelo constitutivo barras sísmicas verticales..	102
5.4.4 Parámetros de respuesta lateral y vertical apoyos elastoméricos.....	104
5.4.5 Modelo de respuesta trabas sísmicas tipo	106
5.4.6 Modelos constitutivos de hormigón y acero.	108

5.4.7	Respuesta no lineal del empuje pasivo.....	115
5.4.8	Amortiguamiento Rayleigh.....	117

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Características vigas armadas de acero	18
Tabla 2. Características de pila central.....	18
Tabla 3. Parámetros de diseño.....	19
Tabla 4. Secciones de vigas metálicas por cada subtramo,.....	22
Tabla 5. Propiedades mecánicas superestructura	23
Tabla 6. Masas rotacionales superestructura.....	23
Tabla 7. Aceleraciones máximas del terreno (PGA).....	26
Tabla 8. Parámetros constitutiva fuerza-desplazamiento para respuesta lateral de barras sísmicas.....	29
Tabla 9. Parámetros constitutiva fuerza-desplazamiento para respuesta vertical de barras sísmicas.....	30
Tabla 10. Parámetros inferidos apoyos elastoméricos tipo.....	33
Tabla 11. Respuesta lateral.....	35
Tabla 12. Respuesta torsional	36
Tabla 13. Respuesta vertical.....	37
Tabla 14. Características trabas sísmicas caso de estudio.....	41
Tabla 15. Parámetros modelo falla a corte, traba interior monolítica.....	42
Tabla 16. Materiales y propiedades pila central.....	44
Tabla 17. Evaluación modelo de Mander para el caso de estudio	47
Tabla 18. Extracto datos para definir fibras en SAP2000	51
Tabla 19. Características estribo tipo	55
Tabla 20. Respuesta de empuje pasivo, caso de estudio	56
Tabla 21. Parámetros para asignar amortiguamiento de Rayleigh.....	60
Tabla 22. Formas modales obtenidas en SAP2000	68
Tabla 23. Nomenclatura para los distintos componentes.....	70
Tabla 24. Desplazamientos en superestructura	72
Tabla 25. Aceleraciones y velocidades durante registros sísmicos.....	73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Componentes no lineales en puentes multi-tramo simplemente apoyados...	5
Figura 2. Secciones fibras en columnas/pilas.....	5
Figura 3. Elastómeros anclados y no anclados.....	6
Figura 4. Vista ensayo experimental de apoyos elastoméricos.....	7
Figura 5. Fragilidad en la influencia de apoyos elastoméricos y barras sísmicas.....	8
Figura 6. Especímenes considerados en estudio experimental de barras verticales. a) Caso con diafragma, b) Caso sin diafragma.....	9
Figura 7. Configuración ensayo experimental de relleno. a) Suelo contenido con sistema de retención, b) instalación del muro en el ensayo, c) compactación del relleno, d) Vista de la superficie del relleno, e) sistema de carga detrás del muro de prueba, f) falla de cuña en el borde.....	10
Figura 8. Modelos de respuesta estribo-relleno considerados por Aviram. a) modelo de estribo rodillo, b) modelo de estribo simplificado, c) modelo estribo con resortes	11
Figura 9. Capacidad resistencia pasiva para distintos suelos. a) grava de grano grueso, b) arena limpia, c) arena limosa, d) arena pobre	12
Figura 10. Variación de la resistencia normalizada de llaves corte para puentes simétricos de 3 tramos respecto a valores máximos. a) Deriva en columna, b) desplazamiento de losa sobre estribo.	13
Figura 11. Comparación resultados experimentales y analíticos estudiados por Han.	13
Figura 12. Dispositivos de restricción transversal estudiado por Xiang and Li. a) traba sísmica, b) amortiguador acero, c) amortiguador friccional	14
Figura 13. Puente caso de estudio. a) puente construido, b) puente proyectado.....	17
Figura 14. Geometría para definir masas rotacionales. a) ejes, b) sección típica	21
Figura 15. Vigas metálicas consideradas: a) Sección transversal viga tipo, b) Subtramos considerados por 67.5[m].....	22
Figura 16. Definición del elemento superestructura y masas rotacionales en el programa SAP2000	24
Figura 17. Propiedades viga cabezal en pila central	24
Figura 18. Definición de material ortotrópico.....	25
Figura 19. Puente colapsado antiguo, cercano a zona de la estructura analizada.	25

Figura 20. Dispositivos de restricción al movimiento transversal: a) Viga sobre apoyo de neopreno, b) Traba sísmica en estribo, c) Traba sísmica en pila central.....	27
Figura 21. Esquema de barras de anclaje a incorporar en el modelo analítico.	28
Figura 22. Curva fuerza-desplazamiento para modelar la respuesta lateral de barras de anclaje vertical antisísmicas.	28
Figura 23. Curva fuerza-desplazamiento de barras sísmicas verticales: a) Modelo Wilches, b) ANID (considerado)	29
Figura 24. Configuración respuesta. a) Vertical U1, b) Lateral U2, U3.	31
Figura 25. Apoyos elastoméricos no anclados puente en estudio.	31
Figura 26. Características apoyos neopreno tipo. a) dimensiones, b) características apoyo tipo.	32
Figura 27. Modelo lateral apoyo neopreno no anclado.	34
Figura 28. Variación del coeficiente de fricción (μ_e)	35
Figura 29. Definición elemento ‘link’ para respuesta lateral U2 y U3.	36
Figura 30. Asignación rigidez torsional (R2).	36
Figura 31. Respuesta vertical.	37
Figura 32. Trabas sísmica caso de estudio. a) Traba sísmica tipo, b) Abertura (gap), c) Traba en estribo, d) Traba en pila central.....	38
Figura 33. Falla deslizante por corte. a) Ensayo experimental, b) Esquema falla	39
Figura 34. Modelo idealizado fuerza – deformación. a) Modelo original, b) Modelo simplificado (usado en esta investigación).....	40
Figura 35. Elementos que representan trabas sísmicas. a) Separación (gap), b) Modelo traba sísmica, c) Esquema de modelo en serie	43
Figura 36. Pila central caso de estudio.	44
Figura 37. Modelo Mander et al. [38]. a) Esquema confinamiento efectivo para secciones rectangulares, b) Modelo esfuerzo-deformación hormigón confinado/no confinado.	45
Figura 38. Carta para determinar esfuerzo confinado.	47
Figura 39. Modelo esfuerzo-deformación para acero de refuerzo	48
Figura 40. Propiedades del acero de refuerzo	48
Figura 41. Zona de rotula plástica.	49
Figura 42. Detalle de la definición de las fibras en pila central. a) distribución geométrica de fibras, b) asignación de materiales/fibras en SAP2000	50

Figura 43. Definición modelo Mander et al. en SAP2000. a) Confinado, b) No confinado.....	52
Figura 44. Definición del modelo elastoplástico del acero de refuerzo en SAP2000	52
Figura 45. Definición sección / rótula en SAP2000.....	53
Figura 46. Modelo no lineal de estribos. a) Modelo bilineal, b) Espaldar de muro...	54
Figura 47. Definición del modelo hiperbólico. a) Esquema ensayo, b) Implementación para modelado, c) Propiedades de relleno comunes, d) Expresión modelo hiperbólico.	55
Figura 48. Estribo sur y norte respectivamente.....	55
Figura 49. Ubicación de los empujes	56
Figura 50. Definición de la respuesta pasiva del relleno. a) definición <i>gap</i> , b) relación fuerza-deformación	57
Figura 51. Sondeos SPT realizados en la fase de estudios.....	58
Figura 52. Amortiguamiento de Rayleigh.....	59
Figura 53. Constantes a utilizar para el amortiguamiento del caso de carga TH.....	60
Figura 54. Unión pila – tablero (superestructura).	61
Figura 55. Unión elementos lineales – no lineales. (elementos Rígidos)	62
Figura 56. Estructuración puente caso de estudio. a) pila central, b) Estribo sur / norte, c) modelo global 3D.....	63
Figura 57. Registro en la estación Portoviejo.	64
Figura 58. Registros sísmicos considerados. Estación Portoviejo	64
Figura 59. Interfaz para configurar el caso de carga tiempo-historia.....	65
Figura 60. Integrador/solucionador empleado.	66
Figura 61. Parámetros del solucionador no lineal.	66
Figura 62. Formas modales caso de estudio. a) modo longitudinal $T=0.77$ [s], b) moda longitudinal $T=0.73$ [s], c) moda torsional respecto a la pila central $T=0.46$ [s], d) modo transversal $T=0.34$ [s]	69
Figura 63. Ejes superestructura empleado para nomenclatura.....	70
Figura 64. Desplazamiento longitudinal (estribo sur), nudo #1 – eje 2	71
Figura 65. Desplazamiento superestructura pila central	72
Figura 66. Aceleración absoluta eje central (estribo sur).....	73
Figura 67. Relación fuerza-desplazamiento apoyos o elastómeros. a) relación vertical, b) relación lateral, c) respuesta vertical en apoyo – pila central, d) respuesta lateral – longitudinal U2, d) respuesta lateral – transversal U3.	75

Figura 68. Fuerza-deformación para barras sísmicas de anclaje. a) lateral, b) vertical	76
Figura 69. Respuesta barras sísmicas verticales en estribo sur - eje 2. a) vertical, b) longitudinal U2, c) transversal U3.	76
Figura 70. Respuesta barras sísmicas verticales en pila central. a) vertical, b) longitudinal U2, c) transversal U3.	77
Figura 71. Relación fuerza-desplazamiento traba interior tipo	78
Figura 72. Respuesta trabas sísmicas. a) estribo sur, b) pila central	78
Figura 73. Respuesta empuje pasivo del relleno en estribos.....	79
Figura 74. Respuesta pasiva del relleno. a) Respuesta eje 1, b) Respuesta eje 4.....	80
Figura 75. Rótulas plásticas en pila central. a) Rótula en pie de pila, b) Rótula en cabeza de pila.	81
Figura 76. Tiempo de cálculo en SAP2000 para caso de estudio.	82
Figura 77. Placas de neoprene para absorber choques longitudinales.	83
Figura 78. Caja de acero para incrementar el área de contacto en la dirección transversal.....	83

DEDICATORIA

A mi esposa Jessy por su inagotable fe en mí.

A mi familia por siempre brindarme su apoyo y comprensión en todos mis proyectos.

Al ser incomparable que me acompañó en los últimos años, siempre lo recordaré.

AGRADECIMIENTO

Al director y evaluadores de este trabajo, por su tiempo y sugerencias.

.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

TEMA:

ANÁLISIS NO LINEAL DEL PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA TIPO DE
135 METROS DE LONGITUD USANDO SAP2000

MODALIDAD DE TITULACIÓN: Proyecto de Titulación con componentes de investigación aplicada y/o de desarrollo

AUTOR: Ing. Byron Patricio Calo Catota

DIRECTOR: Ing. Luis Marcelo Romo Proaño, M.Sc.

FECHA: uno de febrero del 2023

RESUMEN EJECUTIVO

Dada la importancia de puentes para el desarrollo vial, social y económico del país, el diseño y verificación de desempeño sísmico es imperativo; en este proyecto se da un primer paso hacia ese objetivo al conocer el comportamiento no lineal de puentes mixtos típicos ecuatorianos. Para ello se ha tomado el caso de estudio de un puente metálico construido en el año 2020 y emplazado en la provincia de Los Ríos, Ecuador.

Para lograr esto se ha tomado bibliografía presente en artículos, guías y estándares normativos, especialmente internacionales; se proponen y construyen las respuestas no lineales de componentes como: superestructura, columnas, apoyos elastoméricos, barras sísmicas verticales, respuesta pasiva del relleno en estribos y trabas sísmicas con el objetivo de representar el comportamiento real de un puente frente al sismo del 16 de abril de 2016 ocurrido en Ecuador, específicamente registrado en la ciudad más cercana al proyecto (Portoviejo).

El análisis no lineal de respuesta en el tiempo se lo realiza en el programa comercial, obteniendo el comportamiento del puente y considerando las dos componentes ortogonales de un sismo. Los resultados obtenidos son desplazamientos, velocidades, aceleraciones de la superestructura y pila, momento-rotación en pila central, curvas fuerza – desplazamiento de los elementos no lineales como barras verticales, apoyos, trabas, etcétera. De lo anterior se logra determinar que existiría impacto entre vigas-trabas, superestructura – estribos y en la junta que separa los tramos simplemente apoyados; además se observa que ciertos componentes presentan limitados niveles de desplazamiento como rellenos, barras verticales y columnas; por el contrario, los elemento que mayor daño presentarían son las trabas en la pila central y apoyos elastoméricos, especialmente en su respuesta lateral.

El análisis de cada componente fue desarrollado detalladamente y anexado para fines académicos, de manera tal que futuras investigaciones puedan aplicar esta metodología para evaluación de puentes nuevos y existentes.

DESCRIPTORES: ANÁLISIS NO LINEAL, COMPONENTES DE ACERO DESEMPEÑO SÍSMICO, PUENTES METÁLICOS , TIEMPO HISTORIA.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

THEME:

NON-LINEAR ANALYSIS OF THE TYPICAL 135-METER LENGTH BRIDGE
USING SAP2000

DEGREE TYPE: Degree Project with applied research and/or development components.

AUTHOR: Eng. Byron Patricio Calo Catota

DIRECTOR: Eng. Luis Marcelo Romo Proaño, M.Sc.

DATE: February 1, 2023

EXECUTIVE SUMMARY

Given the importance of bridges for the road, social and economic development of the country, the design and verification of seismic performance is imperative; this project takes a first step towards that goal by understanding the nonlinear behavior of typical Ecuadorian composite bridges. For this purpose, the case study of a steel bridge built in 2020 and located in province of Los Ríos, Ecuador, has been taken as a case study.

To achieve this objective, we have taken bibliography present in articles, guides and normative standards, especially international; the nonlinear responses of components such as: superstructure, columns, elastomeric supports, vertical seismic bars, passive response of the fill in abutments and seismic restraints are proposed and constructed with the objective of representing the real behavior of a bridge against the earthquake of April 16, 2016 occurred in Ecuador, specifically the one registered in the city closest to the project (Portoviejo).

The nonlinear time response analysis is performed in the commercial program and the behavior of the bridge and is obtained considering the two orthogonal components of the earthquake. The results obtained are displacements, velocities and accelerations of the superstructure and pier, moment-rotation in the central pier, force-displacement curves of the non-linear elements such as vertical bars, supports, braces, etc. From the above, it is possible to determine that there would be impact between beams-shear keys, superstructure - abutments and in the joint separating the multispan simple supported; it is also observed that certain components present limited levels of displacement such as fillers, vertical bars and columns; on the contrary, the element that would present the greatest damage are the shear keys in the central pile and elastomeric supports, especially their lateral response.

The analysis of each component was developed in detail and appended for academic purposes, so that future research can apply this methodology to the evaluation of new and existing bridges.

KEYWORDS: NONLINEAR ANALYSIS, STEEL COMPONENTS, SEISMIC PERFORMANCE OF BRIDGES, STEEL BRIDGE, TIME HISTORY

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 Introducción

El análisis y diseño de puentes es un tema de gran interés para el desarrollo vial del país. Están presentes en gran parte de las carreteras del Ecuador y su falla provoca grandes consecuencias en la comunicación local, por lo que realizar un diseño y evaluación frente a distintos tipos de demandas es de vital importancia para evitar fallas en estructuras y perder la funcionalidad de la carretera donde está situado.

De los distintos problemas registrados luego del terremoto del 2016 según MTOP [1] y SGR [2], se observaron patrones de daños asociados a fallas en trabas sísmicas, levantamiento del tablero, fallas en barras sísmicas verticales, desplazamientos transversales excesivos de superestructura (impacto), daños en apoyos elastoméricos y caída de la superestructura tanto en puentes metálicos como de hormigón armado. Ya que estos problemas no se pueden detectar con análisis lineales tradicionales, es necesario representar su comportamiento real frente a un sismo teniendo en cuenta la no linealidad de cada uno de estos componentes; para ello se selecciona un puente de tipología común en Ecuador como son tableros de hormigón apoyadas sobre vigas metálicas (compuestos).

Posterior a ello se realiza un análisis no lineal tiempo historia y se revisa el comportamiento de cada componente del puente metálico seleccionado ubicado en la provincia de Los Ríos usando registros sísmicos del terremoto del 16 de abril de 2016, específicamente de la estación más cercana al proyecto construido (Portoviejo).

1.2 Justificación

Con el fin de estimar cuantitativamente y cualitativamente los daños frente a eventos sísmicos, se requiere incorporar un análisis más detallado a las normativas y manuales de diseño de puentes ecuatorianos, tal que permita evaluar el desempeño sísmico real de puentes nuevos y existentes, que hasta la fecha localmente no se ha realizado, por tanto, sería un aporte ingenieril importante al estado del arte ecuatoriano.

Por otro lado, la versión actual de la norma ecuatoriana vial, NEVI [3], documento de referencia para el diseño de puentes, no especifica tácitamente el procedimiento para análisis no lineal y existe incertidumbre en las directrices sobre cómo llevarlo a cabo. Por tanto, el objetivo es investigar el estado del arte y la aplicación de guías, estándares y artículos que permitan este tipo de análisis, entre las principales tenemos: *Pacific Eathquake Engineering Reseach* (PEER), *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design* (AASHTO), *Seismic Design Criteria* (CALTRANS) y la Guía para el análisis no lineal de puentes Chilenos (ANID), [4], [5], [6] y [7] respectivamente; con el fin de verificar su validez, aplicación y adaptación a la práctica ecuatoriana.

Finalmente pese a que la información para el caso de estudio es algo limitada, partiendo de los estudios previos a su construcción e información recopilada en sitio se puede inferir que es posible obtener resultados más realistas del comportamiento dinámico de puentes ya construidos; por tanto, esta investigación será un primer paso hacia la aplicación del análisis no lineal de puentes nuevos y existentes ecuatorianos.

1.3 Objetivos

1.3.1 General

Analizar la respuesta sísmica no lineal en el tiempo de puentes tipo, de sección compuesta, usando SAP2000, caso del puente de 135 metros de longitud

1.3.2 Específicos

- Revisar el diseño estructural actual y realizar los ajustes necesarios que permitan un comportamiento sísmico resiliente.
- Desarrollar modelos no lineales de los principales componentes del puente que influyen en la respuesta estructural.
- Generar el modelo numérico global del puente en estudio considerando la no linealidad de los componentes estudiados.
- Determinar la respuesta no lineal en el tiempo del puente en términos de desplazamientos, velocidades y aceleraciones.
- Desarrollar una metodología que permita evaluar el comportamiento sísmico de tipologías similares de puentes presente en el Ecuador

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Es de vital importancia el correcto análisis y diseño de puentes en países de gran sismicidad como el Ecuador, ya que un pobre desempeño no solo puede generar costos económicos significativos y posibles decesos de quienes transiten en el puente, sino que la falla de este tipo de infraestructura puede bloquear la conectividad.

Partiendo de investigaciones locales en la literatura no se ha encontrado referencias específicas sobre análisis no lineales tiempo-historia, no obstante, sí existe algunas directrices sobre el comportamiento de puentes metálicos y hormigón especialmente durante el terremoto del 2016; por ejemplo, según lo observado por Romo [8] describe los criterios y parámetros empleados para el diseño de neoprenos que absorben impactos, trabas sísmicas de hormigón armado (*shear key*) y barras de anclaje verticales usadas en el puente “Los Caras” y varios ubicados en la provincia de Manabí. Se menciona que los elementos básicos para eliminar el daño bajo el sismo de diseño es incluir apoyos de neopreno que puedan absorber los impactos longitudinales en conjunto con barras de anclaje verticales; esto permitirá que el daño se enfoque en ciertos componentes pero no comprometa la estructura general; además hace hincapié en que una de las características principales de las barras de anclaje es que permite generar un mecanismo de restitución a fuerzas longitudinales y transversales; adicional a su restricción de desplazamiento vertical para lo cual se diseñó.

Adicional hace algunas recomendaciones que se deberían tomar en cuenta en el diseño de puentes como dejar una abertura entre las trabas sísmicas y vigas del 50% a 75% de la altura total del apoyo de neopreno, para evitar su comportamiento inelástico y en caso que la situación lo amerite incluir aisladores, recomendando el tipo friccional.

Respecto a referencias internacionales existen varias, la más cercana y adaptable al Ecuador es la Guía para análisis no lineal de puentes Chilenos de la Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo, ANID [7], donde realiza un compendio del estado del arte de cada componente del puente, no obstante sus casos de estudio se refieren a puentes de hormigón armado, donde las vigas son pretensadas. Otra fuente de

información importante es la presente en los EEUU, particularmente zonas de alta sismicidad como California; dentro de las cuales podemos nombrar la siguientes:

- *Seismic design criteria*, CALTRANS [6]
- *Guidelines for nonlinear seismic analysis of Ordinary bridges*, PEER 2.0 [9]
- *Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California*, PEER [4]
- *AASHTO guide specification for LRFD seismic bridge design*, AASHTO guide [5].
- *Proposed AASHTO Guidelines for Performance-Based Seismic Bridge Design* [10].

Los estándares y guías previas proveen directrices para la modelación no lineal de puentes en los EEUU, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de materiales como el hormigón armado, acero de refuerzo y acero estructural. De igual manera a nivel de componentes interacción suelo-estructura, llaves de corte, relleno de estribos, superestructura y distintos tipos de apoyos considerando la degradación de los materiales una vez que superan su límite elástico. Refiriéndose a la guía del PEER fue un documento indispensable pues muestra paso a paso sobre la configuración y creación *links* en SAP2000, esto ayudó a la aplicabilidad en programas comerciales como es el caso de esta investigación.

2.1 Superestructura

Aparte de los estándares y guías nombradas anteriormente investigadores como Pan et al. [11], DesRoches et al. [12], Saadeghvaziri [13], Padgett [14] y otros menciona que la superestructura (vigas-tablero) puede ser modelada como una línea “elemento viga elástica”, tal que la rigidez y masa sea conjunta; además destacan que esta sección es muy rígida sin importar los valores exactos de área e inercia individual (vigas, losa). Este criterio es aplicable tanto a puentes de hormigón armado y compuestos, la Figura 1 esquematiza este criterio.

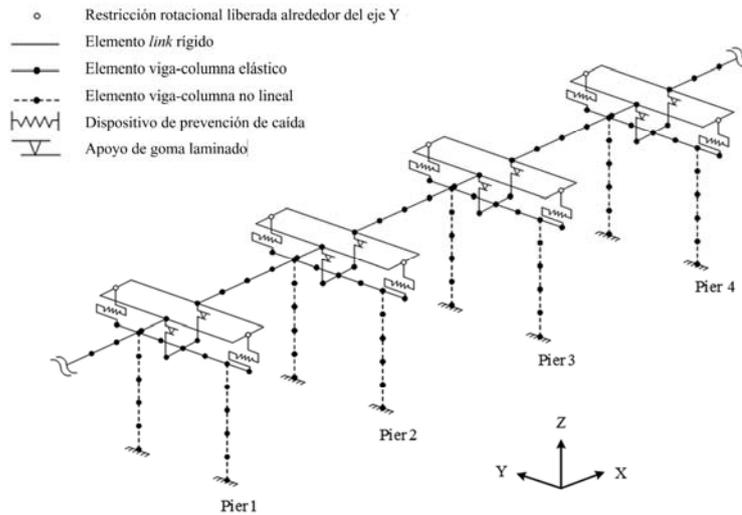


Figura 1. Componentes no lineales en puentes multi-tramo simplemente apoyados.

Fuente:Modificada de Xiang [15]

2.2 Columnas

Varios autores mencionan que las columnas deben modelarse como elementos no lineales, la zona de incursión (rótula plástica) puede ser de plasticidad distribuida o concentrada, siendo la última la más usada. Varias investigaciones desarrolladas como Xiang [15], Martinez [16], DesRoches [12], Aldea [17] y otros consideran columnas basadas en fibras, donde la sección se distribuye y divide en varios segmentos donde se distingue el hormigón confinado y no confinado; comúnmente usan secciones circulares para pilas intermedias como se muestra en la Figura 2.

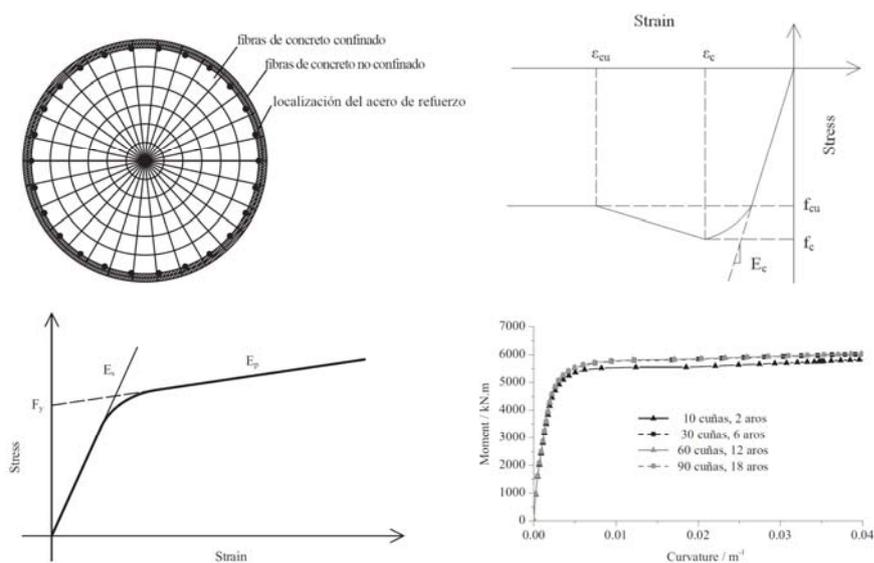


Figura 2. Secciones fibras en columnas/pilas.

Fuente: Xiang [15]

Para cada material que conforma la pila/columna debe modelarse su constitutiva según sus características geométricas y de confinamiento; en el capítulo siguiente se hablará del modelo seleccionado para cada material como hormigón y acero de refuerzo. Asimismo, la guía del PEER [4] y AASHTO LRDF [18] mencionan parámetros como esfuerzos nominales, esfuerzos esperados, longitud de la rótula plástica, deformaciones unitarias límite y propiedades mecánicas recomendadas para puentes vehiculares.

2.3 Apoyos elastoméricos

Los apoyos elastoméricos de puentes típicos ecuatorianos son generalmente hechos de neopreno con varias placas de acero en su interior que se van intercalando entre sí, tal que permitan aumentar la resistencia vertical y evitar deformaciones excesivas. Además, otra función es permitir que el tablero se desplace libremente sobre la infraestructura aislando la respuesta de la superestructura del efecto sísmico.

Romo [8] destaca que estos pueden comportarse elásticamente o inelásticamente; es decir, si la llave de corte (traba) presenta fisuras, el neopreno permanece elástico o quasi-elástico; por el contrario, si no existen fisuras en la traba sísmica, probablemente el apoyo de neopreno tengan signos claros de sobrecalentamiento (re-vulcanizado) que implica comportamiento inelástico; esto se evidenció en los tramos de acceso del puente “Los Caras”. Aparte de eso, en nuestro medio los puentes se apoyan comúnmente sobre elastómeros sin anclajes como en la Figura 3 (caso de estudio).

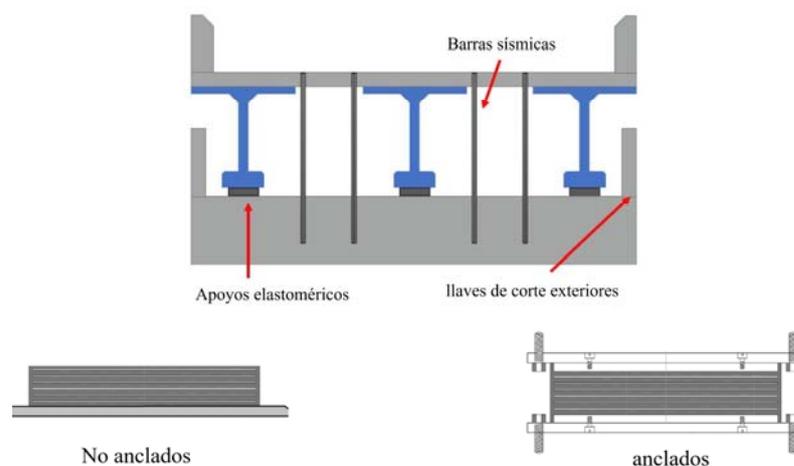


Figura 3. Elastómeros anclados y no anclados.

Fuente: Modificado de Aldea et al. [17]

Una de las investigaciones que trata específicamente apoyos elastoméricos no anclados es Steelman et al. [19] donde ejecuta un programa experimental para evaluar este tipo de apoyos; destaca que se observa una respuesta elástica-lineal antes del desplazamiento de la superestructura para coeficientes de fricción entre 0.25 a 0.5 dependiendo de la intensidad de la carga vertical; además propone que el coeficiente de fricción no es constante como lo especifica la AASHTO LRFD y formula una expresión para determinar este coeficiente en función de esfuerzo vertical del apoyo.

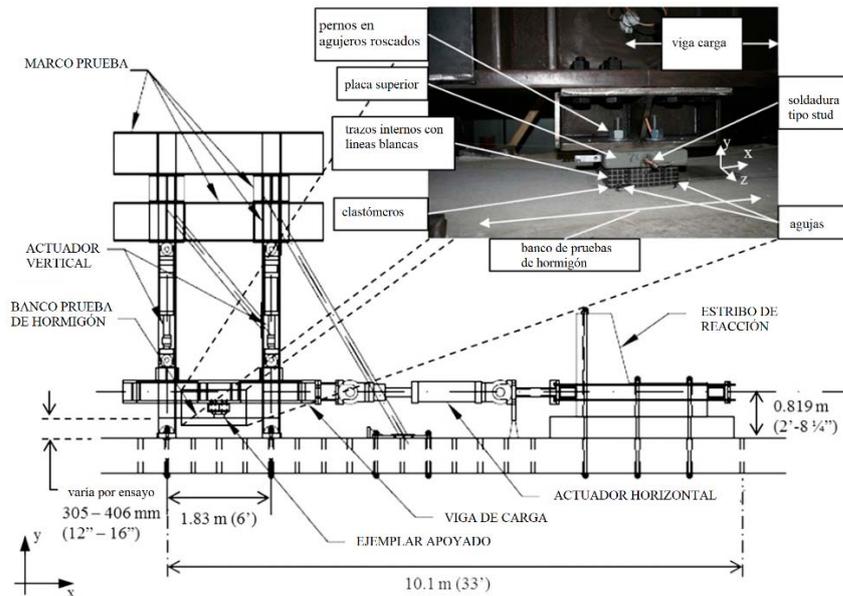


Figura 4. Vista ensayo experimental de apoyos elastoméricos.

Fuente: Modificada de Steelman et al. [19]

Otras investigaciones principalmente de los EEUU como Padgett [14], Xiang and Li [15] realizan análisis no lineales tiempo-historia considerando modelos tridimensionales; estos artículos consideran efectivamente apoyos elastoméricos deslizantes; la principal conclusión de estos investigadores es que el uso de apoyos elastoméricos permite reducir efectivamente la demanda en columnas o pilas desde la superestructura a la subestructura, siempre y cuando trabajen en conjunto con trabas sísmicas; esto fue observado para puentes mixtos multi-tramo simplemente apoyados.

2.4 Barras verticales sísmicas.

Las barras verticales sísmicas corresponden a una barra o varilla de acero dúctil, que van conectadas en extremo al estribo, pila, o elemento de soporte de la superestructura y en el otro extremo se conecta al tablero; para protegerla es recubierta o introducida

en un tubo comúnmente de PVC. Hay que añadir que en el Ecuador según Romo [8] solo algunos puentes recientemente construidos incorporan este componente; por tanto, a nivel local la información sobre su comportamiento es escasa.

Chile es el único país de la región que ha estudiado ampliamente este tipo de dispositivos, tanto analítica y experimentalmente. Entre las principales destacamos a Aldea [17] donde investiga la fragilidad sísmica de puentes multi-tramos simplemente apoyados con vigas pretensadas considerando barras sísmicas, aquí menciona que el desempeño sísmico de los cuatro puentes considerados mejoró significativamente y menciona que deben ser modelados adecuadamente para no sobrestimar la demanda de desplazamientos.

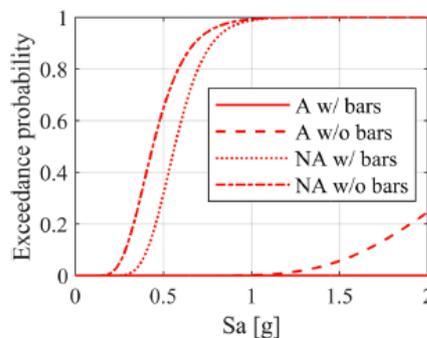


Figura 5. Fragilidad en la influencia de apoyos elastoméricos y barras sísmicas.

Fuente: Aldea et al. [17]

Donde:

‘A w/ bars’ – apoyo elastomérico anclado con barras sísmicas.

‘A w/o bars’ – apoyo elastomérico anclado sin barras sísmicas.

‘NA w/ bars’ – apoyo elastomérico NO anclado con barras sísmicas.

‘NA w/o bars’ – apoyo elastomérico NO anclado sin barras sísmicas.

La figura precedente muestra la influencia del uso de barras sísmicas y apoyos anclados en la reducción de la probabilidad de excedencia; de esto el autor infiere que por ejemplo para 2 [g] hay un 20% de probabilidad de caída con apoyos anclados y 40% de caída de la superestructura sin apoyos anclados, además que las barras tienen un efecto mínimo en la probabilidad de exceder un estado límite.

El estudio de fragilidad previo se basó en los resultados experimentales de Martínez et al. [16], para ello construyó 5 pruebas con barras sísmicas para caracterizar su

comportamiento cíclico con y sin diagramas transversales para puentes de hormigón armado, esto lo complementa con un estudio paramétrico de diferentes configuraciones de barras sísmicas, trabas sísmicas y variación de la longitud del ancho de asiento en estribos.

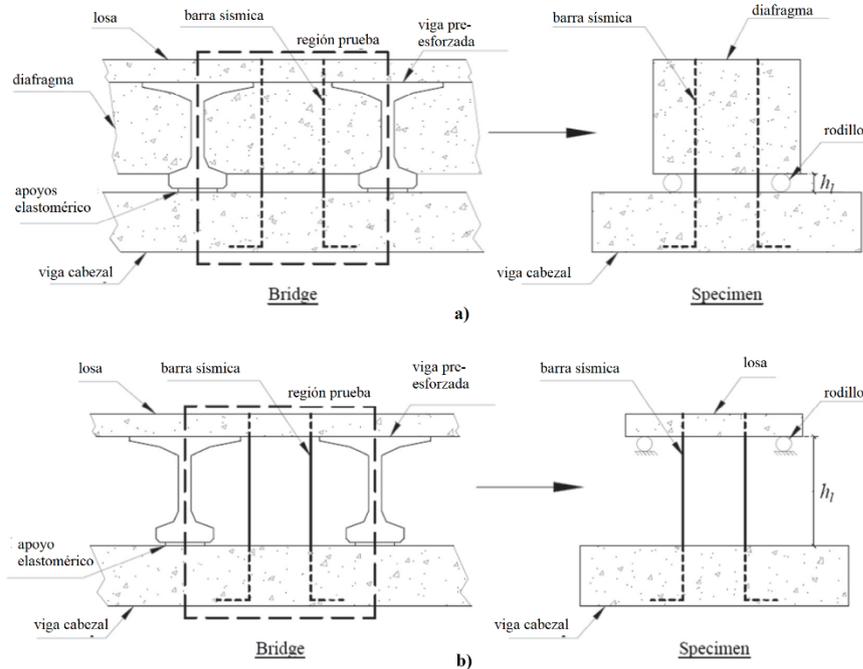


Figura 6. Especímenes considerados en estudio experimental de barras verticales. a) Caso con diafragma, b) Caso sin diafragma

Fuente: Modificada de Martínez et al. [16]

En base a sus resultados desarrolla expresiones analíticas para barras sísmicas considerando las siguientes limitaciones: a) Las barras sísmicas no están sujetas a deformaciones axiales, b) el modelo analítico no toma en cuenta el espacio entre el tubo PVC y las barras sísmicas y c) Se considera perfecta adhesión entre la viga cabezal (HA) y las barras sísmicas. Finalmente destaca que las barras sísmicas tienen una limitada contribución al desempeño sísmico del puente estudiado (Chileno), especialmente cuando trabas sísmicas son incorporadas.

2.5 Respuesta pasiva del relleno

La respuesta longitudinal del estribo se describe en varias normas, estándares y guías, nombradas en secciones previas, no obstante, son modelos exclusivamente analíticos; contrastando con la información experimental para caracterizar adecuadamente el comportamiento dinámico del relleno detrás del muro que es muy limitada.

Uno de los pocos trabajos experimentales que estudia la interacción relleno-estribo es la realizada por Wilson P. [20]. El investiga la resistencia del relleno obtenida de ensayos a escala real y también por simulaciones de elementos finitos (EF); basándose en los datos registrados genera relaciones fuerza-desplazamiento pasivas para una serie de propiedades típicas del suelo de relleno y alturas de estribos.

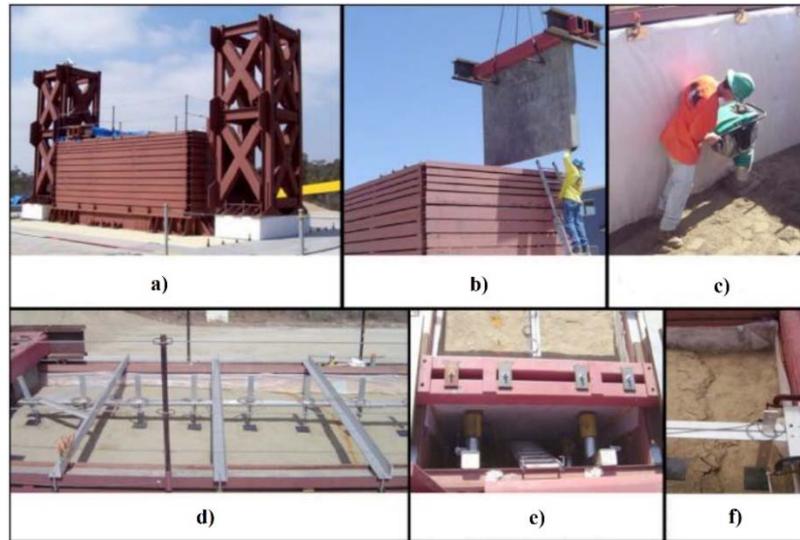


Figura 7. Configuración ensayo experimental de relleno. a) Suelo contenido con sistema de retención, b) instalación del muro en el ensayo, c) compactación del relleno, d) Vista de la superficie del relleno, e) sistema de carga detrás del muro de prueba, f) falla de cuña en el borde

Fuente: Modificado de Wilson P. [20]

Con respecto a la aplicación de modelos analíticos considerando la respuesta pasiva del relleno en casos sísmicos destaca la desarrollada por Aviram [21], el investiga la sensibilidad en la respuesta sísmica de puentes respecto a tres diferentes enfoques de modelamiento en estribos, para ello se seleccionaron 6 puentes típicos encontrados en California (EEUU) para análisis no lineal en Opensees. Los modelos analíticos de complejidad variable se denominan: ‘rodillo, simplificado y estribos con resortes’.

Para el caso del modelo tipo ‘rodillo’ considera un simple nodo con condiciones de borde con desplazamiento vertical restringido; se menciona que puede ser usado para proveer un límite bajo de la estimación de la resistencia transversal y longitudinal del puente; esto implica que puede haber una sobreestimación de la resistencia general y subestimación de la ductilidad, especialmente el pilas o columnas. Respecto al modelo ‘simplificado’ se construye con elementos rígidos, elásticos, resortes y aberturas tipo

“gap” que ayudan a representar componentes como relleno, muros, apoyos, superestructura y trabas sísmicas (*shear key*). Para el caso del modelo ‘estribo con resortes’ presenta un complejo desarrollo que incluye una respuesta no lineal transversal, longitudinal y vertical del estribo, así como la participación de la masa movilizada del suelo.

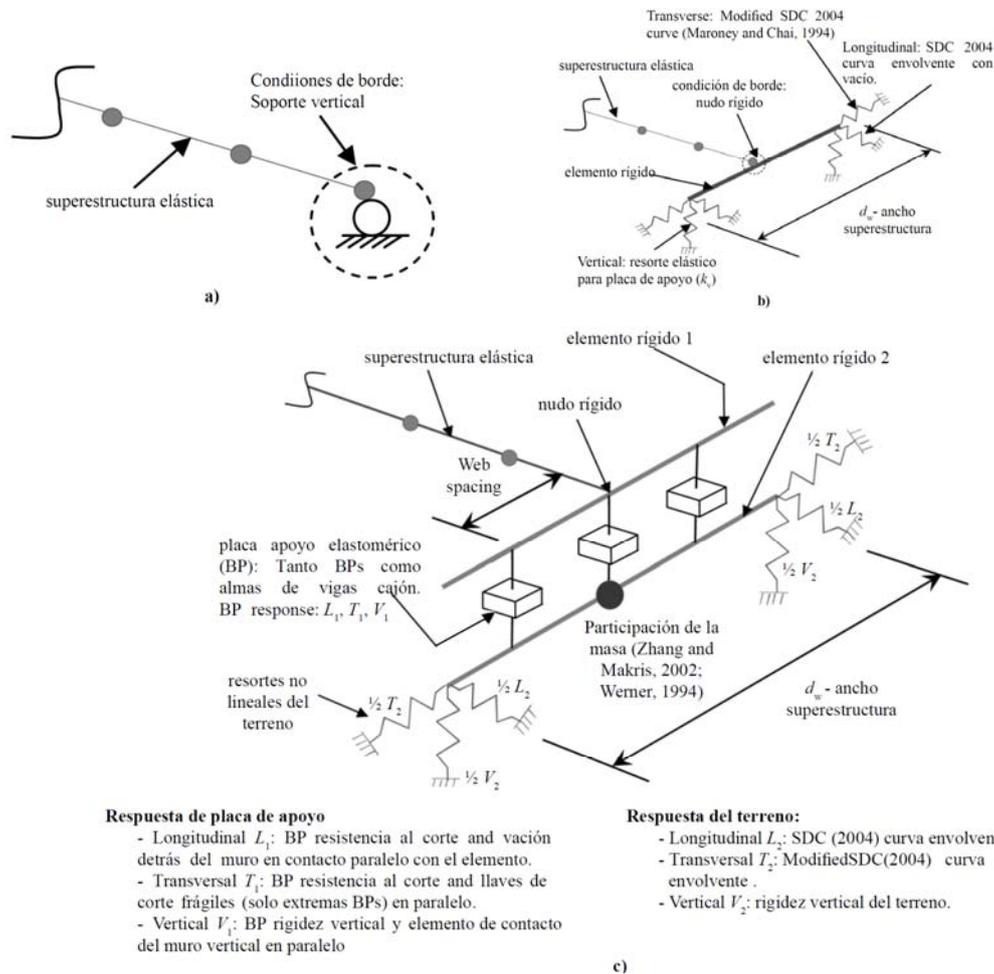


Figura 8. Modelos de respuesta estribo-relleno considerados por Aviram. a) modelo de estribo rodillo, b) modelo de estribo simplificado, c) modelo estribo con resortes

Fuente: Modificado de Aviram et al. [21].

Otro estudio que habla específicamente sobre la relación fuerza-desplazamiento enfocado al desempeño sísmico de puentes es el propuesto por Shamsabadi et al. [22]. Para estimar la capacidad fuerza-desplazamiento del relleno principalmente por presión pasiva y en base al método de equilibrio límite el autor presenta expresiones que pueden ayudar al ingeniero geotécnico a predecir esta resistencia; las expresiones desarrolladas son validadas con 8 resultados experimentales de campo realizados en varios rellenos. Se menciona que las expresiones matemáticas son compatibles con la

práctica de diseño sísmico de rellenos provisto por el Departamento de Transporte de California (CALTRANS) de los EEUU.

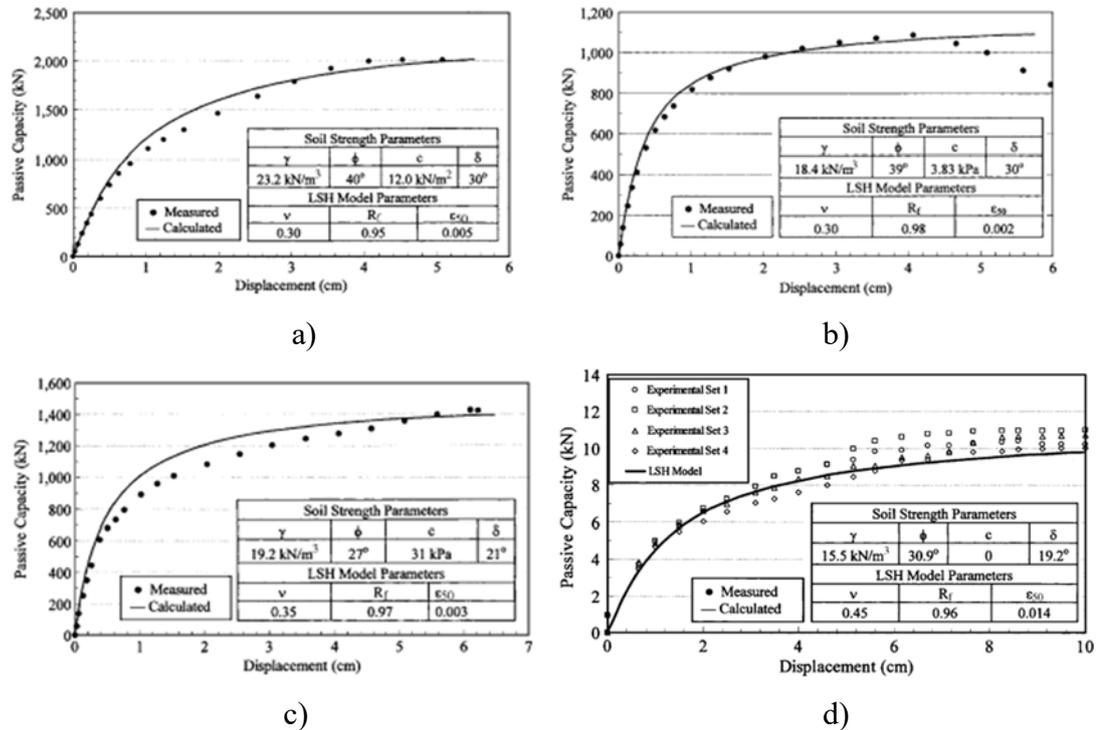


Figura 9. Capacidad resistencia pasiva para distintos suelos. a) grava de grano grueso, b) arena limpia, c) arena limosa, d) arena pobre

Fuente: Shamsabadi et al. [22]

La Figura 9 muestra que el modelo matemático conocido como ‘hiperbólico’ es adecuado para representar la capacidad del relleno en diferentes tipos de suelo; se debe mencionar que este modelo se aplica al caso de estudio y será referido en secciones posteriores.

2.6 Trabas sísmicas o llaves de corte

Gran parte de los puentes ecuatorianos cuentan con trabas sísmicas en los extremos de estribos o vigas cabezales, principalmente fabricados en hormigón armado monolítico. Algunas de las investigaciones destacadas internacionalmente es la desarrollada por Goel & Chopra [23], donde, examinan la respuesta sísmica de puentes considerando tres condiciones de trabas sísmicas (shear key):

1. Trabas sísmicas no lineales: que se rompan y dejen de proporcionar restricción transversal si se deforman más allá de cierto límite.

2. Trabas sísmicas elásticas: llaves que no se rompen y continúan brindando restricción transversal a lo largo del movimiento del suelo
3. Sin trabas sísmicas.

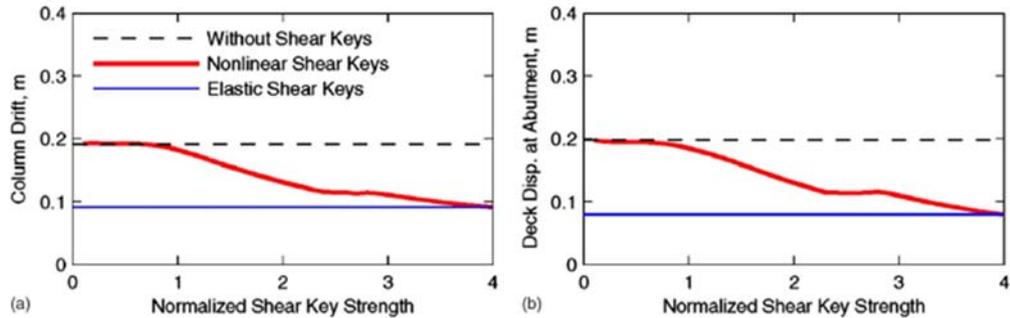


Figura 10. Variación de la resistencia normalizada de llaves corte para puentes simétricos de 3 tramos respecto a valores máximos. a) Deriva en columna, b) desplazamiento de losa sobre estribo.

Fuente: Goel & Chopra [23]

Los resultados muestran que la demanda de trabas sísmicas ‘no lineales’ comúnmente está limitado por la demanda de trabas elásticas y sin trabas (Figura 10).

Otro aporte importante es propuesto por Han et al. [24] & [25] donde realiza un programa experimental de distintas configuraciones de llave de corte; se investiga la influencia en las cuantías de armado, tipo de juntas (traba-estribo, traba-viga cabezal) y los distintos modos de falla asociados. De aquello presentan dos modelos analíticos para predecir el modelo fuerza-desplazamiento para trabas exteriores e interiores respectivamente.

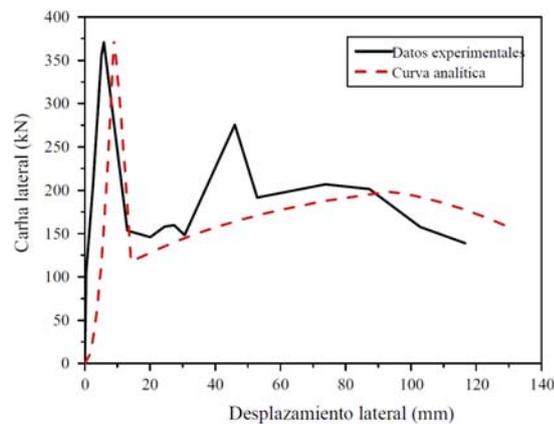


Figura 11. Comparación resultados experimentales y analíticos estudiados por Han.

Fuente: Modificado de Han et al. [24] & [25]

Concluyen que los modelos analíticos propuestos concuerdan bien con los datos experimentales, lo que indica que pueden ser utilizados como una herramienta para predecir la respuesta de las trabas sísmicas interiores y exteriores de puentes.

Finalmente destacamos la investigación de Xiang and Li [15] respecto a puentes en China donde se emplean comúnmente apoyos elastoméricos y trabas sísmicas (*shear key*) para restringir el desplazamiento transversal. Proponen una nueva estrategia de diseño para puentes considerando el deslizamiento entre apoyos que actúa como mecanismo de fusible para mitigar la demanda en columnas y caída de tablero. Para ello se investiga tres dispositivos para prevenir la caída de tableros: trabas sísmicas de hormigón armado, amortiguadores por fluencia de acero y amortiguadores friccionales para puentes simplemente apoyados.

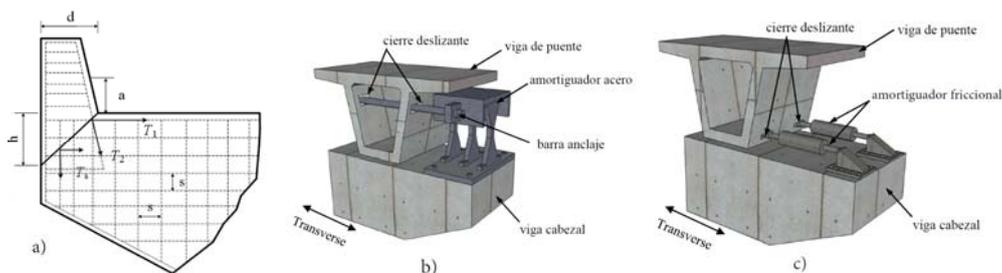


Figura 12. Dispositivos de restricción transversal estudiado por Xiang and Li. a) traba sísmica, b) amortiguador acero, c) amortiguador friccional

Fuente: Modificado de Xiang and Li [15]

Se menciona que si estos dispositivos son adecuadamente diseñados la prevención de caída de la superestructura puede ser efectivamente reducida y los desplazamientos en apoyos pueden ser controlados para satisfacer los objetivos de desempeño.

Se debe agregar que existen otros aspectos que se pueden investigar como la constitutiva de juntas de expansión, apoyos tipo fijo-rodillo-volteantes [26], [27], interacción suelo estructura [28], variaciones geométricas en la superestructura [29] y análisis de fragilidad [30] que para este proyecto no ha sido necesario incorporarlo ya que son propias de los EEUU, Canadá o no se encuentran dentro del alcance de este de proyecto de investigación; sin embargo, fue requerido su interpretación para entender el comportamiento no lineal global de puentes mixtos.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Ubicación

Al tratarse de un proyecto desarrollado analíticamente no existe ubicación; no obstante, se realizó visitas al lugar donde se construyó el puente para reconocimiento y levantamiento de información técnica. El nombre y ubicación exacta del proyecto no se menciona para evitar posibles conflictos en cuanto a los resultados obtenidos y comparaciones respecto al desempeño real del puente.

3.2 Equipos y materiales

Se requiere un computador de alto rendimiento, con las siguientes características:

- Procesador i7
- Memoria RAM 16 Gb
- Tarjeta video 6 Gb.

Adicional se requirió de un programa de análisis y cálculo estructural, específicamente SAP2000 de la empresa COMPUTERS & STRUCTURES, INC [31]; se debe destacar que la Universidad Técnica de Ambato posee licencia de programa empleado.

3.3 Tipo de investigación

Analítico, se requiere elaborar modelos numéricos que representen el comportamiento de cada componente del puente y estos a su vez sustenten el modelo global; esto se logró con modelos analíticos presentes en la bibliografía especializada y adaptables al proyecto estudiado.

3.4 Prueba de Hipótesis – pregunta científica – idea a defender

Fue posible obtener desplazamientos, velocidades y aceleraciones en nudos, relaciones fuerza - desplazamiento de elementos no lineales como: apoyos elastoméricos, barras sísmicas verticales, trabas sísmicas, relaciones momento-curvatura en columnas y la influencia empuje pasivo del suelo en la respuesta sísmica del puente.

De lo anterior se podrá inferir que el desempeño de puentes compuestos se ve modificado principalmente por la inclusión o no de trabas sísmicas, barras sísmicas verticales y aparatos de apoyo; la superestructura trabaja esencialmente en el rango elástico y no tiene influencia en el desempeño del puente. Finalmente es imperativo modelar cada componente del puente pues la respuesta estructural puede ser modificada si la demanda (sismo) cambia en función a la ubicación del proyecto.

3.5 Población o muestra

No aplica, es un caso de estudio específico.

3.6 Recolección de información

La técnica empleada fue la de observación y análisis de la información que reposa en la entidad pública responsable de los procesos de consultoría y contratación de obras, la cual es gratuita y de libre acceso. En segunda instancia se optará por la técnica entrevista, esto implica contactar al consultor y constructor del puente a fin de solicitar la información que dispongan y procesarla en caso que exista la disposición.

3.7 Procesamiento de información y análisis estadístico

No aplica un diseño experimental al tratarse de un caso específico, no obstante, se podría usar varias propuestas de modelos constitutivos para los distintos componentes del puente, podría ser adecuado un “diseño factorial” ya que se constituirían distintos niveles para las variables de cada modelo no lineal. No obstante, esto se dejará como recomendación para futuras investigaciones ya que sale del alcance del trabajo.

3.8 Variables respuesta o resultados alcanzados.

Se determinaron desplazamientos, aceleraciones, velocidades, relaciones fuerza-desplazamiento y demás parámetros en función al tiempo producto del análisis no lineal dinámico; tomando en cuenta la influencia de cada componente y sus niveles en la respuesta de la estructura.

3.9 Caso de estudio

El puente en estudio se encuentra ubicado en Ecuador, provincia de los Ríos, fue construido en 2020 por la prefectura provincial; la ubicación exacta y el nombre del mismo se han omitido por motivos de confidencialidad. La figura a continuación presenta el puente proyectado y construido.

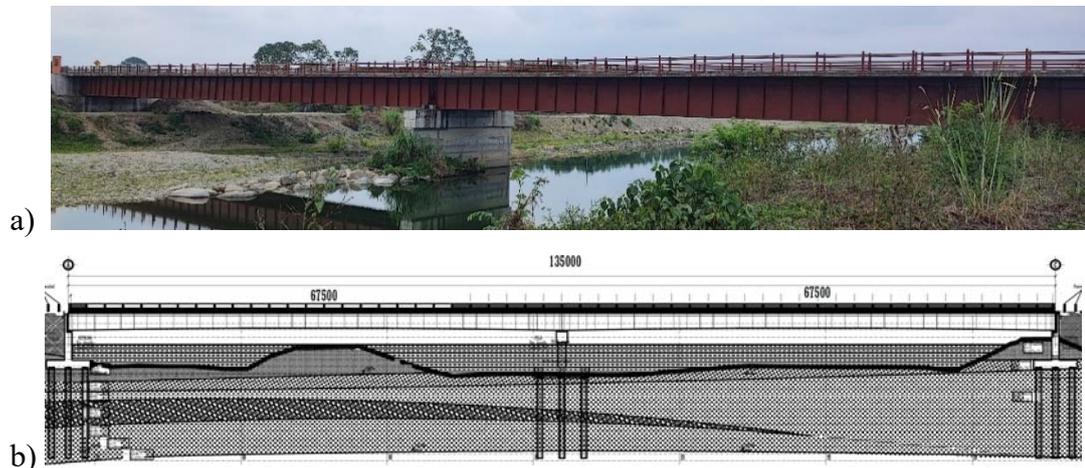


Figura 13. Puente caso de estudio. a) puente construido, b) puente proyectado

Fuente: a) autor & b) modificado de SERCOP [32].

Su extensión es de 135m, divididos en 2 tramos equidistantes de 67.5m. El tablero del puente consta de dos carriles de tráfico vehicular, barandas anti-impacto y barandas peatonales a cada lado; además su losa es continua de 17cm de espesor aproximadamente y cubierta por una carpeta asfáltica de 5cm.

El tablero se apoya a los estribos y pila central mediante apoyos elastoméricos no ancladas a la superestructura. Asimismo, la superestructura está conformada por 4 vigas individuales por tramo de acero estructural A588 Gr.50, las cuales se encuentran arriostradas con diafragmas tipo cruz de “San Andrés” transversales entre vigas. Además, las vigas se apoyan sobre placas rectangulares de neopreno de dureza no especificada en planos de diseño.

Tabla 1. Características vigas armadas de acero

Altura [m]	2.4
Separación [m]	2.3
Longitud [m]	67.5
Espesor apoyos elastoméricos [mm]	66

Fuente: autor

La superestructura se apoya sobre una pila central cuasi rectangular, que en su borde superior posee una viga cabezal más ancha de hormigón armado, y en su parte inferior posee un dado de cimentación que sirve de interface hacia la cimentación conformada por un grupo de 18 pilotes.

Tabla 2. Características de pila central

Sección de pila central [m]	10x1.10
Altura pila central [m]	4.8
Altura viga cabezal [m]	1.5
Ancho viga cabezal [m]	1.5
Dimensión traba sísmica [m], cuadrada	0.4
Altura traba sísmica [m]	0.4
Área dado de cimentación [m]	7.40x13.40
Espesor dado cimentación [m]	1.5
Sección pilote [m]	0.8
Profundidad del pilote [m]	12.5

Fuente: autor

Los estribos que retienen material compactado son confeccionados de hormigón armado, con un muro frontal de un ancho de 8.55[m], alto de 6.36[m] y un espesor de 1[m]; en su parte superior cerca a la losa de aproximación su pantalla es de 30 [cm] de espesor. El muro se apoya sobre una losa de fundación de 12x6.6 [m] y espesor de 1.2[m], que a la vez se sustenta en una triple fila de pilotes de 0.8[m] de diámetro (18 unidades). Por otra parte, los estribos se componen de 2 muros de ala de espesor variable (0.5m a 1m) y 2.8[m] de longitud

La estructura fue diseñada según las disposiciones de la American Association of State Highway and Transportation (AASHTO) [18] y ciertos parámetros especificados por el Ministerio de Obras Públicas del Ecuador del año 2002 según información mencionada en la página de Compras Públicas [32]. Los parámetros que fueron considerados se resumen a continuación.

Tabla 3. Parámetros de diseño

Norma Referenciada	MOP 2002, AASHTO 2014
Camión de diseño	HSMOP/HS25
Resistencia hormigón f_c	280 kgf/cm ²
Esfuerzo admisible del hormigón	0.4 f_c
Esfuerzo fluencia acero A588, F_y	3500 kgf/cm ²
Esfuerzo admisible del acero	0.6 F_y
Esfuerzo fluencia acero refuerzo, f_y	4200 kgf/cm ²
Zona sísmica (NEC-SE-DS)	III
A_o	0.35
Tipo de suelo (según inf. geotécnico)	D
K_h	0.175
K_v	0.5 A_o
Coef. Empuje activo	0.25 K_h
Coeficiente sísmico, $R=1$	0.875
Coeficiente sísmico, $R=1.5$	0.583
Periodo estructural	0.245 [s]
Aceleración espectral, $R=1$	0.875 [g]
Aceleración espectral, $R=1.5$	0.58 [g]
Capacidad por punta de pilote	0.0575N

N=número de golpes sin corregir

Fuente: extraído de SERCOP [32].

A este punto se debe aclarar que varias dimensiones cambian respecto a lo observado en sitio y lo establecido en planos de diseño; al no tener acceso a planos “*as built*” las precedentes tablas hacen referencia a lo verificado/medido en campo. Los planos de diseño de libre acceso y se presentan en el anexo 5.4.1.

3.10 Descripción de modelos disponibles en la literatura para modelación no lineal de componentes en puentes mixtos

3.10.1 Elementos lineales – elásticos

Previo a definir las características y propiedades de los componentes que se comportan elásticos se habla de los materiales por los cuales están conformados, así como algunas propiedades mecánicas necesarias.

a) Materiales y propiedades de la sección

Consecuente con las disposiciones de la AASHTO [18] el módulo elástico se determina con la siguiente expresión:

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ [MPa]}$$

Para el caso del módulo de corte se toma la recomendación de Eberhard [33] para el caso en el que el hormigón empieza a fisurarse, también recomendado por “*Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*” [4]:

$$G_c = 0.2 \cdot E_c$$

Respecto a las propiedades de la sección la constante torsional para el caso de secciones circulares, cuadradas y rectangulares son las establecidas por la mecánica de sólidos.

$$J = 0.5 \cdot \pi \cdot r^4 \text{ (secciones circulares)}$$

$$J = 2.25 \cdot \pi \cdot (0.5 \cdot l)^4 \text{ (secciones cuadradas)}$$

$$J = l_1 \cdot l_c^3 \left[\frac{16}{3} - 3.36 \frac{l_c}{l_1} \left(1 - \frac{l_c^4}{12 \cdot l_1^4} \right) \right] \text{ (secciones rectangulares)}$$

Respecto a la reducción de las propiedades y área efectiva de corte la ACI 318 y PEER [4] recomiendan considerar agrietamiento en los elementos de hormigón armado un 80% del área efectiva a corte, es decir:

$$A_{\text{eff}} = 0.8 \cdot A_v$$

Donde:

$$A_v = 5/6 A_g \text{ (secciones rectangulares)}$$

$$A_v = 0.9 A_g \text{ (secciones circulares).}$$

Para el caso de tableros la guía PEER [4] y consecuente con algunas investigaciones desarrolladas por [11], [12], [13] y [14] donde mencionan que la superestructura se puede modelar como un elemento elástico y puede ser representado como un solo elemento lineal que represente la sección completa, las masas rotacionales alrededor del eje longitudinal (X) se puede determinar de la siguiente manera.

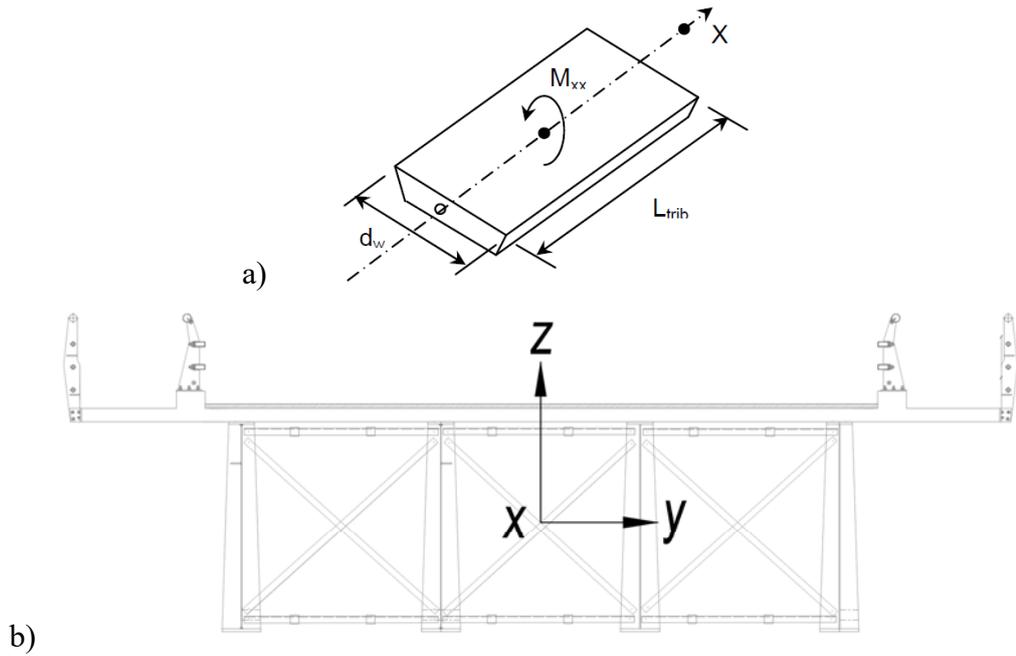


Figura 14. Geometría para definir masas rotacionales. a) ejes, b) sección típica

Fuente: a) PEER [4], b) autor

$$M_{XX} = \frac{M \cdot d_w^2}{12} = \frac{(m/L)L_{trib} \cdot d_w^2}{12}$$

Finalmente las expresiones que mejor determinan la rigidez a corte (K_c) y torsional (K_θ) son propuesta por la AASHTO Guide [5].

$$K_c = A_{eff} \cdot G_c$$

$$K_\theta = 0.2 \cdot J \cdot G_c$$

b) Evaluación de componente: superestructura (tablero y vigas)

Para determinar las propiedades globales de la superestructura en primera instancia se resume las secciones de vigas metálicas de acuerdo a planos donde se posee dos secciones tipo (Tabla 4). El tramo del puente de 67.5[m] se divide en 4 subtramos, los 2 extremos se han denominado zona de momento en extremo (ZME) y los 2 centrales como zona de momento centro (ZMC).

Tabla 4. Secciones de vigas metálicas por cada subtramo,

VIGA TIPO L=67.5m													
ZONA	Abscisa [m]	patín superior		alma		patín inferior		refuerzo superior		refuerzo superior		promedio [mm]	
		bf1 [mm]	tf1 [mm]	d [mm]	tw [mm]	bf2 [mm]	tf2 [mm]	bf1 [mm]	ef1 [mm]	bf2 [mm]	ef2 [mm]	tf1_m	tf2_m
ZME	0 - 16.87	400	30	2400	12	450	30	150	30	250	30	41.25	46.67
ZMC	16.87 - 33.75	450	30	2400	12	620	30	250	30	500	30	46.67	54.19
ZMC	33.75 - 50.63	450	30	2400	12	620	30	250	30	500	30	46.67	54.19
ZME	50.63 - 67.5	400	30	2400	12	450	30	150	30	250	30	41.25	46.67

Fuente: autor

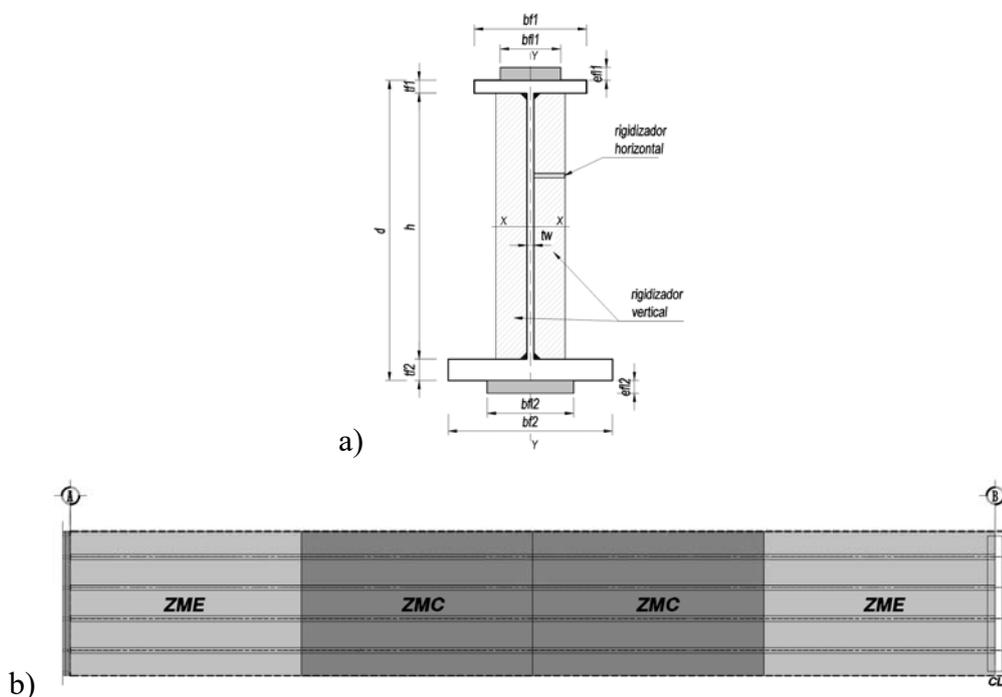


Figura 15. Vigas metálicas consideradas: a) Sección transversal viga tipo, b) Subtramos considerados por 67.5[m].

Fuente: autor

Se debe mencionar que las vigas poseen refuerzos en patines superior e inferior, por tanto, para determinar sus propiedades se trabaja con su promedio; a continuación, se presenta un resumen de las propiedades de cada subtramo.

Tabla 5. Propiedades mecánicas superestructura

Ag [m ²]=	0.48	S33 [m ³]=	0.27	ZONA MOMENTO EXTREMO
I33 [m ⁴]=	0.48	S22 [m ³]=	0.51	
I22 [m ⁴]=	1.76	Z33 [m ³]=	0.24	
P23 [m ⁴]=	0	Z22 [m ³]=	0.6	
V2 [m ²]=	0.11	R33 [m]=	1	
V3 [m ²]=	0.37	R22 [m]=	1.92	
J [m ⁴]=	1.82	SCE[m]=	0	
Mxx[kg-m ²]=	1188365.13			
Ag [m ²]=	0.55	S33 [m ³]=	0.39	ZONA MOMENTO CENTRO
I33 [m ⁴]=	0.62	S22 [m ³]=	0.64	
I22 [m ⁴]=	2.21	Z33 [m ³]=	0.31	
P23 [m ⁴]=	0	Z22 [m ³]=	0.76	
V2 [m ²]=	0.11	R33 [m]=	1.06	
V3 [m ²]=	0.44	R22 [m]=	2.01	
J [m ⁴]=	2.35	SCE[m]=	0	
Mxx[kg-m ²]=	1356482.24			

Fuente: autor

Tabla 6. Masas rotacionales superestructura

	Vano 67.5[m]	nudo interior	nudo extremo	Observ.
Mxx [kg-m ²]=	1184983.91	296245.98	148122.99	ZME
Myy [kg-m ²]=	932274.79	233068.7	116534.35	
Mzz [kg-m ²]=	252709.12	63177.28	31588.64	
Mxx [kg-m ²]=	1499882.13	374970.53	187485.27	ZMC
Myy [kg-m ²]=	1171542.31	292885.58	146442.79	
Mzz [kg-m ²]=	328339.82	82084.96	41042.48	
Mxx [kg-m ²]=	1342433.02	335608.255	167804.13	promedio
Myy [kg-m ²]=	1051908.55	262977.14	131488.57	
Mzz [kg-m ²]=	290524.47	72631.12	36315.56	

Fuente: autor

Se debe recordar que el vano de 67.5[m] se ha dividido en 4 subtramos, por tanto, en cada uno de ellos existirá un nudo interior interno y extremo según ubicación; esto se definió en el programa SAP2000 en base a las tablas precedentes.

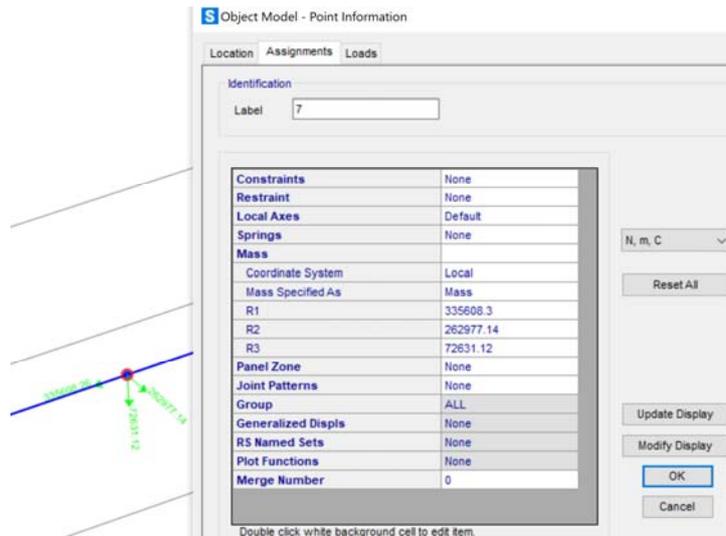


Figura 16. Definición del elemento superestructura y masas rotacionales en el programa SAP2000

Fuente: el autor

En el anexo 5.4.2 se muestra a modo de ejemplo la determinación de todas estas propiedades para el caso del subtramo ZME.

c) Evaluación componente: pila central

Consecuente con las dimensiones de la Tabla 2 la viga cabezal se modela como un elemento lineal, considerando un elemento de sección cuadrada el programa SAP2000 determina automáticamente todas sus propiedades como se muestra a continuación.

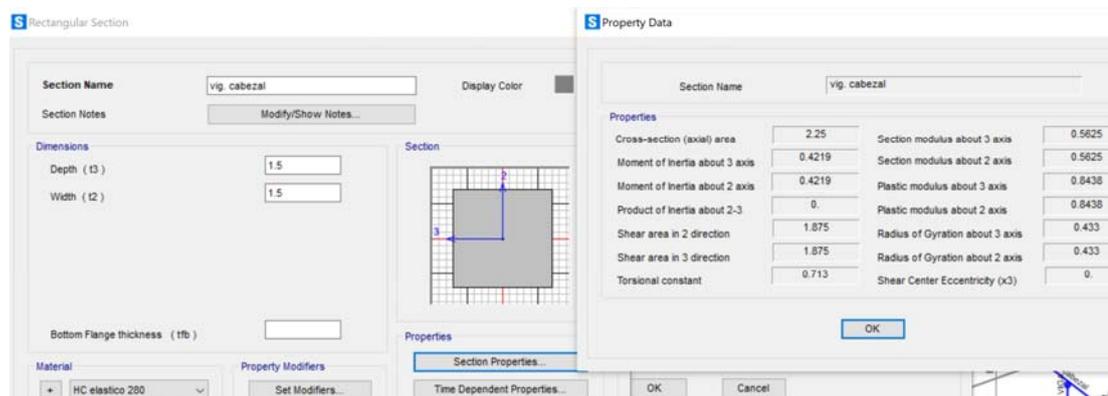


Figura 17. Propiedades viga cabezal en pila central

Fuente: autor

Respecto a las propiedades del hormigón se lo define como ortotrópico consecuente con las expresiones recomendadas y mencionas en secciones previas; los valores asignados son las siguientes.

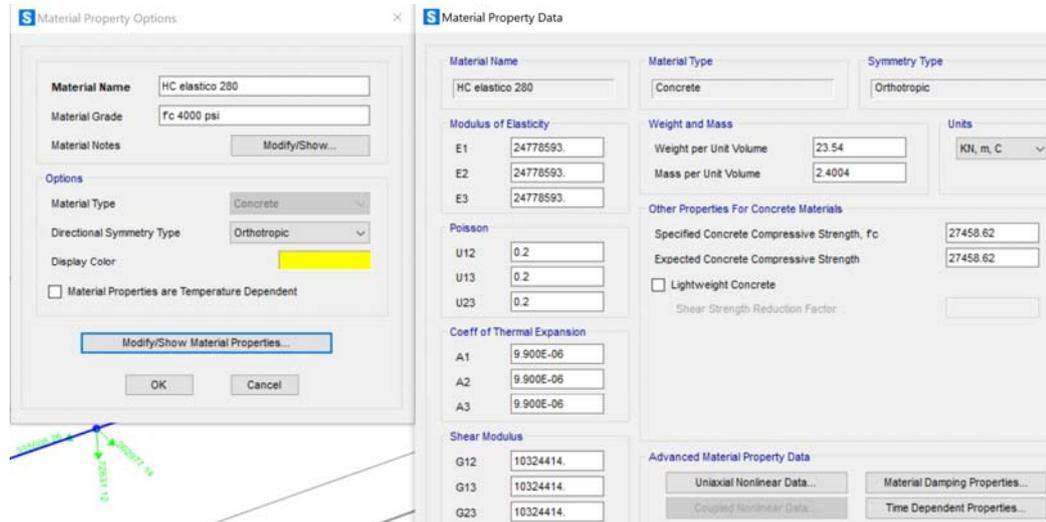


Figura 18. Definición de material ortotrópico.

Fuente: autor

3.10.2 Componente: barras verticales sísmicas

Según las investigaciones mencionadas en el capítulo II el levantamiento del tablero en todo tipo de puentes se puede presentar durante sismos de gran intensidad. En la zona de implantación del puente, a 3 km de la zona de estudio se encuentra el antiguo puente de hormigón armado colapsado, donde se puede evidenciar la caída de varios tramos de la superestructura.



Figura 19. Puente colapsado antiguo, cercano a zona de la estructura analizada.

Fuente: autor

En la tabla a continuación se presentan las aceleraciones registradas en las estaciones más cercanas a la estructura analizada (Provincia de los Ríos), se puede inferir que las componentes verticales en aceleraciones registradas en el evento del 16 de abril del 2016 pueden alcanzar entre el 25% y 50% de la horizontal.

Tabla 7. Aceleraciones máximas del terreno (PGA)

Nro.	Estación	Ciudad	Dirección	PGA [g]
1	APO1	Portoviejo	E-W	0.32
			N-S	0.38
			Z	0.1
2	ASDO	Santo Domingo	E-W	0.21
			N-S	0.11
			Z	0.05
3	ACHN	Chone	E-W	0.33
			N-S	0.37
			Z	0.17

Fuente: autor & Red nacional de acelerógrafos [34]

Con estos antecedentes el levantamiento/caída de la superestructura es probable, pese a ello, el puente nuevo analizado únicamente incorpora trabas sísmicas como medida de protección contra este problema; otra condición es que no existe conexión entre apoyo (neopreno) y vigas, es decir, únicamente están apoyadas y su restricción al movimiento lateral se da por la fricción entre estos componentes.

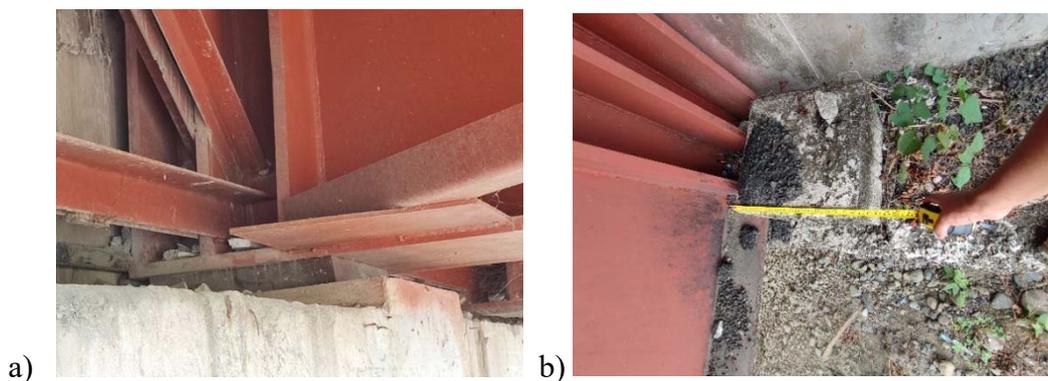




Figura 20. Dispositivos de restricción al movimiento transversal: a) Viga sobre apoyo de neopreno, b) Traba sísmica en estribo, c) Traba sísmica en pila central

Fuente: autor

Bajo esta premisa y buscando la resiliencia en la evaluación del puente se incorporan barras sísmicas verticales a fin que sirva de base para el reforzamiento/evaluación de puentes nuevos y existentes a futuro. Para el dimensionamiento de estos elementos se considera anclajes A440-280H con $f_y=280$ [MPa] ya que se posee información experimental que validan el modelo analítico según la investigación de Martínez [16] y fue realizado en un país cercano como Chile. Por tanto, los anclajes propuestos deberán resistir una fuerza de levantamiento del 20% del peso propio (mínimo) y satisfacen las expresiones recomendadas según Romo [8] y ANID [7].

$$F_t = 0.2 \cdot W_{sp}$$

$$T_{mb} = 0.7 \cdot f_y$$

Donde:

F_t = fuerza de levantamiento resistida por las barras de anclaje, W_{ps} = peso propio y sobrecarga muerta anclada permanente a la superestructura, T_{mb} y f_y = resistencia máxima a la tracción y esfuerzo fluencia de las barras de anclaje respectivamente.

De lo anterior y según el anexo 5.4.3 se requieren 2 barras sísmicas verticales de 25mm de diámetro entre vigas, es decir, 6 barras por apoyo como se esquematiza a continuación.

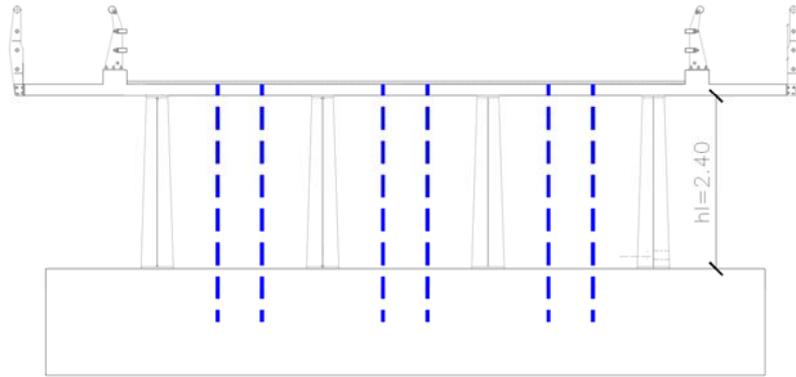
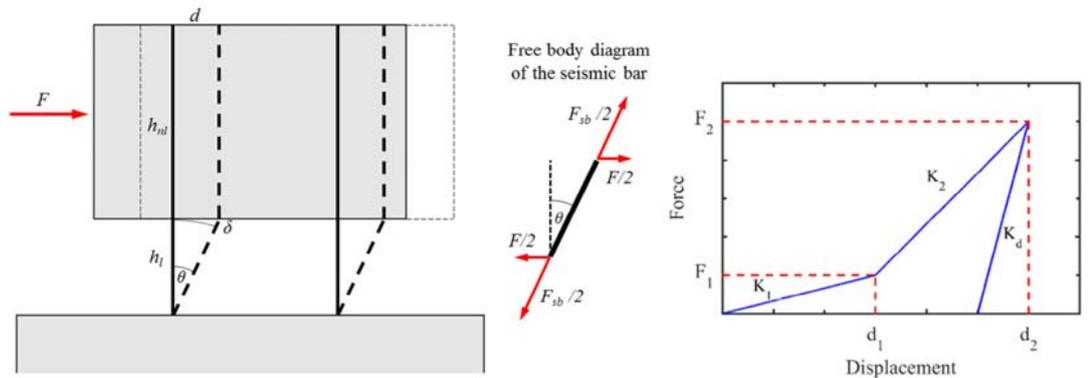


Figura 21. Esquema de barras de anclaje a incorporar en el modelo analítico.

Fuente: autor

Una vez definidas las características de las barras se construye el modelo constitutivo según Martínez [16] para el caso específico donde no se poseen diafragmas transversales de hormigón armado. Para su respuesta lateral la constitutiva propuesta es la siguiente:



Seismic bar configuration	Displacement	Force	Unloading stiffness	γ factor
WD	$d_1 = 0.1h_l$ $d_2 = h_l$	$F_1 = \gamma f_y A_{sb}$	$K_d = 20K_2$	$\gamma = \begin{cases} 0.04 & \text{for } F_1 \\ 0.71 & \text{for } F_2 \end{cases}$
WOD	$d_1 = 0.1h_l$ $d_2 = 0.35h_l$	$F_1 = \gamma f_y A_{sb}$	$K_d = 15K_2$	$\gamma = \begin{cases} 0.07 & \text{for } F_1 \\ 0.37 & \text{for } F_2 \end{cases}$

f_y corresponds to the real yield stress, $1.2 f_{y\text{nominal}}$ is recommended.

Figura 22. Curva fuerza-desplazamiento para modelar la respuesta lateral de barras de anclaje vertical antisísmicas.

Fuente: extraído de Martínez [16].

En la figura anterior el término ‘WOD’ hace referencia a la constitutiva sin diafragma transversal de hormigón armado, que es aplicable al caso de estudio. Con la información los parámetros que construyen la constitutiva son los siguientes.

Tabla 8. Parámetros constitutiva fuerza-desplazamiento para respuesta lateral de barras sísmicas.

Parámetro	Unidad	Valor
\emptyset	[mm]	22
f_y	[MPa]	280
h_l	[m]	2.4
f_{yn}	[MPa]	336
d_1	[m]	0.24
d_2	[m]	0.84
F_1	[kN]	11.55
F_2	[kN]	61.03
K_1	[kN/m]	48.11
K_2	[kN/m]	82.47
K_d	[kN]	1237

Fuente: autor

De manera similar se construye la constitutiva fuerza-desplazamiento vertical propuesto por Wilches [35], el cual propone un tramo inicial de fuerza cero y luego una rigidez elástica definida por la fluencia del acero de la barra. Según Martínez [16] y ANID [7] el efecto de carga cero se pierde en los primeros ciclos y se aplica a barras pretensadas, por tanto, para el caso de estudio este tramo inicial no se considera.

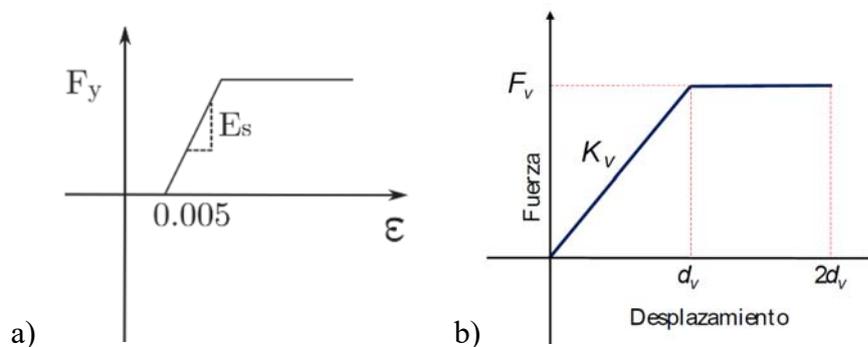


Figura 23. Curva fuerza-desplazamiento de barras sísmicas verticales: a) Modelo Wilches, b) ANID (considerado)

Fuente: Extraído [35] & [7] respectivamente.

$$K_v = E_s \cdot \frac{A_b}{h_{tb}}$$

$$F_v = f_y \cdot A_b$$

$$d_v = \frac{F_v}{K_v}$$

Donde ‘Es’ es el módulo de elasticidad, ‘Ab’ es área de la sección transversal y ‘fy’ es la fluencia de la barra, y ‘htb’ es el largo total de la barra que este caso se consideró de 3.25 [m] según planos y medidas en sitio.

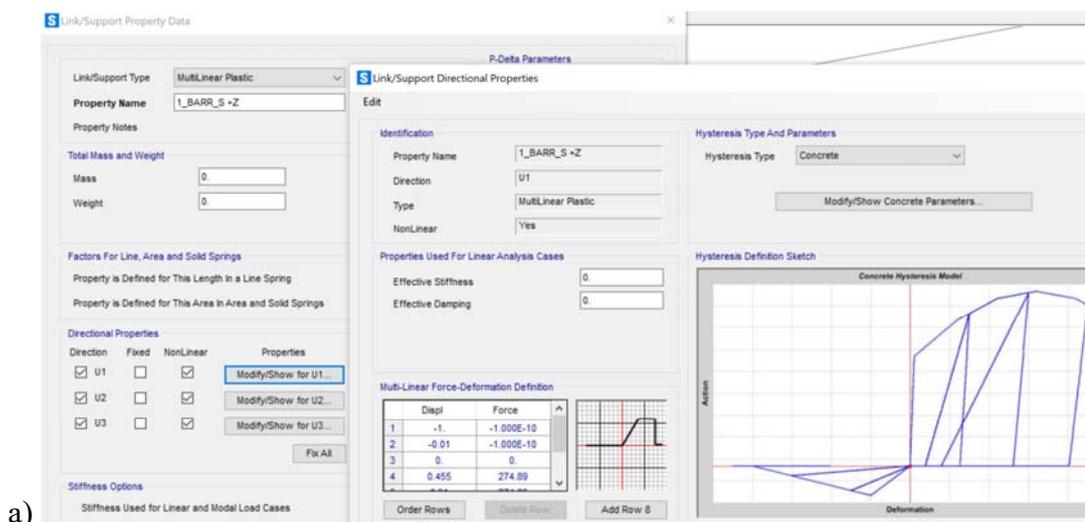
Tabla 9. Parámetros constitutiva fuerza-desplazamiento para respuesta vertical de barras sísmicas.

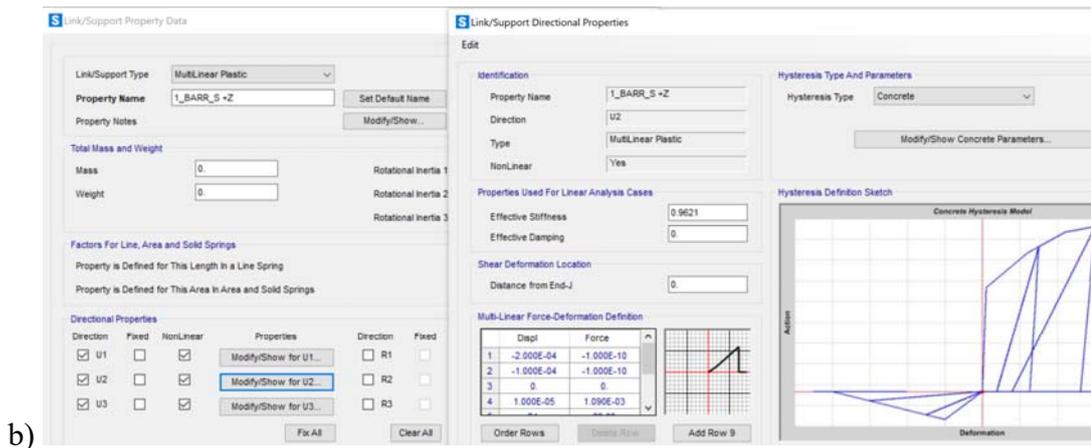
Parámetro	Unidad	Valor
Es	[MPa]	200000
htb	[m]	3.25
Kv	[kN/m]	60399.5
Fv	[kN]	274.9
dv	[mm]	4.55
2*dv	[mm]	9.1

Fuente: autor

Para modelar en SAP2000 este componente configuramos un elemento “link multi-linear plastic” considerando en la dirección U2 y U3 la relación fuerza-desplazamiento lateral definida por Martínez [16] y para el caso de su comportamiento axial U1 lo mencionado por Wilches [35]. Según lo investigado en ANID [7] el modelo histerético que mejor representa el comportamiento en SAP2000 es del tipo ‘Concrete’.

De acuerdo a los parámetros presentados en la Tabla 8 y Tabla 9 la configuración para el caso de estudio fue.





b) Figura 24. Configuración respuesta. a) Vertical U1, b) Lateral U2, U3.

Fuente: autor

La asignación de estos elementos se realiza tanto en la pila central y los extremos donde se ubican los estribos del puente. La relación fuerza-desplazamiento y determinación de cada parámetro de las barras sísmicas verticales se presenta a detalle en el anexo 5.4.3 para un mejor entendimiento.

3.10.3 Componente: apoyos elastoméricos (neopreno)

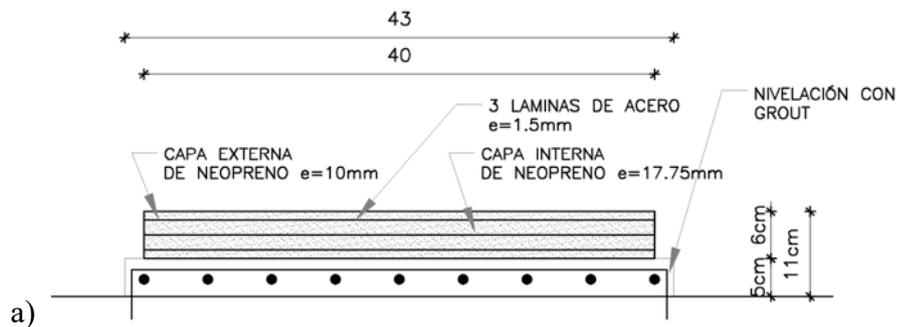
La práctica nacional considera la unión típica de superestructura e infraestructura mediante el apoyo de vigas metálicas u hormigón sobre placas de neopreno. Para el caso de estudio los planos de diseño mencionaban el uso de aisladores ‘cónicos de fricción’, no obstante, en visita al sitio se constató que se usaron apoyos elastoméricos de 6cm de espesor y 25cmx40cm de dimensión como se muestra a continuación.



Figura 25. Apoyos elastoméricos no anclados puente en estudio.

Fuente: autor

Se debe destacar que las vigas metálicas se apoyan sobre los neoprenos sin anclaje, por tanto, para determinar su comportamiento se considera imperativamente la fricción entre los componentes. Ya que la información disponible del puente en estudio es insuficiente, se recurre a documentos como planillas, contratos y otra documentación contractual para obtener las características de los apoyos que se muestra en la siguiente figura.



b)

No.	Descripción del rubro	U	Cantidades		
			Cantidad	Precio Unitario	Valor Total
	CONTRATO COMPLEMENTARIO 1				
1	OBRAS CIVILES ADICIONALES				
RN2	BARANDAS DE PROTECCIÓN INTERNAS Y EXTERNAS	Kg	16,640.00	3.10	51,584.00
RN3	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE JUNTAS DE DILATACIÓN TIPO TRANSFLEX TJS0	m	31.80	520.00	16,536.00
RN4	GEOTEXTIL	m2	293.00	2.00	586.00
RN5	JUNTAS DE NEOPRENO SHORE 60 DE (120 x25x5) cm DE ESPESOR Y DOS LAMINAS METÁLICAS DE 1,5 MM EN SU INTERIOR	m	21.20	349.64	7,412.37
2	EXCEDENTE CONTRATO PRINCIPAL				
2	EXCAVACION Y RELLENO PARA PUENTES	m3	139.97	9.01	1,261.13
3	MATERIAL FILTRANTE	m3	52.00	6.19	321.88
6	HORMIGON REPLANTILLO F'c=140 KG/CM2	m2	76.12	14.26	1,085.47

Figura 26. Características apoyos neopreno tipo. a) dimensiones, b) características apoyo tipo.

Fuente: a) autor, b) contrato complementario SERCOP [32]

Los apoyos considerados se usaron tanto para estribos en los dos márgenes extremos y la pila central.

a) Verificación apoyos elastoméricos tipo

Previo a determinar el comportamiento fuerza – deformación del componente se deben determinar varios parámetros mencionados en la AASHTO [18], como se resume en la tabla a continuación.

Tabla 10. Parámetros inferidos apoyos elastoméricos tipo.

Parámetro	Unidad	Valor	Descripción
G	[MPa]	1.14	módulo de corte
Neopreno	[mm]	400x250x60	dimensiones elastómero
e _{capaI}	[mm]	17.75	espesor capa goma interna
e _{capaE}	[mm]	10	espesor capa goma externa
P _{PED}	[kN]	496.41	carga compresión (E.L. SERVICIO)
e _s	[mm]	1.5	espesor placas internas acero
G	[MPa]	1.14	Módulo de corte, tabla 17.7.6.2-1 AASHTO 9th
E _c	[MPa]	102.19	Módulo elastómero Ec. C14.6.3.2-1 AASHTO 9th
σ _{PED}	[MPa]	5.52	esfuerzo admisible neopreno S 14.7.6.3.2 AASHTO 9th
σ _{NEOP}	[MPa]	4.96	esfuerzo en el elastómero (servicio). Shore A60

Fuente: autor & memoria calculo [32]

Ya que el esfuerzo por solicitaciones de servicio es inferior al admisible el apoyo elastomérico se considera aceptable $\sigma_{NEOP} < \sigma_{PED}$.

b) Modelo lateral de elastómeros no anclados.

Para representar el comportamiento lateral de apoyos elastoméricos no anclados se emplea lo propuesto por Rubilar [36] y complementado por Wilches [35]. El modelo basado en ensayos experimentales se compone de dos ramales, el primero considera la fluencia del material y la segunda el deslizamiento del apoyo sobre la viga cabezal o mesa de apoyo en estribos, este mecanismo se representa de la siguiente manera.

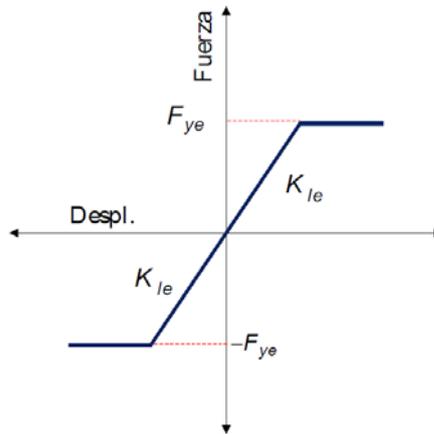


Figura 27. Modelo lateral apoyo neopreno no anclado.

Fuente: Rubilar [36].

Las ecuaciones que construyen el modelo son:

$$k_l = \frac{G \cdot A_c}{h_{rt}}$$

$$F_{ye} = \mu_e \cdot \sigma_{cd} \cdot A_c$$

$$\mu_e = 0.18 + \frac{0.37}{\sigma_{cd}} \quad [MPa] \text{ por Steelman.}$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{NEOP} \cdot 1.15$$

$$\sigma_{NEOP} = \frac{P_{PED}}{l_c \cdot a_c}$$

Adicional a los parámetros ya definidos en la Tabla 10, se menciona ‘lc’ y ‘ac’ corresponde a las dimensiones de la placa de neopreno que para el caso de estudio son 40 y 25cm respectivamente, y ‘Ac’ hace referencia al área en planta del neopreno. Finalmente los valores de la rigidez lateral ‘kl’ y la fuerza de inicio al desplazamiento ‘Fye’ se definen en la Tabla 11.

Respecto al coeficiente de fricción (μ_e) existen varias propuestas y recomendaciones; la guía del ANID [7] investiga varias alternativas y recomienda la expresión desarrollada por Steelman [19] ya que se asemeja a valores obtenidos en ensayos locales y toma en cuenta la carga de compresión en los apoyos. Al no existir información sobre el tema en el Ecuador y considerando una práctica constructiva similar se adopta esa expresión.

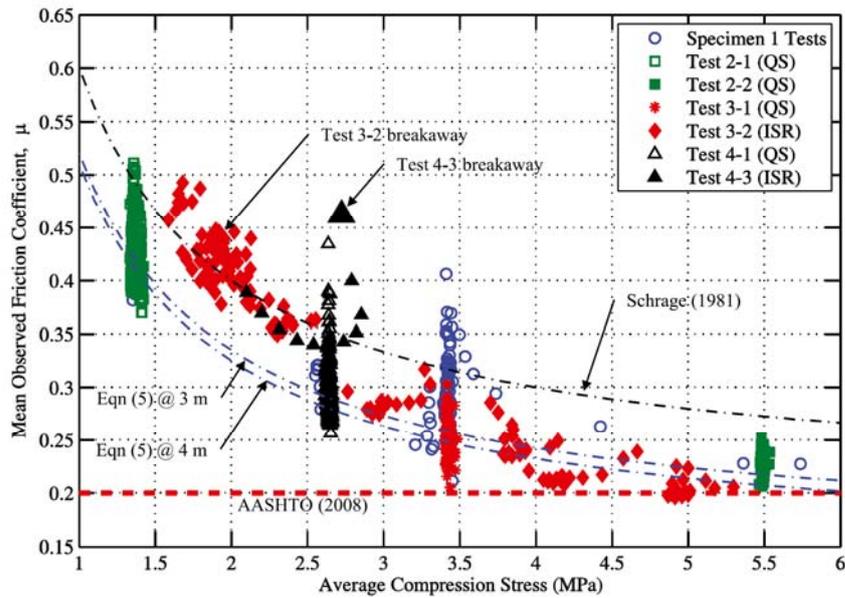


Fig. 9. Observed friction versus average vertical compression stress

Figura 28. Variación del coeficiente de fricción (μ_e)

Fuente: Steelman et al.

Los parámetros obtenidos para definir el comportamiento fuerza-deformación lateral de elastómeros no anclados para el caso de estudio son:

Tabla 11. Respuesta lateral

Parámetro	Unidad	Valor
ρ_{cd}	[Mpa]	5.71
A_c	[m ²]	0.1
K_l	[kN/m]	2049.8
μ_e	---	0.24
F_{ye}	[kN]	139.76

Fuente: autor

Para implementar la modelación de este componente en SAP2000 se genera un elemento 'link' de igual altura al apoyo elastomérico que considere respuesta del tipo 'multi linear plastic'. El comportamiento histerético para su respuesta no lineal es del tipo 'kinematic' y deberá configurarse para las direcciones U2 y U3.

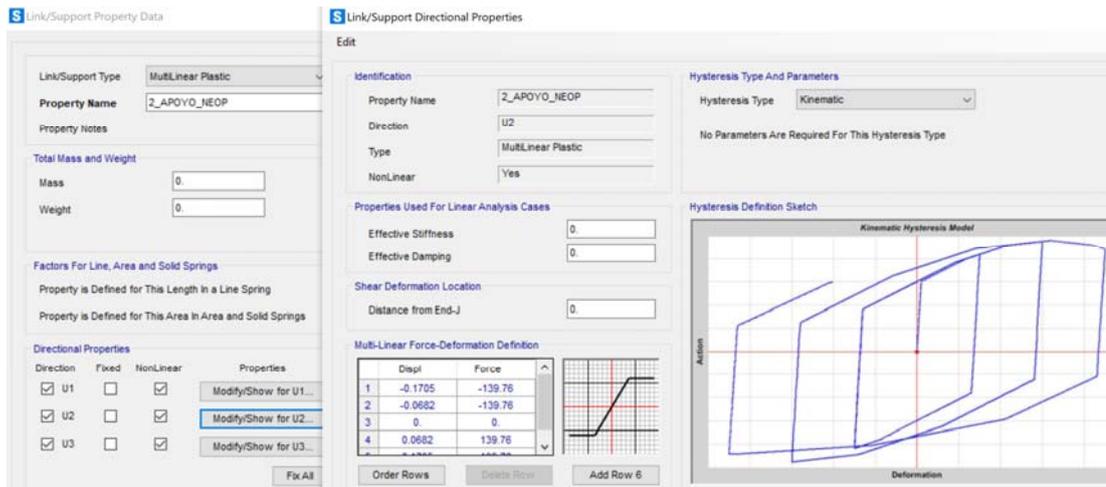


Figura 29. Definición elemento ‘link’ para respuesta lateral U2 y U3.

Fuente: autor

Para configurar la respuesta torsional se consideran las expresiones de la AASHTO LRFD [18] mencionadas en la sección 14.6.3.2 del estándar. Para este caso se lo configura como elementos lineales, donde la rigidez ($K\theta$) es el único parámetro necesario.

Tabla 12. Respuesta torsional

	Parámetro	Unidad	Valor
R2	Ie	[mm ⁴]	133333333.3
	K θ	[kN·m/rad]	1227.48
R3	Ie	[mm ⁴]	520833333.3
	K θ	[kN·m/rad]	479.48

Fuente: autor

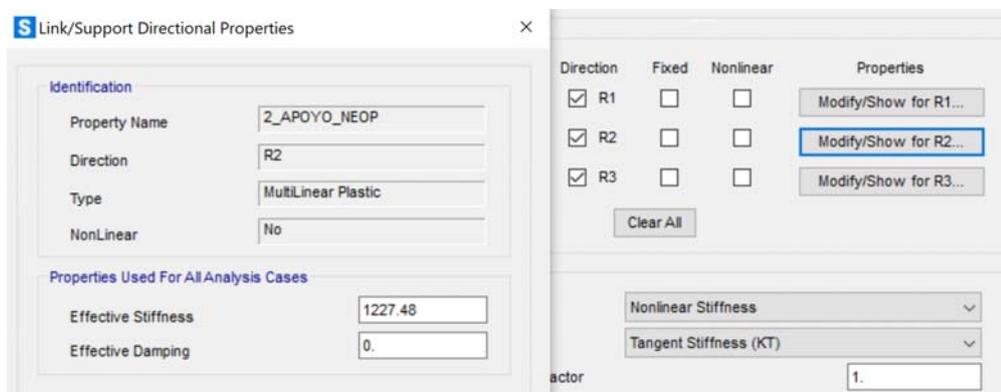


Figura 30. Asignación rigidez torsional (R2).

Fuente: autor.

c) Modelo de respuesta vertical de apoyos elastoméricos.

Debido a que las componentes verticales se pueden presentar durante un evento sísmico la superestructura podría exhibir un despegue de los elastómeros sobre el apoyo, en consecuencia, la resistencia lateral no se debería considerar. Al no existir investigaciones de este efecto no se lo considera y la rigidez vertical a compresión se determina en base a la expresión siguiente según Romo [8], ANID [7] y AASHTO.

$$k_v = E_c \frac{l_c \cdot a_c}{h_{rt}}$$

$$E_c = 4.8 \cdot G \cdot Si^2$$

Tabla 13. Respuesta vertical

Parámetro	Unidad	Valor
Si_I	---	4.33
Si_E	---	7.76
Ec	[Mpa]	102.19
Kv	[kN/m]	184122.07

Fuente: autor

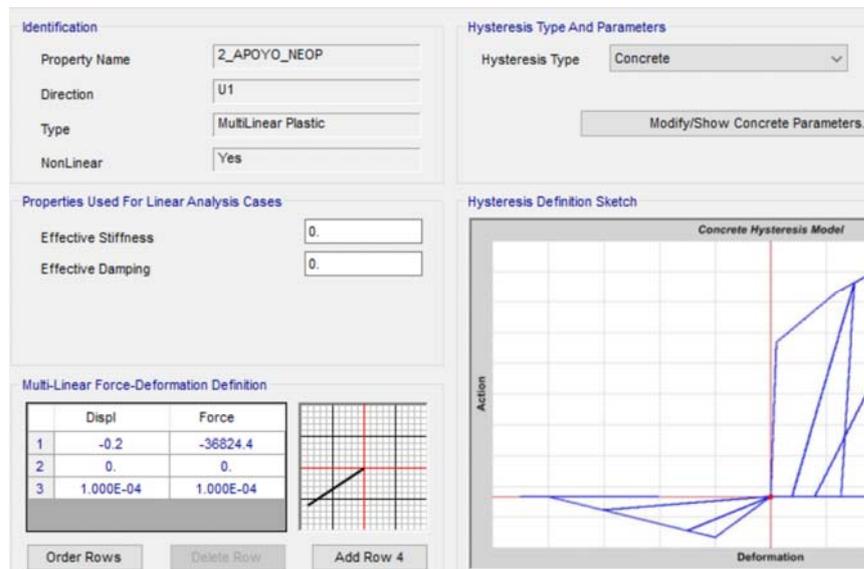


Figura 31. Respuesta vertical.

Fuente: autor

Para asignar un valor de la rigidez vertical debido a la compresión (signo negativo) se genera un valor de $K_v = 0.2m \cdot 184122.07kN/m = 36824.4$ [kN] como un punto arbitrario al ser elástico – lineal. El desarrollo y determinación de la respuesta lateral y vertical se presenta a detalle en el anexo 5.4.4 para un mejor entendimiento.

3.10.4 Componente: trabas sísmicas (shear key)

Las trabas sísmicas o también conocidas como llaves de corte (*shear keys*) en la bibliografía internacional cumplen el rol de ‘fusibles sísmicos’, esto implica que los daños en la superestructura, estribos y cepas puedan ser prevenidos ya que restringen los desplazamientos transversales del tablero y evitan la caída de tramos apoyados.

Para el caso de estudio se posee trabas cuadradas tipo de 40x40x40 [cm] emplazadas en pilas y estribos; este componente posee una abertura (gap) de 5cm hasta la viga exterior como se muestra a continuación.



Figura 32. Trabas sísmica caso de estudio. a) Traba sísmica tipo, b) Abertura (gap), c) Traba en estribo, d) Traba en pila central

Fuente: autor.

Se menciona que los planos de diseño no consideraban trabas en estribos, no obstante, en sitio se constató que si las construyeron. Las trabas tanto en pilas y estribos se ubican aproximadamente a 1[m] desde el extremo de cada apoyo, esto tiene vital

importancia ya que determina el comportamiento del elemento como se verá en la siguiente sección.

a) Mecanismo de falla traba sísmica tipo.

Adicional a lo mencionado en el capítulo II investigaciones recientes realizadas por Han [24]&[25], ANID [7] y Silva [37] estudian mecanismos de fallas de llaves de corte interiores y exteriores. Para esta investigación las trabas se consideran internas, ya que su distancia hasta al extremo de su mesa de apoyo es extensa (1 metro) como se observa en la Figura 32.

De lo anterior y según la investigación experimental y analítica de Han et al. [25] y Silva et al. [37] se puede presentar una falla de deslizamiento por corte (*sliding shear failure*) cuando la traba es construida monolíticamente. La relación fuerza-desplazamiento aplicable la propuso Silva y fue también adoptada por la Guide for Nonlinear Seismic Analysis of Ordinary Bridges de la California Department of Transportation (CALTRANS) [9].

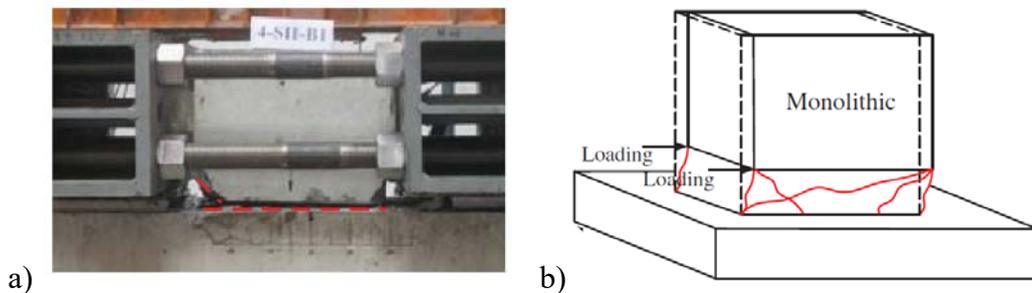


Figura 33. Falla deslizante por corte. a) Ensayo experimental, b) Esquema falla

Fuente: Han et al. [25]

La relación fuerza-desplazamiento considerada para implementarlo posteriormente en SAP2000 se muestra en la Figura 34; este modelo propone que la capacidad máxima de la llave de corte quede definida por una falla de fisuramiento en el hormigón la cual es seguida por un deslizamiento por fricción o por un comportamiento *post-peak* conforme a un modelo puntal – tensor.

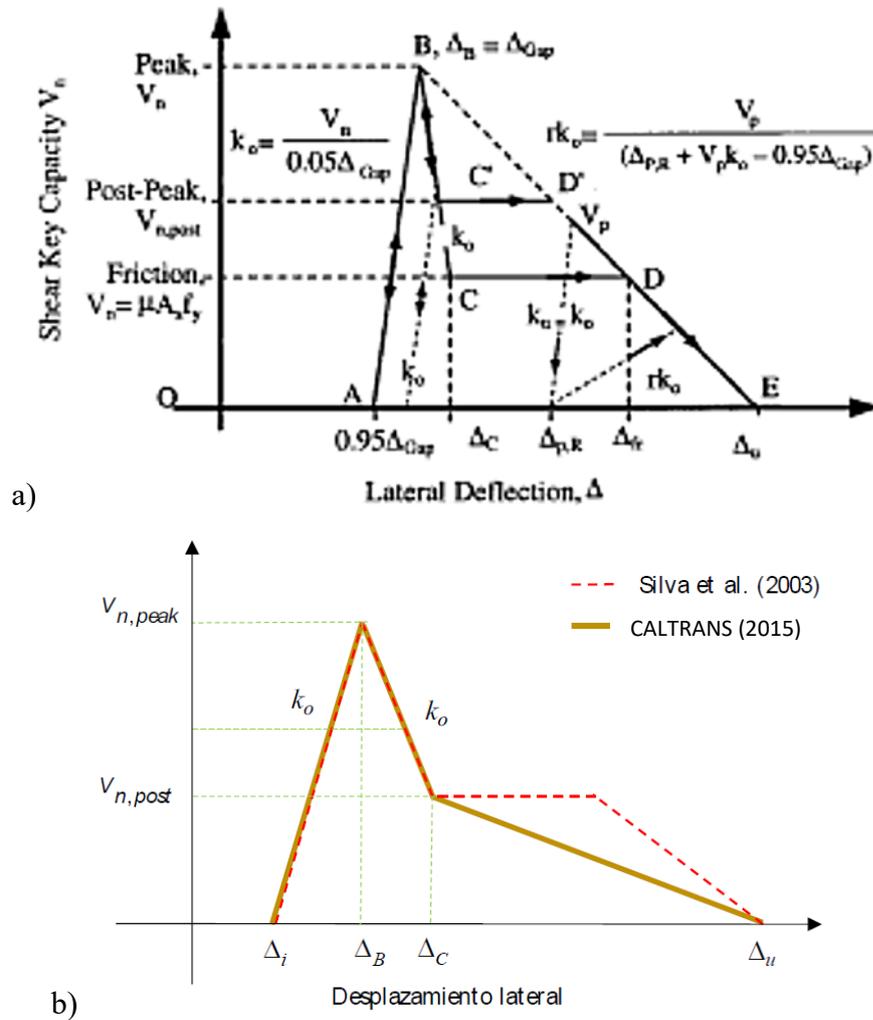


Figura 34. Modelo idealizado fuerza – deformación. a) Modelo original, b) Modelo simplificado (usado en esta investigación)

Fuente: a) Silva et al. [37], b) ANID [7]

No obstante, la guía de CALTRANS [9] propone simplificar la respuesta mediante la no inclusión de la meseta posterior al descenso de energía (tramo CD y DE de la Figura 34-a) y considerar siempre la misma pendiente de carga y descarga; las expresiones que definen el modelo simplificado son:

$$\begin{aligned} \Delta_A &= 0.95 \cdot G \\ \Delta_B &= G \\ \Delta_C &= \Delta_B - \frac{V_C - V_B}{K_o} \\ \Delta_u &= 0.114m \\ K_o &= \frac{V_B}{0.05 \cdot G} \end{aligned}$$

$$V_B = \begin{cases} 0.94 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d & \rho < 0.6\% \\ 0.20 \cdot f'_c \cdot b \cdot d & \rho \geq 0.6\% \end{cases} \quad [MPa, kN]$$

$$V_C = \begin{cases} \frac{As \cdot fy}{\alpha} & V_B > \frac{1.2 \cdot As \cdot fy}{\alpha} \\ \mu \cdot As \cdot fy & V_B \leq \frac{1.2 \cdot As \cdot fy}{\alpha} \end{cases} \quad [MPa, kN]$$

$$\alpha = \frac{h}{d}$$

$$V_A = V_E = 0$$

Donde ‘ko’ corresponde a la rigidez de carga, ‘As’ es el área del refuerzo vertical que atraviesa la interfaz de corte y las coordenadas de fuerza (V) – desplazamiento (Δ) en los puntos A, B, C, D y E definen la forma de curva propuesta (Figura 34-b); respecto al coeficiente de fricción se toma la recomendación del ACI 318-19 mencionada en la tabla 22.9.4.2, donde para el caso de hormigón monolítico $\mu = 1.4\lambda$, siendo $\lambda=1$ para el caso de hormigones normales; los restantes parámetros obtenidos en observaciones de sitio y planos de diseño se resume en la tabla a continuación.

Tabla 14. Características trabas sísmicas caso de estudio

Parámetro	Unidad	Valor	Descripción
f _c	[MPa]	27.46	resistencia compresión H.S
f _y	[MPa]	411.88	esfuerzo fluencia acero refuerzo
d _b	[mm]	12	diámetro acero longitudinal traba
N _b	----	10	número barras refuerzo
h	[mm]	400	altura traba sísmica
d	[mm]	400	dimensión longitudinal traba sísmica
b	[mm]	400	dimensión transversal traba sísmica
G	[mm]	50	distancia entre traba y viga (gap)
λ	----	1	para hormigones normales
μ	----	1.4	coeficiente de fricción a corte

Fuente: autor

Los resultados de la evaluación del componente para el caso de falla por corte debido a deslizamiento se resumen en la Tabla 15. Además, en el anexo 5.4.5 se presenta el cálculo disgregado de la relación fuerza-desplazamiento para el puente estudiado.

Tabla 15. Parámetros modelo falla a corte, traba interior monolítica.

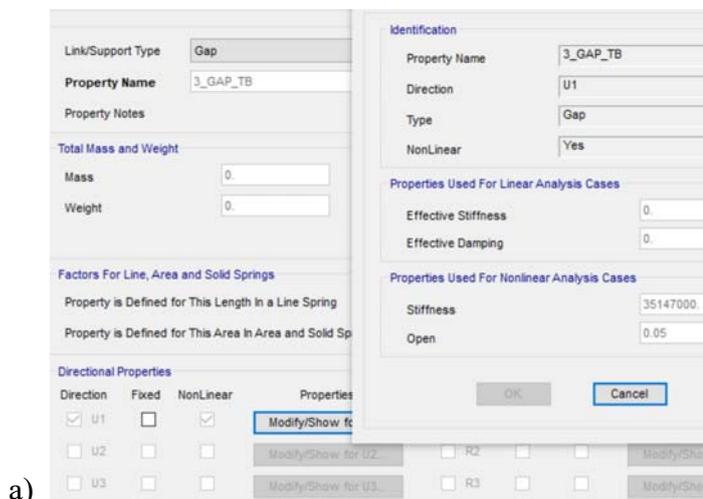
Parámetro	Unidad	Valor
μ	----	1.4
α	----	1
VA	[kN]	0
VB	[kN]	878.7
VC	[kN]	465.82
VD	[kN]	0
ΔA	[m]	0.048
ΔB	[m]	0.05
ΔC	[m]	0.051
ΔD	[m]	0.114

Fuente: autor

b) Implementación del modo de falla a corte en SAP2000.

La implementación del modelo propuesto por Silva et al. [37] y modificado por CALTRANS [9] en SAP2000 se realiza mediante la unión en serie de un *link gap* que representa la distancia entre la viga-traba sísmica y un *link multi linear plastic concrete* que representa la traba sísmica configurada según la curva fuerza-desplazamiento del modelo previamente definido.

La determinación de cada parámetro se encuentra en el anexo 5.4.5. De lo anterior y utilizando los valores de la Tabla 15 se implementa el modelo de dos elementos *link* en serie ejemplificado en la figura siguiente.



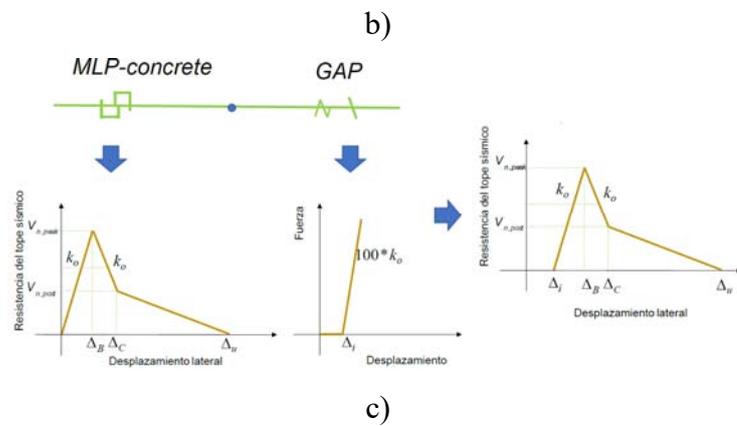
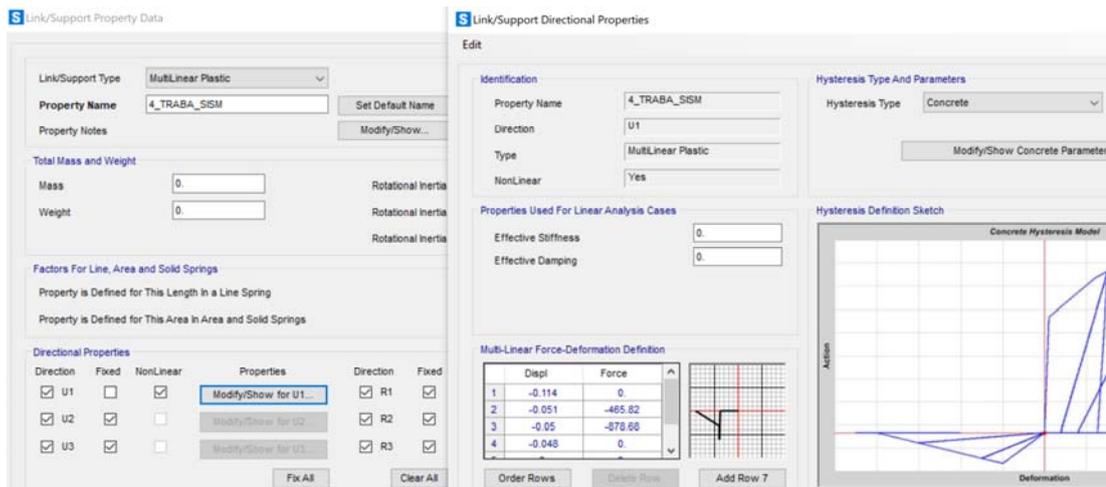


Figura 35. Elementos que representan trabas sísmicas. a) Separación (gap), b) Modelo traba sísmica, c) Esquema de modelo en serie

Fuente: autor, SAP2000, ANID [7]

3.10.5 Componente: pila central

En complemento a lo mencionado en el capítulo II las columnas o pilas en puentes no presentarían zonas de incursión inelástica cuando se posee apoyos de neopreno que permiten el deslizamiento de la superestructura y trabajan en conjunto con trabas sísmicas [7]. No obstante, existen otros autores que sí recomiendan modelar no linealmente este componente; entre ellas tenemos a *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California* del PEER [4] y *LRDF Seismic Bridge Design* de la AASHTO [5].

Las propiedades y modelos constitutivos recomendadas para el hormigón confinado/no confinado y acero de refuerzo se toman de las normas y especificaciones

mencionadas anteriormente. Por otro lado, las dimensiones de la pila central se mencionaron en la Tabla 2 y su elemento construido se muestra a continuación.



Figura 36. Pila central caso de estudio.

Fuente: autor

Las propiedades necesarias para determinar las relaciones constitutivas de la pila central en conjunto con sus materiales usando directamente SAP2000 muestra en la tabla a continuación.

Tabla 16. Materiales y propiedades pila central

Parámetro	Valor	Descripción
f_c [MPa]	27.46	esfuerzo a la compresión hormigón
$A_x B$ [m]	10x1.1	sección rectangular pila central
r [cm]	5	recubrimiento de pila
f_y [MPa]	420	esfuerzo fluencia del acero de refuerzo
ϕ_{vl} [mm]	32	diámetro acero longitudinal
n_{vl}	110	número varillas longitudinales
ϕ_{vt} [mm]	14	diámetro estribo/gancho transversal (según planos)
s [m]	0.1	separación entre estribos/ganchos transversales
w [m]	0.2	distancia horizontal entre ganchos suplementarios
A_g [m ²]	11	área transversal pila
I_{33} [m ⁴]	91.67	inercia eje mayor (eje 33 sap2000)
I_{22} [m ⁴]	1.11	inercia eje menor (eje 22 sap2000)
L_c [m]	3.3	longitud pila central

Fuente: autor & SAP2000

a) Modelo analítico del hormigón

Según PEER [4] y *AASHTO guide* [5] el modelo recomendado para definir el comportamiento no lineal del hormigón es el de Mander et al. [38], del cual se destaca el ajuste a la curva esfuerzo-deformación de hormigones sujetos a compresión y confinados por cualquier tipo de refuerzo transversal (circular, espiral y rectangular con o sin ganchos suplementarios). Para el caso de estudio se aplican las expresiones correspondientes a secciones rectangulares.

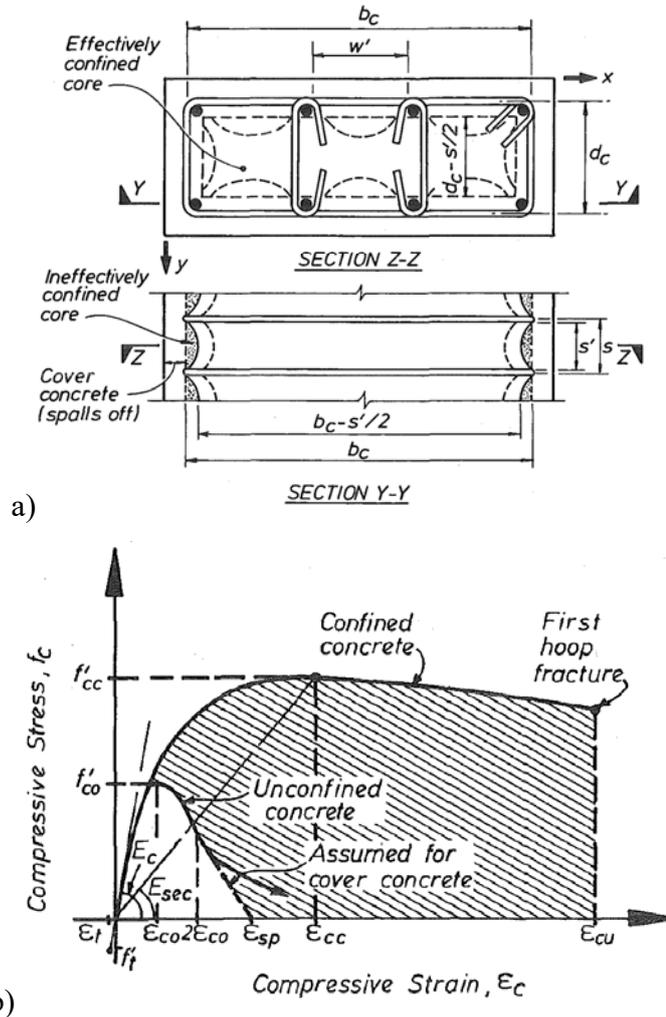


Figura 37. Modelo Mander et al. [38]. a) Esquema confinamiento efectivo para secciones rectangulares, b) Modelo esfuerzo-deformación hormigón confinado/no confinado.

Fuente: Mander et al. [38]

Los valores recomendados por *AASHTO guide* de la deformación en el punto de máximo esfuerzo ‘ ϵ_{co} ’ y la deformación última del hormigón ‘ ϵ_{sp} ’ son 0.002 y 0.005 respectivamente; además la resistencia esperada a compresión se recomienda tomarlo

$f_{co}=1.3 \cdot f'_c$ de acuerdo a la sección 8.4.4 de la norma en mención. Por otro lado, para el caso de la resistencia a la tracción (f_t) se toma la expresión recomendada por ACI 318.

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \text{ [MPa]}$$

Las expresiones que plantea Mander et al. para hormigón confinado y no confinado son las siguientes:

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$

Donde f'_{cc} es la resistencia a la compresión confinada del hormigón.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

Donde ' ε_c ' es la deformación a compresión unitaria del hormigón.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

El área total del núcleo confinado inefectivo a nivel de acero transversal con ' n ' varillas longitudinales (Figura 37-a) se define por:

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{w'_i{}^2}{6}$$

Por tanto, el área efectivamente confinada a nivel del eje del refuerzo transversal es:

$$A_e = \left(b_c \cdot d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w'_i{}^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c} \right)$$

El coeficiente de confinamiento efectivo para secciones rectangulares se define por:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w'_i{}^2}{6 \cdot b_c \cdot d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})}$$

Las cuantías de confinamiento para cada dirección ortogonal son:

$$\rho_x = \frac{A_{s_x}}{s \cdot d_c} \quad \rho_y = \frac{A_{s_y}}{s \cdot d_c}$$

Los esfuerzos de confinamiento lateral en cada dirección son:

$$f_{l_x} = \rho_x \cdot f_y \quad f_{l_y} = \rho_y \cdot f_x$$

De igual manera los esfuerzos de confinamiento lateral efectivo son:

$$f'_x = k_e \cdot \rho_x \cdot f_y \quad f'_y = k_e \cdot \rho_y \cdot f_y$$

Finalmente, para el caso de confinamiento distintos en cada eje de la sección Mander et al. propone una manera gráfica para determinar el esfuerzo a la compresión confinada en secciones rectangulares como se muestra.

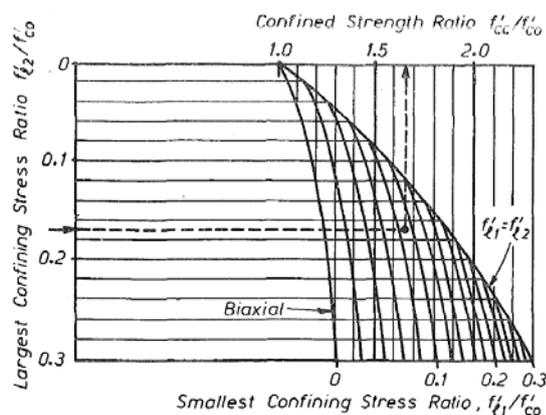


Figura 38. Carta para determinar esfuerzo confinado.

Fuente: Mander et al. [38]

Los parámetros obtenidos de la evaluación del modelo de Mander et. al para el caso de estudio se resume a continuación.

Tabla 17. Evaluación modelo de Mander para el caso de estudio

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
fcc [MPa]	44.62	f'l'x [MPa]	1.48	Ec [MPa]	24778.6
ecc	0.0045	f'l'y [MPa]	1.82	Esec [MPa]	9915
fccU [MPa]	37.1	ρx	0.004	ρcc	0.009
ecu	0.01	ρy	0.0048	s' [cm]	8.6
fco [Mpa]	35.7	Ae [m²]	8.6	w' [cm]	16.8
ke	0.91	r	1.67	ft [Mpa]	1.97

Fuente: autor

Los parámetros como la resistencia esperada a la compresión del hormigón 'fco' y el esfuerzo de compresión confinado 'fco' son valores requeridos para ingresarlos en SAP2000; las variables restantes fueron descritas en la sección 3.10.5-a.

b) Modelo analítico del acero de refuerzo

Según las recomendaciones de AASHTO *guide* [4] y AASHTO LRFD [18] se recomienda usar la curva fuerza-deformación de la Figura 39, ya que esta se basa en

ensayos experimentales del acero de refuerzo y es delimitada por una zona elástica de rigidez ‘Es’, una meseta de fluencia y una zona de endurecimiento.

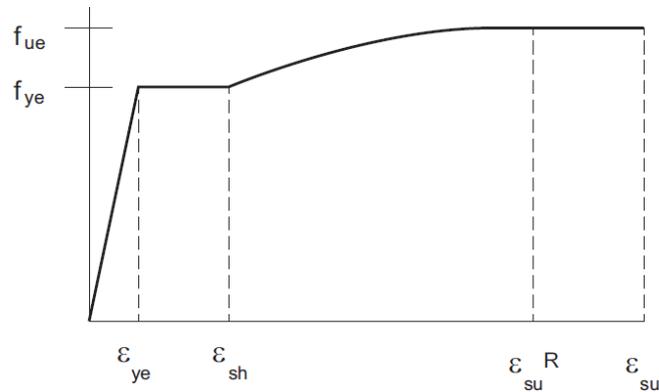


Figura 39. Modelo esfuerzo-deformación para acero de refuerzo

Fuente: AASHTO *guide* [5]

Para el caso de estudio se realiza una simplificación mediante un modelo perfectamente plástico debido a que se ha observado se logra una mejor estabilidad numérica y no afectaría la precisión de los resultados; los parámetros que definen el modelo constitutivo se los ha extraído de la AASHTO *guide*, tabla T8.4.2-1 del mencionado documento

Table 8.4.2-1—Stress Properties of Reinforcing Steel Bars

Property	Notation	Bar Size	ASTM A 706	ASTM A 615 Grade 60
Specified minimum yield stress (ksi)	f_y	#3–#18	60	60
Expected yield stress (ksi)	f_{ye}	#3–#18	68	68
Expected tensile strength (ksi)	f_{ue}	#3–#18	95	95
Expected yield strain	ϵ_{ye}	#3–#18	0.0023	0.0023
Onset of strain hardening	ϵ_{sh}	#3–#8	0.0150	0.0150
		#9	0.0125	0.0125
		#10 & #11	0.0115	0.0115
		#14	0.0075	0.0075
		#18	0.0050	0.0050
Reduced ultimate tensile strain	ϵ_{su}^R	#4–#10	0.090	0.060
		#11–#18	0.060	0.040
Ultimate tensile strain	ϵ_{su}	#4–#10	0.120	0.090
		#11–#18	0.090	0.060

Figura 40. Propiedades del acero de refuerzo

Fuente: AASHTO *guide* [5].

c) Longitud de la rótula plástica

Ya que el objetivo es implementar zonas de incursión inelásticas en la pila en estudio es necesario determinar su longitud teórica emplazada en los extremos del elemento, para ello se toma la expresión de AASHTO *guide* [5] en unidades inglesas.

$$L_p = 0.08 \cdot L + 0.15 \cdot f_{ye} \cdot \phi_{vl} \geq 0.3 \cdot f_{ye} \cdot \phi_{vl}$$

Donde 'L' representa la longitud de la columna, 'f_{ye}' la resistencia a la fluencia esperada y 'Ø_{vl}' el diámetro del acero longitudinal; expresiones similares se emplea en ANID [7]. Para el puente en análisis la longitud obtenida es 0.68 [m]; la determinación de este y otros parámetros se presenta a detalle en el anexo 5.4.6 para una mejor comprensión del lector.

d) No linealidad pila central

Una vez determinados los modelos constitutivos de los materiales que conforman la pila central se procede a incorporarlos en SAP2000, para ello se toman las recomendaciones de modelamiento del PEER [4]. En esta guía para análisis no lineal de puentes menciona que al menos se debe dividir el elemento en 5 partes, de los cuales los segmentos extremos deben tener la longitud de la rótula plástica, mientras que los intermedios pueden tener un mismo largo y ser lineales-elásticos.

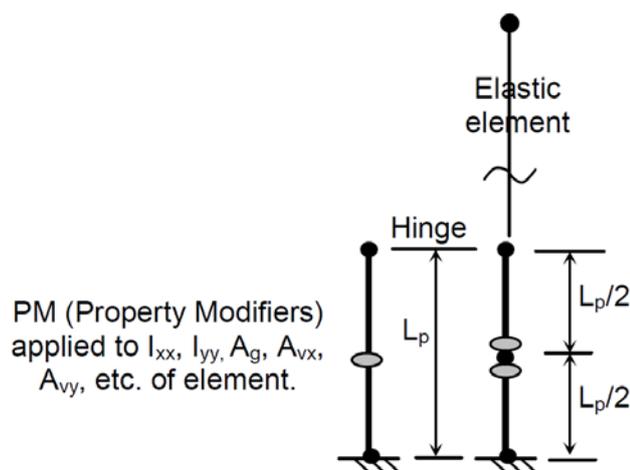


Figura 41. Zona de rótula plástica.

Fuente: Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures California, PEER [4]

Para incorporar la no linealidad de este tipo de elementos el PEER [4] sugiere emplear rótulas tipo fibras P-M2-M3, que se configuran mediante divisiones simétricas; para el caso de estudio se consideró divisiones del núcleo confinado de 0.35×0.15 [m], para el externo 0.1×0.1 [m] y las fibras correspondientes al acero de refuerzo en base a su área nominal. En total se consideraron 346 fibras; a continuación, se presenta un extracto y ubicación de algunas de ellas.

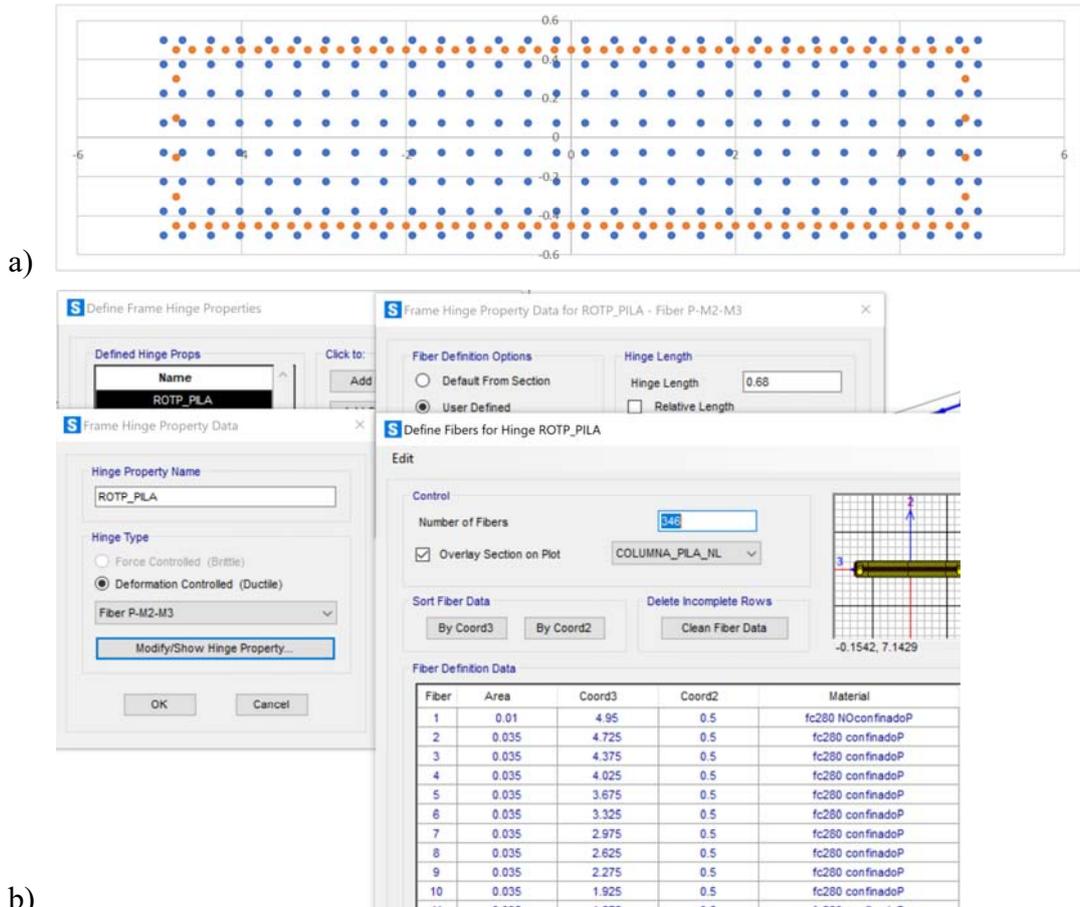


Figura 42. Detalle de la definición de las fibras en pila central. a) distribución geométrica de fibras, b) asignación de materiales/fibras en SAP2000

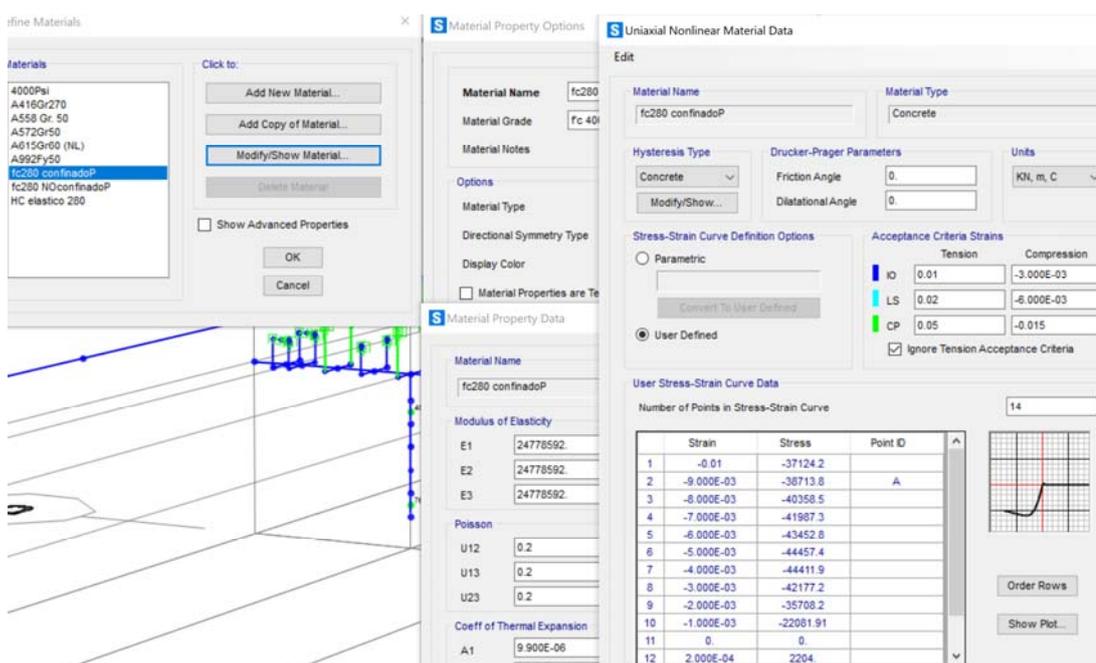
Fuente: autor & SAP2000

Tabla 18. Extracto datos para definir fibras en SAP2000

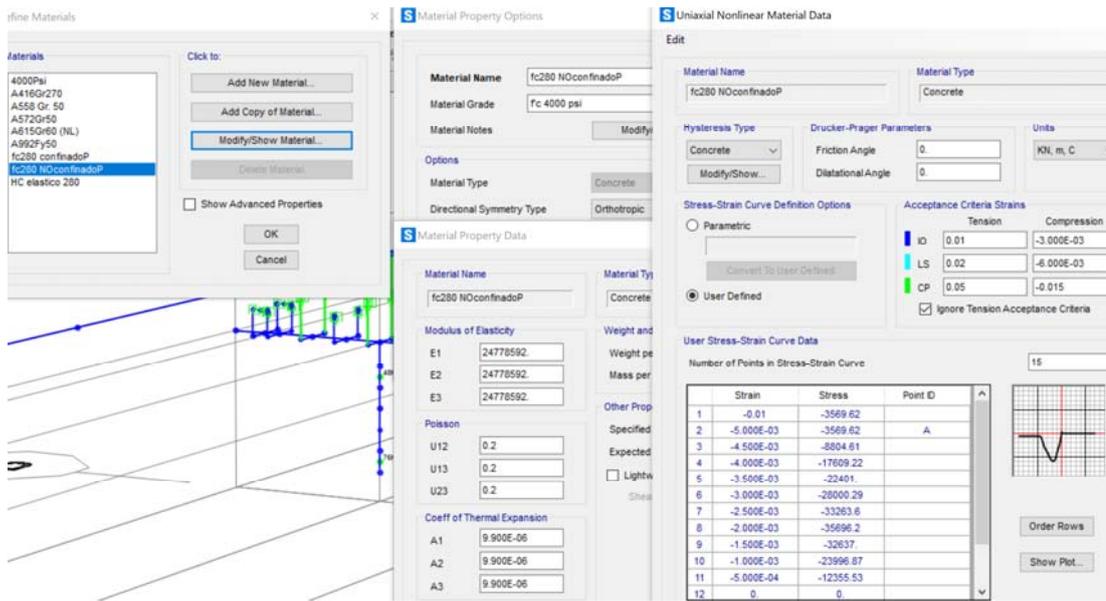
Fiber	Area	coord3	coord2	Material
1	0.01	4.95	0.5	fc280 NOconfinadoP
2	0.035	4.725	0.5	fc280 confinadoP
3	0.035	4.375	0.5	fc280 confinadoP
26	0.035	-3.675	0.5	fc280 confinadoP
27	0.035	-4.025	0.5	fc280 confinadoP
28	0.035	-4.375	0.5	fc280 confinadoP
29	0.035	-4.725	0.5	fc280 confinadoP
30	0.01	-4.95	0.5	fc280 NOconfinadoP
31	0.015	4.95	0.375	fc280 NOconfinadoP
32	0.0525	4.725	0.375	fc280 confinadoP
33	0.0525	4.375	0.375	fc280 confinadoP
140	0.0525	-1.575	-0.075	fc280 confinadoP
146	0.0525	-3.675	-0.075	fc280 confinadoP
147	0.0525	-4.025	-0.075	fc280 confinadoP
148	0.0525	-4.375	-0.075	fc280 confinadoP
149	0.0525	-4.725	-0.075	fc280 confinadoP
150	0.015	-4.95	-0.075	fc280 NOconfinadoP
241	0.0008042	4.8	0.45	A615Gr60 (NL)
242	0.0008042	4.6	0.45	A615Gr60 (NL)
243	0.0008042	4.4	0.45	A615Gr60 (NL)
342	0.0008042	4.8	-0.3	A615Gr60 (NL)
343	0.0008042	-4.8	0.3	A615Gr60 (NL)
344	0.0008042	-4.8	0.1	A615Gr60 (NL)
345	0.0008042	-4.8	-0.1	A615Gr60 (NL)
346	0.0008042	-4.8	-0.3	A615Gr60 (NL)

Fuente: autor

Los modelos constitutivos del hormigón se configuran en SAP2000 mediante una respuesta histerética del tipo *concrete* y una simetría ortotrópica.



a)



b)

Figura 43. Definición modelo Mander et al. en SAP2000. a) Confinado, b) No confinado.

Fuente: autor & SAP2000

Respecto al modelo constitutivo del acero de refuerzo se configura con una respuesta histerética del tipo *kinematic* y una simetría isotrópica, destacando que se simplifica a un modelo elastoplástico con endurecimiento.

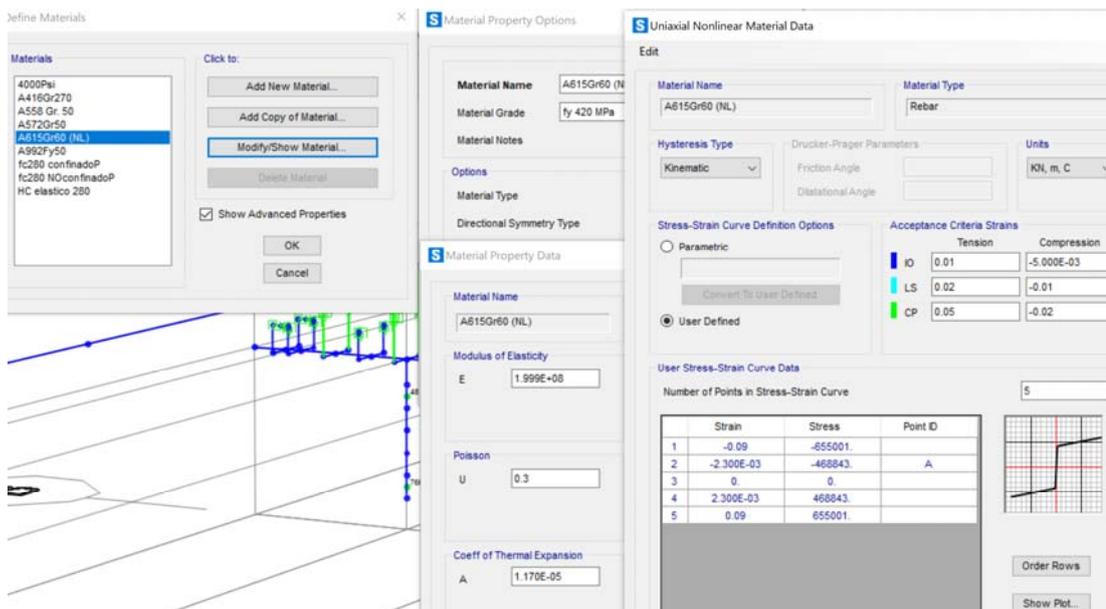


Figura 44. Definición del modelo elastoplástico del acero de refuerzo en SAP2000

Fuente: autor & SAP2000

Como paso final creamos los elementos *frames* de largo igual a la rótula plástica en los extremos y equidistante en los tramos intermedios.

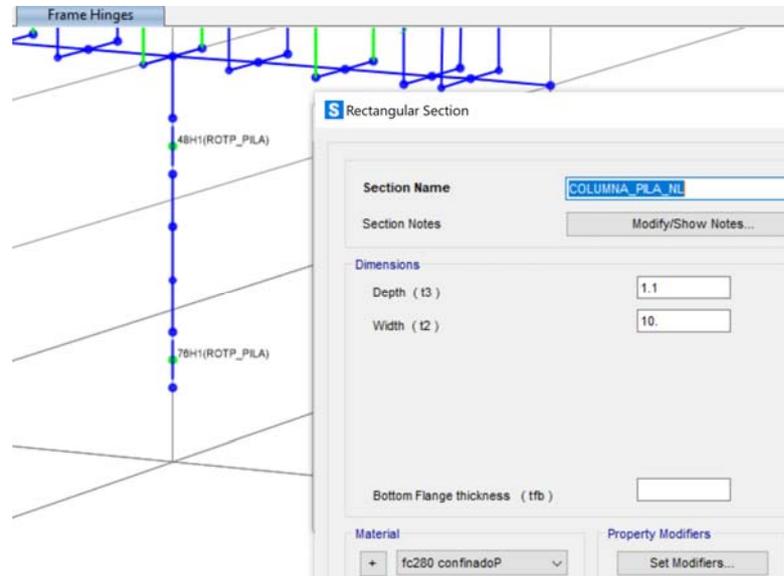


Figura 45. Definición sección / rótula en SAP2000.

Fuente: autor & SAP2000

3.10.6 Empuje pasivo del relleno

En la literatura este fenómeno es normalmente modelado como el empuje pasivo que produce el relleno sobre el estribo debido al desplazamiento de la superestructura inducido por un movimiento sísmico. Existen varios modelos de respuesta no lineal del empuje pasivo, para este caso de estudio se emplea el propuesto por *Seismic Design Criteria*, CALTRANS [6] ya que se acomoda a las características geométricas y geotécnicas del caso en estudio.

En los criterios sísmicos sugeridos por CALTRANS [6], se indica que el empuje pasivo se comporta de forma no lineal a medida que el muro espaldar del puente (pantalla) se desplaza longitudinalmente, dependiendo del tipo de relleno embancado detrás del estribo. Para modelar este comportamiento, la guía sugiere utilizar el modelo elasto-plástico perfecto de la Figura 46-a.

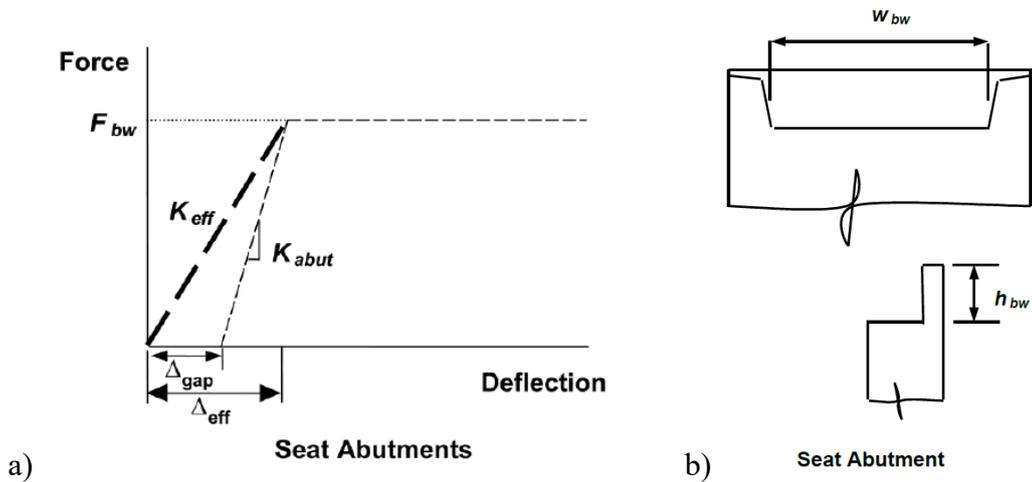


Figura 46. Modelo no lineal de estribos. a) Modelo bilineal, b) Espaldar de muro.

Fuente: Seismic Design Criteria versión 2.0. CALTRANS [6]

Las expresiones que construyen el modelo bilineal son las siguientes:

$$K_{abut} = w_{abut} \cdot (5.5 \cdot h_{abut} + 20) \cdot R_{sk} \quad [kip/in]$$

$$R_{sk} = e^{\frac{-\theta}{45}}$$

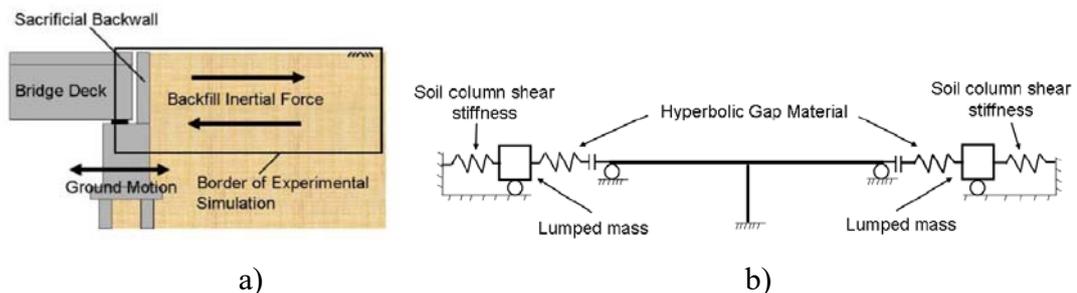
$$F_{bw} = w_{abut} \cdot \left(\frac{5.5 \cdot h_{abut}^{2.5}}{1 + 2.37 \cdot h_{abut}} \right) \cdot R_{sk} \quad [kip]$$

$$K_{eff} = \frac{F_{bw}}{\Delta_{eff}}$$

$$\Delta_{eff} = \Delta_{gap} + \Delta_{abut}$$

$$\Delta_{abut} = \frac{F_{bw}}{K_{abut}}$$

Donde ‘habut’ es la altura de la pantalla posterior del estribo, ‘wabut’ es el ancho total del estribo, ‘wbw’ es el largo de asiento del estribo. Por otro lado, pese a que es posible definir el modelo bilineal, varios autores recomiendan usar un modelo hiperbólico que representa una superficie de falla del tipo *log spiral*, uno de los más usados es el propuesto por Wilson [20] inferido de resultados experimentales.



Case	Abutment backfill soil type	Spring model parameters		
		K_{max} (kN/m/m)	F_{ult} (kN/m)	R_f
1	None	0	0	~
2	T2 (dense well-graded silty sand)	24000	550	0.8
3	D-S (dense clean sand)	24000	190	0.8
4	MD-SM (medium-dense silty sand)	21000	325	0.75
5	MD-SC (medium-dense clayey sand)	15000	650	0.75

$$F(y) = \frac{y}{\frac{1}{K_{max}} + R_f \frac{y}{F_{ult}}}$$

c)

d)

Figura 47. Definición del modelo hiperbólico. a) Esquema ensayo, b) Implementación para modelado, c) Propiedades de relleno comunes, d) Expresión modelo hiperbólico.

Fuente: Wilson Patrick [20]

Una vez establecido el modelo lo aplicamos al caso de estudio; se debe mencionar que el puente no posee esviaje, por tanto, $\theta=0^\circ$ y las características del suelo se han extraído de los informes geotécnicos realizados en la etapa de estudios reposados en la página de compras públicas [32]; por último se recalca que la longitud de ancho de asiento de los estribos en cada margen difieren respecto a planos.

Tabla 19. Características estribo tipo

Parámetro	Valor	Descripción
h_{abut} [m]	6.36	altura estribo
w_{abut} [m]	10	ancho estribo (en sitio)
Δ_{max}/h_{abut}	0.04	deformación máxima del tipo de suelo (arenas)
Δ_{gap} [m]	0.05	separación entre vigas y muro espaldar (en sitio)
θ [°]	0	ángulo de esviaje del puente

Fuente: autor



Figura 48. Estribo sur y norte respectivamente.

Fuente: autor

Ocupando los parámetros de la Tabla 19 se determina la expresión que define el modelo no lineal considerando que el ancho tributario es igual a la mitad del ancho del

muro espaldar, esto lo recomienda la ANID [7] tal que permita distribuir la capacidad del relleno a lo ancho del estribo, ellos sugieren utilizar al menos dos elementos a lo ancho del relleno, es decir uno en cada extremo del estribo.

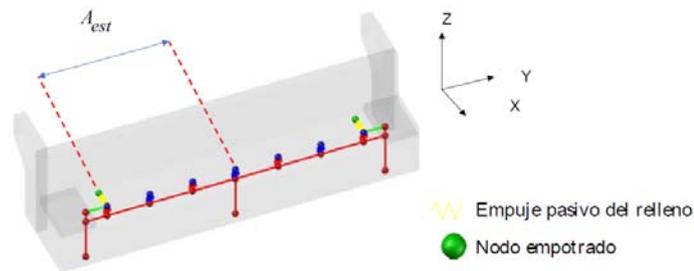


Figura 49. Ubicación de los empujes

Fuente: ANID [7]

Tabla 20. Respuesta de empuje pasivo, caso de estudio

Parámetro	Valor	Observación
A _{est} [m]	5	ancho considerado
R _{sk}	1	depende ángulo esviaje
K _{abut} [kN/m]	387151.5	rigidez longitudinal del estribo
F _{abut} [kN]	15820.66	capacidad última pasiva
R _f	0.8	para arenas, según Wilson 2012
Δ _{max} [m]	0.254	0.04*h _{abut} , recomendado por ANID

Fuente: autor

$$F(y) = \frac{y}{\frac{1}{387151} + 0.8 \cdot \frac{y}{15820}} \quad [\text{kN}]$$

Finalmente para modelar el empuje pasivo del relleno en SAP2000 las recomendaciones de Wilson [20] consiste en un sistema en serie (Figura 47-b) de un elemento *link gap* y otro *link* de respuesta *multilinearplastic (MPL) concrete*. El *MPL-concrete* se construye con la función F(y) definida previamente, mientras que espacio (gap) se ajusta una rigidez 100 veces superior a la rigidez máxima de la función F(y) y se le da una apertura igual a la distancia entre la viga longitudinal y el estribo que para el caso de estudio es 5[cm] verificado in situ.

Por tanto, la definición de la respuesta del *gap* y *MPL-concrete* en SAP2000 se presenta considerando 54 pares de puntos que conforman la constitutiva.

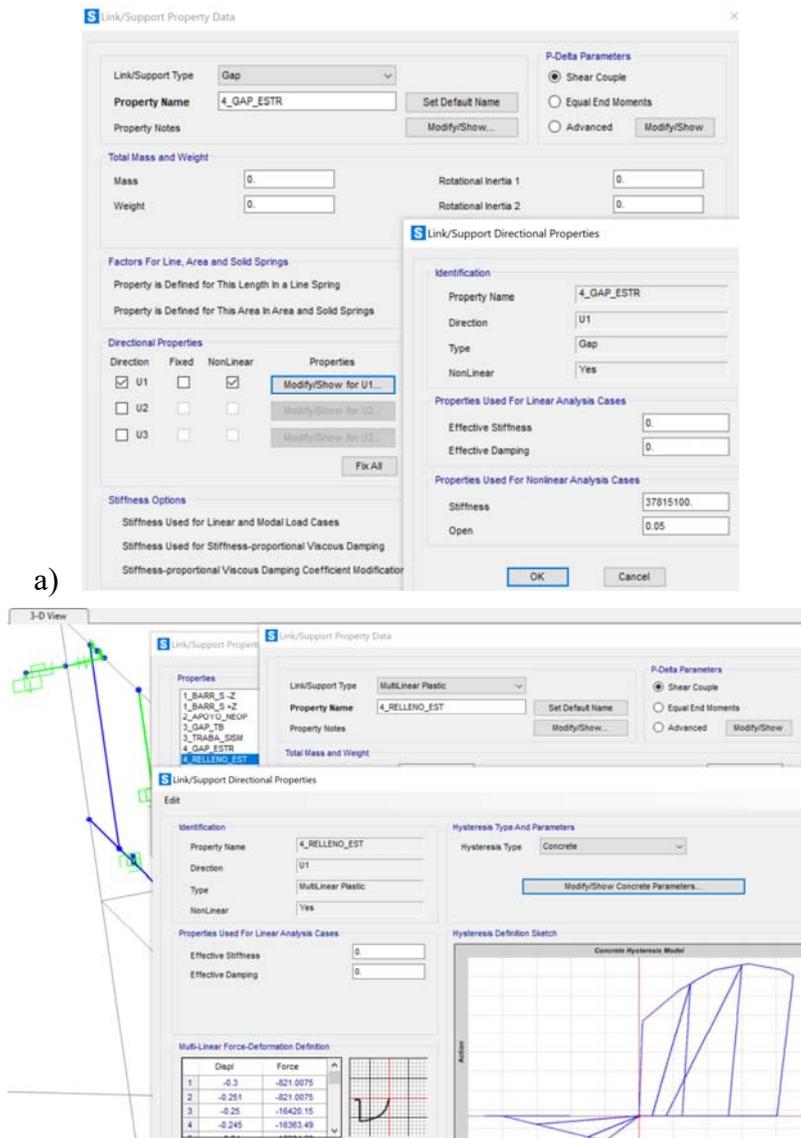


Figura 50. Definición de la respuesta pasiva del relleno. a) definición gap, b) relación fuerza-deformación

Fuente: autor.

En caso de tener dudas, en el anexo 5.4.7 se presenta de manera detallada la obtención de cada parámetro que define la respuesta pasiva del relleno.

3.10.7 Interacción suelo-estructura

La modelación de este componente del puente posee varias incertidumbres, originada principalmente a la limitada información disponible sobre el proyecto, específicamente al menesteroso estudio de suelo realizado. En primera instancia se realizaron 2 perforaciones SPT ubicados en estribos, a una profundidad de exploración

de 12m y 10m; debido a la carencia de datos el componente no se modela y se asume empotramiento a nivel del dado de fundación, es decir, la influencia de pilotes no se considera.

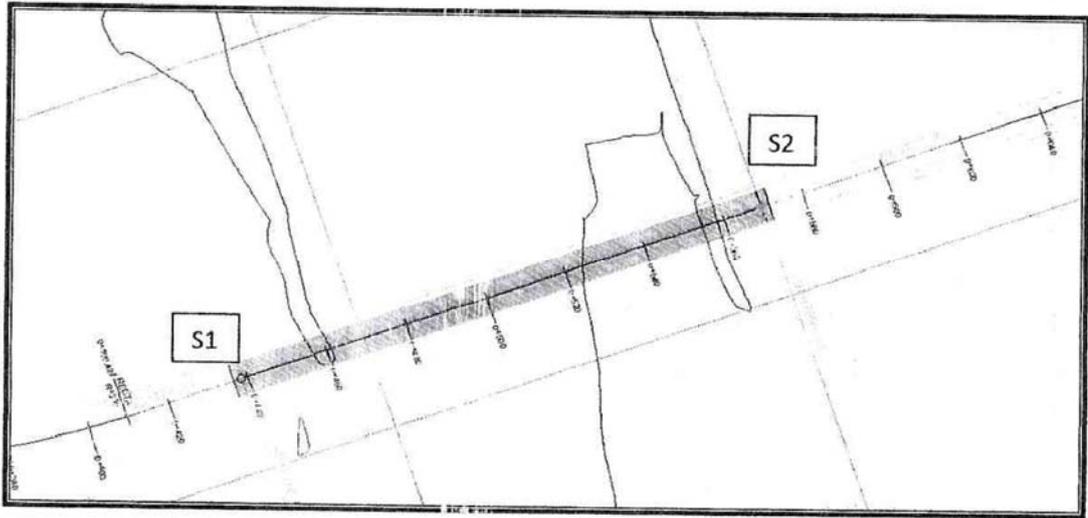


Figura 51. Sondeos SPT realizados en la fase de estudios.

Fuente: compras públicas, SERCOP. [32].

En caso de profundizar el análisis no lineal del presente caso de estudio se recomienda extender el estudio geotécnico a fin de obtener parámetros como pesos específicos a cada metro, resistencia al corte no drenado, densidad relativa, velocidad de onda de corte (geofísica), módulo de deformación secante e inicial y resistencia lateral, fuste y por punta del pilote. Además, se recomienda asesoría de un especialista geotécnico ya que el comportamiento del suelo podría ser altamente no lineal.

3.11 Estructuración recomendada

Las siguientes secciones tratan temas complementarios tal que el análisis no lineal global sea posible, apegándonos estrictamente al estado del arte presente en la bibliografía internacional ampliamente usada.

3.11.1 Amortiguamiento

Existen varios métodos clásicos para determinar la matriz de amortiguamiento de una estructura para utilizarla en análisis no lineal de respuesta en el tiempo, principalmente cuando se emplea integración directa o *fast nonlinear análisis* (FNA).

Los métodos comúnmente usados son: amortiguamiento proporcional de Caughey, amortiguamiento modal de Penzien-Wilson y el amortiguamiento proporcional de Rayleigh; de todos ellos el más usado es el de Rayleigh y disponible en el programa SAP2000. El manual de la ANID [7] expone varios comentarios a favor y en contra del uso de este método, no obstante, recalca que puede existir una “conveniencia matemática” por su simplicidad permitiendo soluciones modales o de integración directa, razón por la cual se emplea para el caso de estudio. Las expresiones que lo definen son:

$$[C] = a_0 \cdot [M] + a_1 \cdot [K]$$

$$a_0 = 2 \cdot \beta \cdot \omega_i \cdot \omega_j / (\omega_i + \omega_j)$$

$$a_1 = 2 \cdot \beta / (\omega_i + \omega_j)$$

La fracción de amortiguamiento respecto al crítico (β) recomendable según la sección 4.7.1.4 de AASHTO LRFD [18] para el caso de construcciones de acero soldadas o apernadas es 1%, principalmente si se usa amortiguamiento viscoso equivalente. Respecto a la frecuencias angulares (ω_i, ω_j) la guía ANID [7] recomienda considerar las frecuencias que concentren el 95% de la masa participante, lo que aproximadamente se puede lograr tomando la frecuencia del primer modo y el 10% del primer modo.

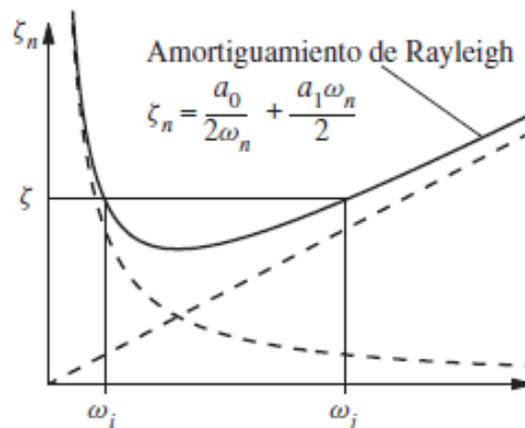


Figura 52. Amortiguamiento de Rayleigh

Fuente: Extraído Anil K. Chopra, Dinámica de estructuras.

Tabla 21. Parámetros para asignar amortiguamiento de Rayleigh.

Parámetro	Valor	Descripción
β [%]	1	fracción amortiguamiento respecto al crítico
T_i [s]	0.244	periodo fundamental (análisis estructural)
T_j [s]	0.0244	10% del primer modo
ω_i [rad/s]	25.75	frecuencia angular del modo i
ω_j [rad/s]	257.5	frecuencia angular del modo j
ao	0.4682	coeficiente de la masa
a1	0.0001	coeficiente de la rigidez

Fuente: autor

Los valores precedentes se asignan al programa para el caso de un análisis tiempo historia con integración directa, se debe mencionar que la opción *Specify Damping by Period* permite obtener los coeficientes ingresando los periodos y amortiguamientos correspondientes.

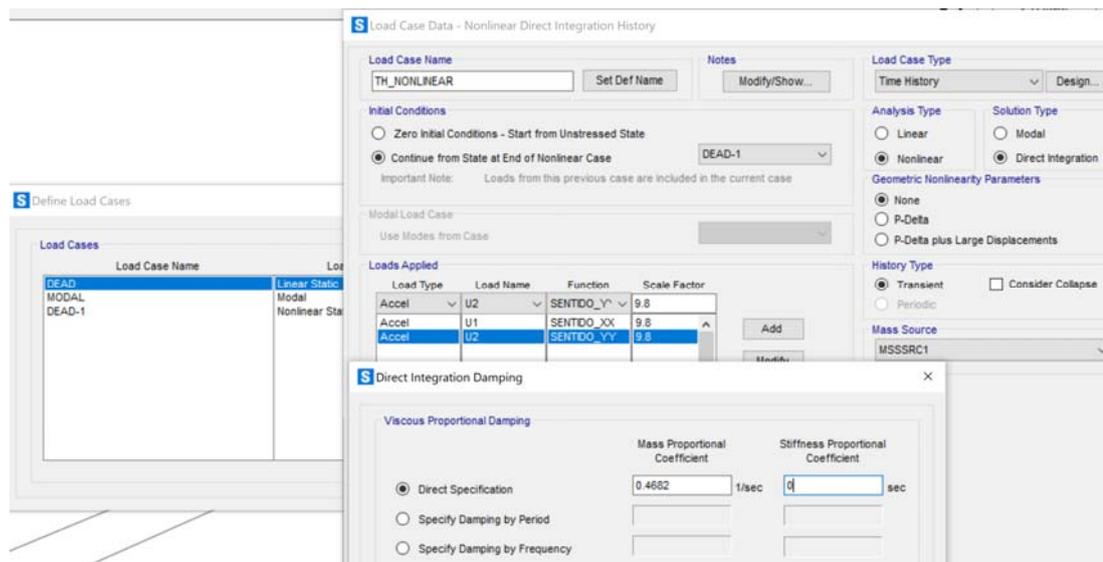


Figura 53. Constantes a utilizar para el amortiguamiento del caso de carga TH.

Fuente: autor & SAP2000

La determinación de los parámetros que definen el amortiguamiento proporcional de Rayleigh se detalla en el anexo 5.4.8 para una mejor comprensión del lector.

3.11.2 Consideraciones generales de modelamiento

No existen procedimientos específicos para modelamiento de pilas y tablero en los estándares o normativas internacionales, no obstante, existen directrices en artículos netamente académicos como [11], [12], [13], [14], [17], [16] usando *software* de código abierto y ampliamente conocido como “Opensees”; otro documento que da recomendaciones respecto a técnicas de modelamiento no lineal usando SAP2000 es la guía del PEER [4]. Algunas de las premisas mencionadas a continuación son extraídas de los documentos anteriores y otras propias del autor aplicado a SAP2000.

- La conexión entre pilas y la superestructura se realiza mediante *links* usando la opción “*Draw two joint link*” que contiene la constitutiva de las barras de anclaje en este caso; de manera similar se procede con la unión viga cabezal-apoyos elastoméricos.
- El tablero se dibuja con elementos tipo *frame* que considera el área conjunta de vigas y su losa colaborante.

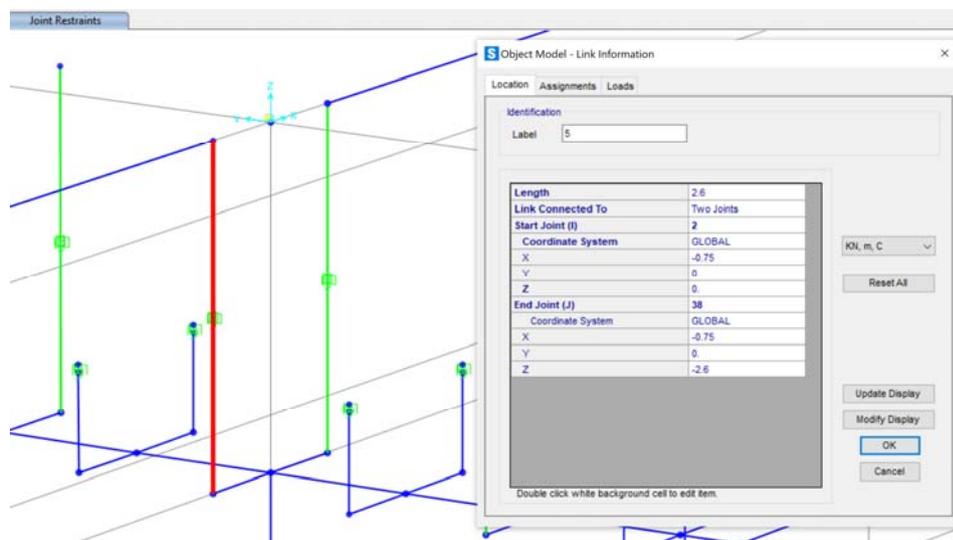


Figura 54. Unión pila – tablero (superestructura).

Fuente: Autor & SAP2000

- Ya que existe un único elemento *frame* que conforma la superestructura es necesario acoplarlo a sus apoyos tanto en estribos como pila central, para lograr esta compatibilización se asigna a los nudos correspondientes un *boby*

constraint, esto implica que todos los nudos que contengan esta restricción se moverán juntos, como un cuerpo rígido en tres dimensiones.

- La viga cabezal se modela con las propiedades vistas en la sección 3.10.1, es decir considerándola elástica.
- Se emplean elementos rígidos que permiten compatibilizar geométricamente y unir estructuralmente los elementos no lineales, por ejemplo, unión viga cabezal - apoyo elastomérico y estribo - apoyo elastomérico. Además, se amplifican estas propiedades tal que sean indeformables y su masa sea ínfima para no incluir en el comportamiento dinámico del puente.

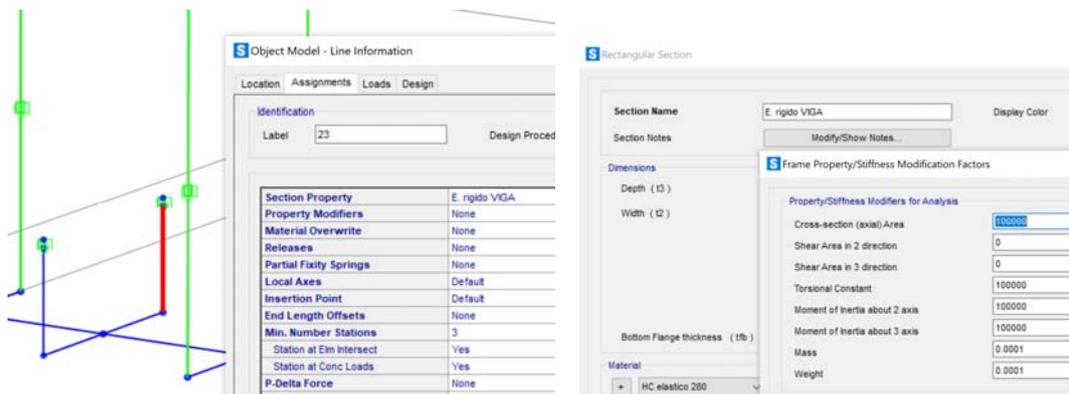
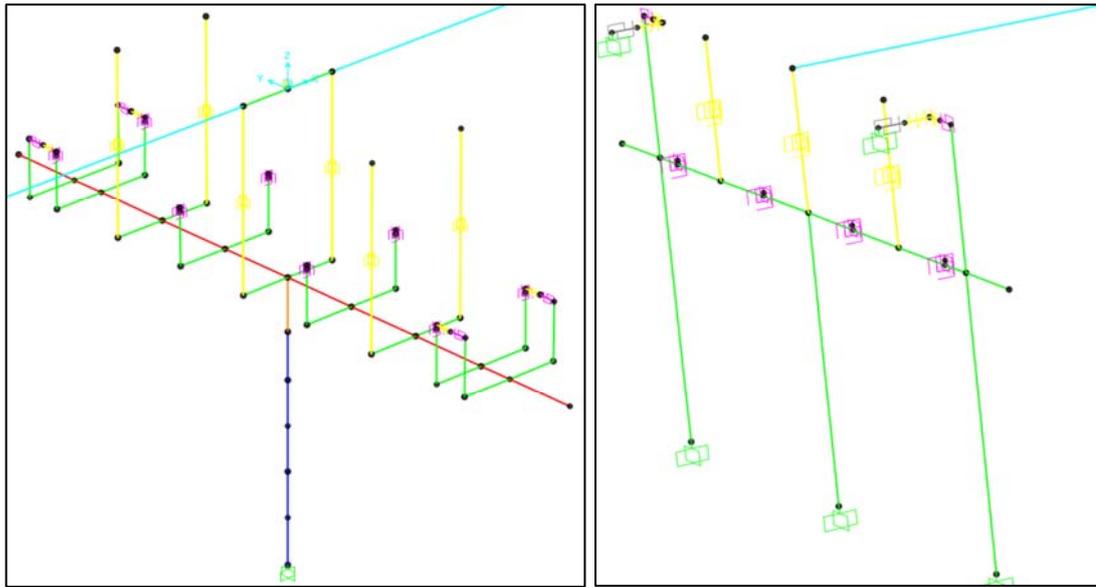


Figura 55. Unión elementos lineales – no lineales. (elementos Rígidos)

Fuente: autor & SAP2000

- Según Martínez [16] y otros investigadores las longitudes y unión entre elementos se debe hacer a través de sus centroides. Por ejemplo, para la unión viga cabezal – apoyo elastomérico la longitud del elemento rígido será 0.75 [m], ya que su altura es 1.5 [m] como se muestra en la Figura 55.

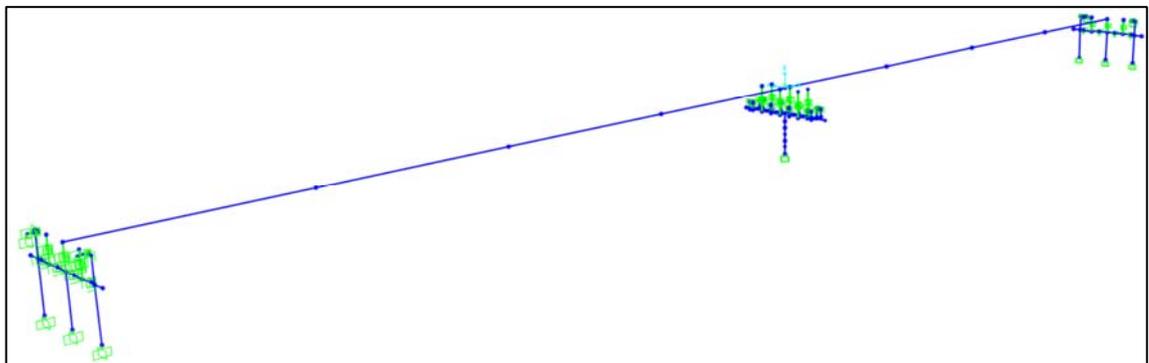
Un esquema general del modelo 3D y los componentes que lo integran se presenta en la Figura 56 para el caso de estudio, los colores y la asignación al programa SAP2000 son arbitrarios y se aplicaron para fines didácticos. Hay que recalcar que la configuración mostrada es exclusiva para esta investigación, aunque puede ser adoptada para puentes similares.



a)

b)

- | | | | |
|---|-----------------------------|---|--------------------------------|
|  | viga cabezal (elástico) |  | elemento link (apoyo, traba) |
|  | elemento rígido |  | superestructura (viga-tablero) |
|  | barra sísmica, elemento gap |  | empuje relleno |
|  | columna (fiber element) | | |



c)

Figura 56. Estructuración puente caso de estudio. a) pila central, b) Estribo sur / norte, c) modelo global 3D.

Fuente: autor

3.12 Consideraciones para análisis no lineal de respuesta en el tiempo.

3.12.1 Registros sísmicos

En primera instancia se define el registro a emplear, para ello se ha seleccionado el evento del 16 de abril del 2016 ($M_w=7.8$); consecuente con la Tabla 7 se usa el registro “APO1” de la ciudad de Portoviejo en sus dos componentes norte-sur y este-oeste. La selección de esta estación es básicamente por la cercanía a la zona del estudio y los valores de PGA registrados. Las dos componentes normalizadas por [g] se muestra a continuación para su posterior definición en SAP2000.

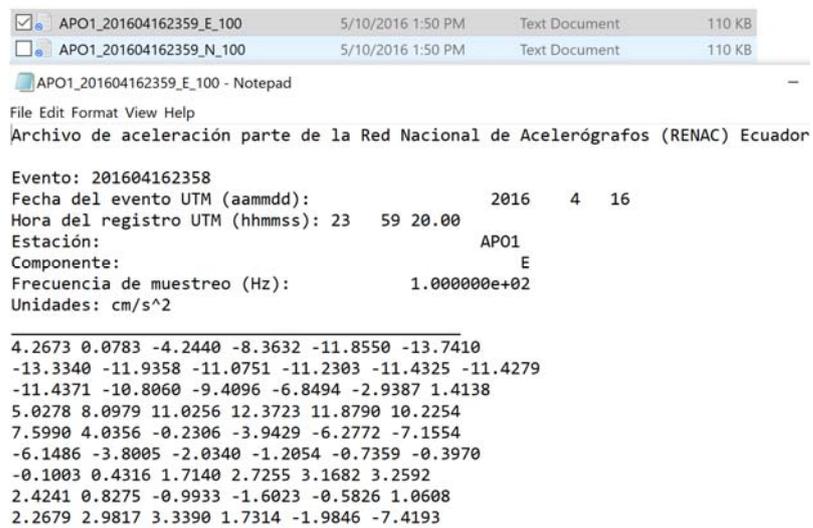


Figura 57. Registro en la estación Portoviejo.

Fuente: extraído de RENAC [34].

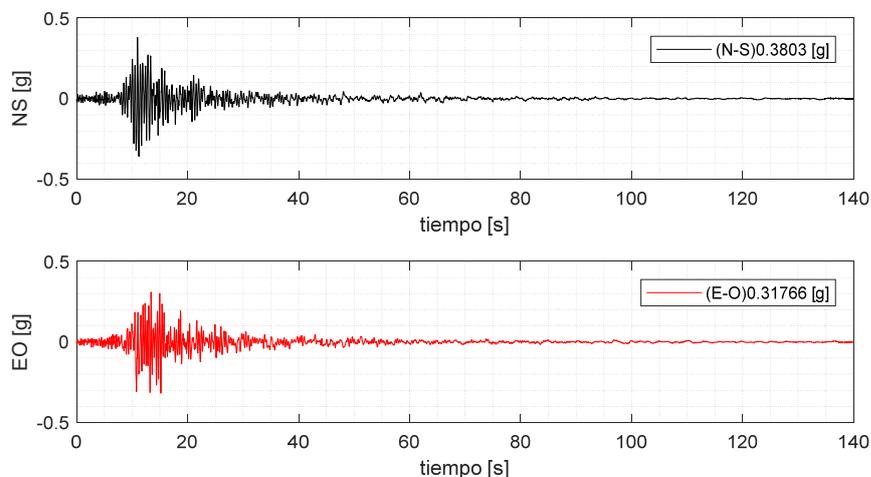


Figura 58. Registros sísmicos considerados. Estación Portoviejo

Fuente: autor

A este punto y de acuerdo a la figura anterior se decide acortar el registro sísmico hasta el tiempo de 80 segundos, esto con el objetivo de tomar únicamente la fase de movimiento fuerte del evento y a la vez reducir el tiempo de cálculo en el programa SAP2000 (costo computacional).

Para realizar un análisis tiempo – historia no lineal en SAP2000, se puede seguir los siguientes pasos:

- Abrir la interfaz para definir una función tiempo-historia y leer desde esta el registro definido previamente para cada dirección.
- Abrir la interfaz para definir la fuente de masa y configurarla tal que se tome el 100% de la carga muerta obtenida internamente por el programa.
- Abrir la interfaz de *load case* y configurar el caso de carga “DEAD-1” y “TH_NONLINEAR” según los parámetros de la Figura 59. Se debe mencionar que este último estado de carga debe partir del estado “DEAD-1”, tal que la masa se encuentre asignada a la estructura.
- Los únicos casos de carga que se deben analizar son los nombrados previamente, los que viene por defecto en el programa no son requeridos.

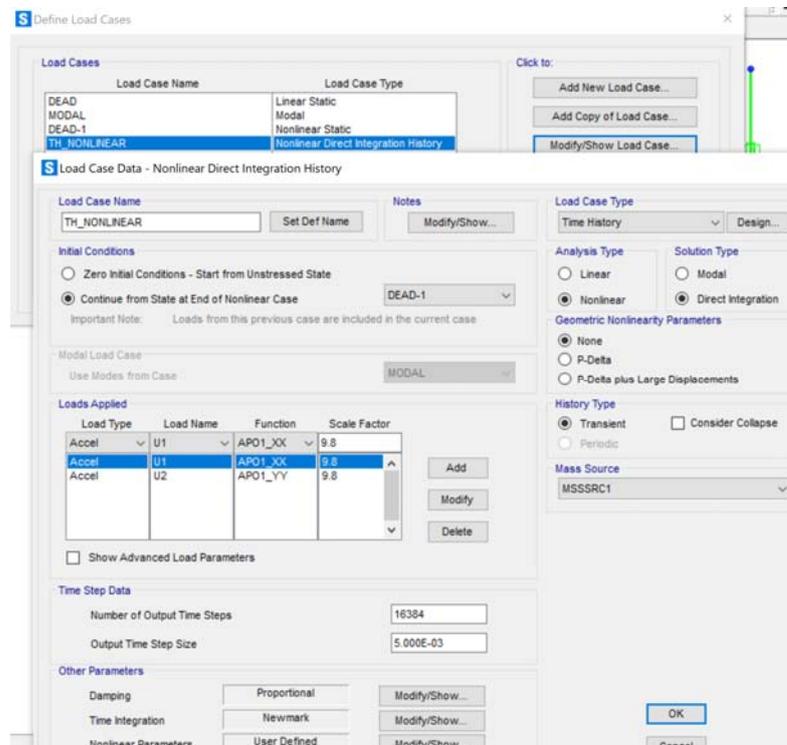


Figura 59. Interfaz para configurar el caso de carga tiempo-historia

Fuente: autor

3.12.2 Solucionadores numéricos.

Esta sección emite sugerencias en el uso de los solucionadores numéricos empleados en el análisis tiempo-historia no lineales en SAP2000. Para definir los criterios de convergencia y los solucionadores se debe ir a “Load case”, en la opción *Nonlinear Parameters*. El cuadro de diálogo permite definir el método de integración deseado, se recomienda el uso de “Newmark” con $\gamma=0.5$ y $\beta=0.25$ (al igual que PEER [4], ANID [7]).

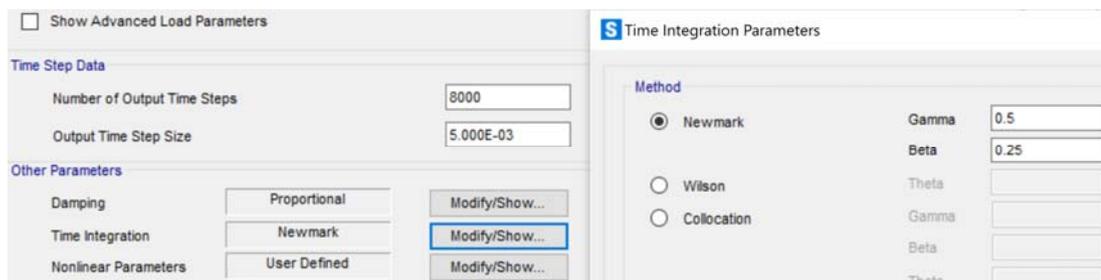


Figura 60. Integrador/solucionador empleado.

Fuente: autor

Respecto a los “*Nonlinear Parameters*” se recomienda el esquema de solución iterativo evento a evento (*Event-to-Event*), en caso que el modelo no converja se recomienda dejar la tolerancia de convergencia, los sub-pasos máximos y mínimos con valores predeterminados. En términos generales es recomendable que el máximo subpaso (*maximum Substep Size*) dejarlo como una décima parte del paso del tiempo ($dt/10$) y el paso del tiempo (*output*) de 0.005 (200 [Hz]) o inferior.

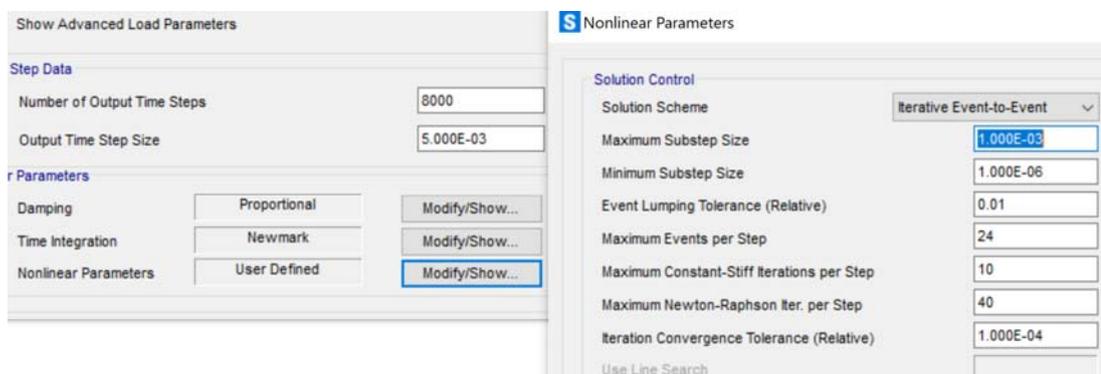


Figura 61. Parámetros del solucionador no lineal.

Fuente: autor

La guía del PEER [4] analiza en detalle los distintos solucionadores numéricos disponibles en el software SAP2000; aparte de mencionar que el método de Newmark es el más apropiado para este tipo de análisis entrega los fundamentos teóricos detrás de los esquemas de solución de este *software* específico.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIONES

A partir de la estructuración recomendada y las directrices consideradas para cada componente del puente se presentan los siguientes resultados.

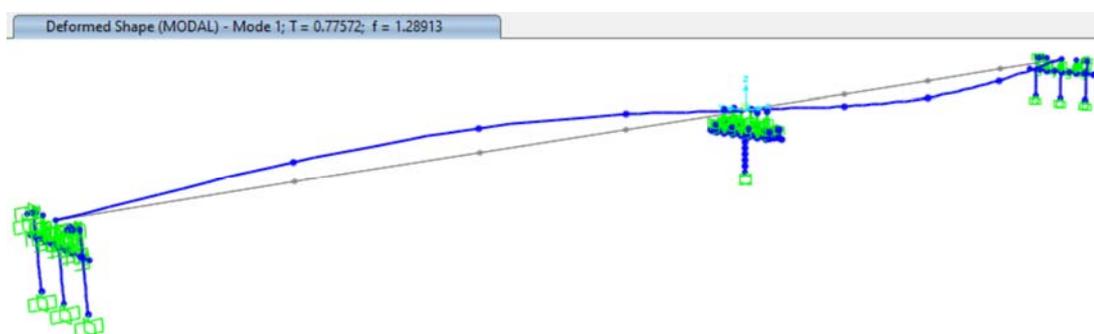
4.1 Formas modales

La Tabla 22 resume los periodos y direcciones de las 10 primeras formas modales obtenidas en SAP2000 [31] del puente caso de estudio, además en la Figura 62 se muestran los cuatro primeros modos principales.

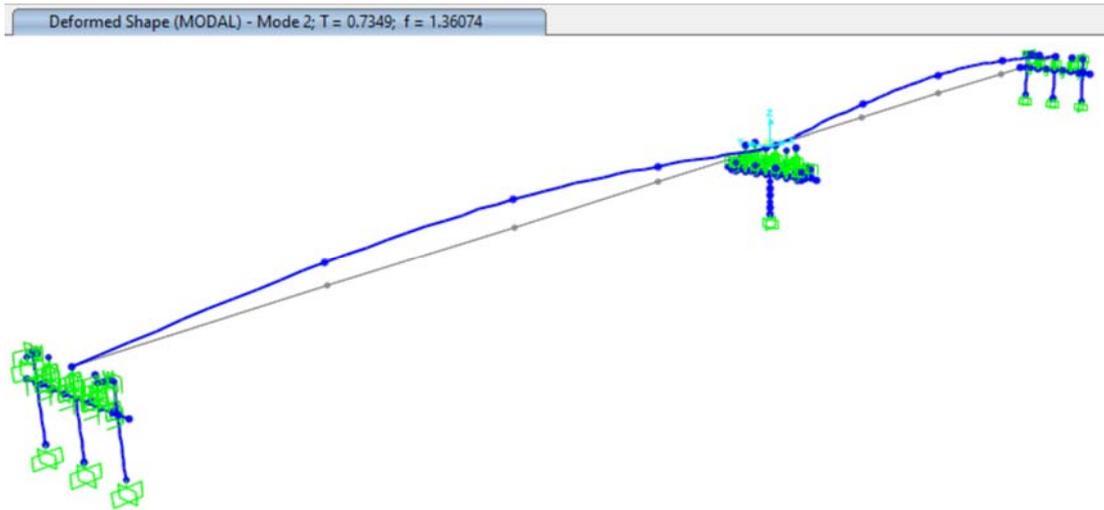
Tabla 22. Formas modales obtenidas en SAP2000

Forma modal	T [s]	Dirección
1	0.77	longitudinal
2	0.73	longitudinal
3	0.46	torsional de pila central
4	0.34	transversal
5	0.25	longitudinal
6	0.24	longitudinal
7	0.22	rotación respecto al eje longitudinal
8	0.21	rotación respecto al eje longitudinal
9	0.17	longitudinal
10	0.14	torsional de pila central

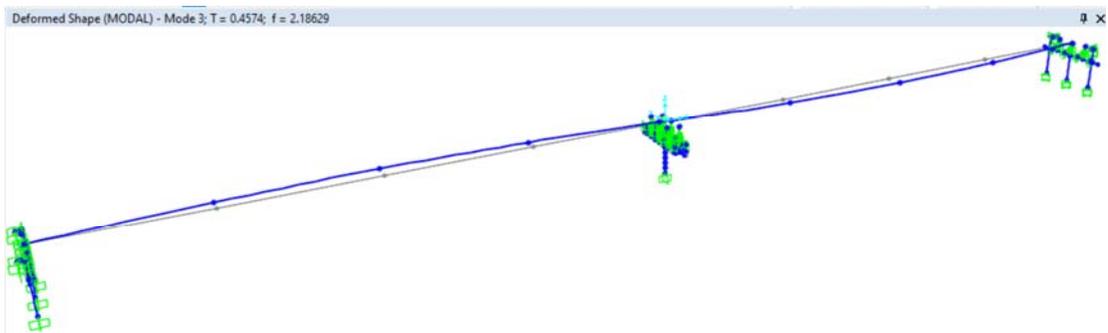
Fuente: autor



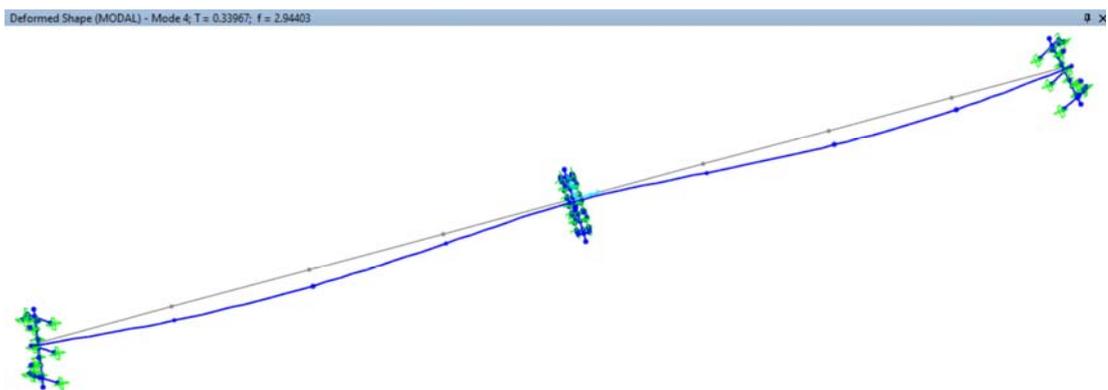
a)



b)



c)



d)

Figura 62. Formas modales caso de estudio. a) modo longitudinal $T=0.77$ [s], b) moda longitudinal $T=0.73$ [s], c) moda torsional respecto a la pila central $T=0.46$ [s], d) modo transversal $T=0.34$ [s]

Fuente: autor & SAP2000 [31]

4.2 Respuesta no lineal tiempo-historia

En las siguientes secciones se muestra el comportamiento de diferentes elementos del modelo, como trabas sísmicas, apoyos elastoméricos, entre otros; ya que se puede obtener respuestas de varios tipos, se emplea la nomenclatura de la Tabla 23 para referenciar los elementos estudiados.

Tabla 23. Nomenclatura para los distintos componentes

Componente	Nomenclatura
Traba	TR
Relleno	RE
Apoyo	AP
Barra	BA
Columna	CO
Vigas-losa	VL
Ubicación	Nomenclatura
Estribo sur	ES
Estribo norte	EN
Pila central	PC
Eje viga	Nomenclatura
1	#1
2	#2
3	#3
4	#4

Fuente: autor

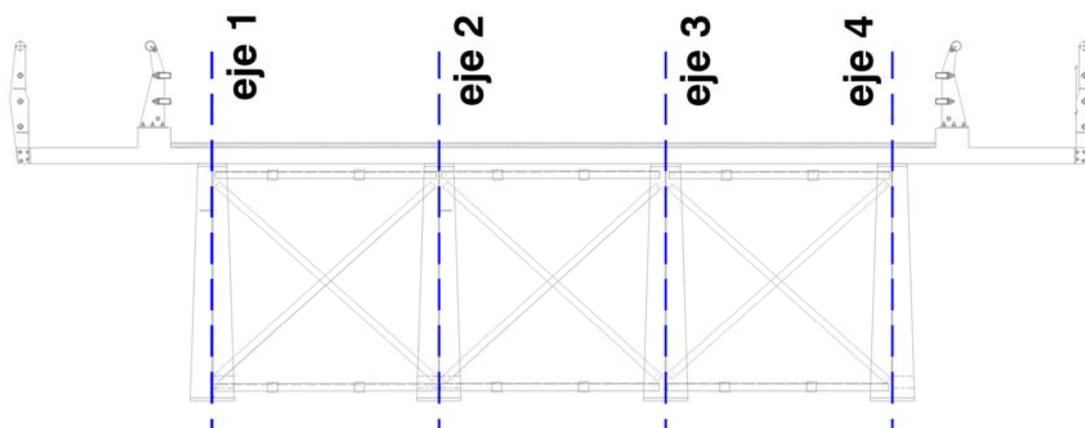


Figura 63. Ejes superestructura empleado para nomenclatura

El término numeral (#) hace referencia al número de eje en viga o apoyo considerado; por ejemplo, si se desea mostrar el desplazamiento de la viga en el eje 2 apoyada en el elastómero será “Desplazamiento VL#2”, por otro lado, en caso de requerir la fuerza de la traba sísmica izquierda será “Fuerza TR#1”.

4.2.1 Desplazamientos

En primer lugar, se determina los desplazamientos longitudinales y transversales consecuente con la aplicación del sismo registrado en Portoviejo simultáneamente con las componentes N-S y E-O.

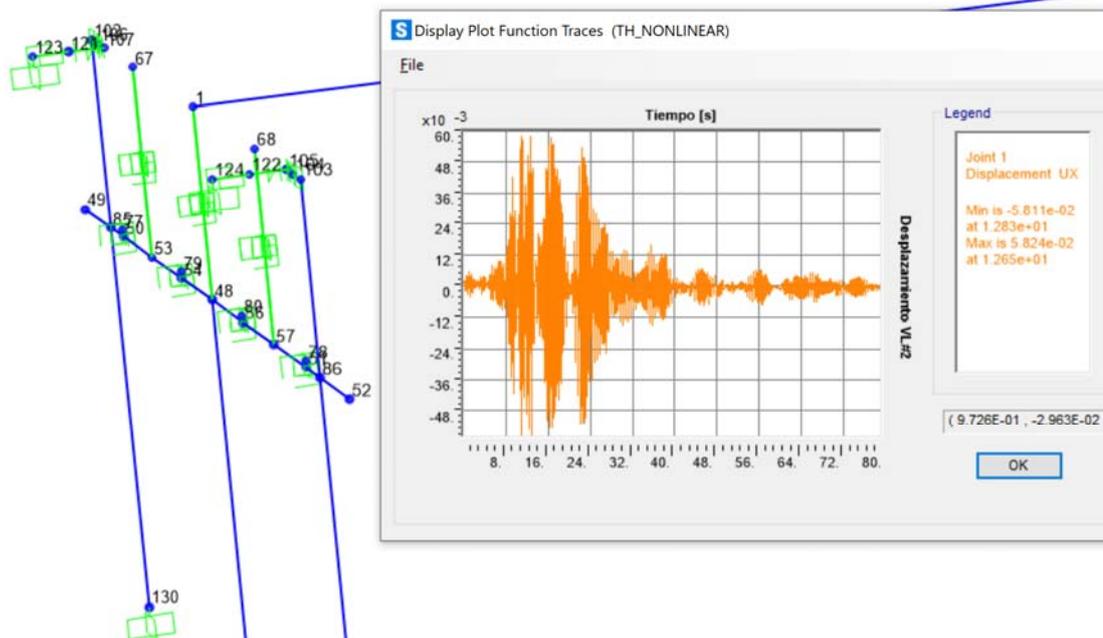


Figura 64. Desplazamiento longitudinal (estribo sur), nudo #1 – eje 2

Fuente: autor

Respecto a la figura anterior se tiene un desplazamiento longitudinal de ± 5.8 cm, esto implica que probablemente existiría impacto de la superestructura con el muro espaldar del estribo, ya que la separación en sitio se verificó es de 5 [cm]. De manera similar revisamos los desplazamientos en la pila central considerando que la separación entre tramos simplemente apoyados es igualmente 5cm; para ello tomamos el nudo 33 del modelo matemático en SAP2000.

De la Figura 65 el desplazamiento máximo absoluto es 5.93 [cm], por tanto, se espera que exista impacto entre los dos tramos que conforman el puente; hay que destacar que estos resultados no incluyen el efecto de la carga viva, que en casos extremos sí podrían estar presentes varios vehículos; esto se deja como recomendación para futuras investigaciones.

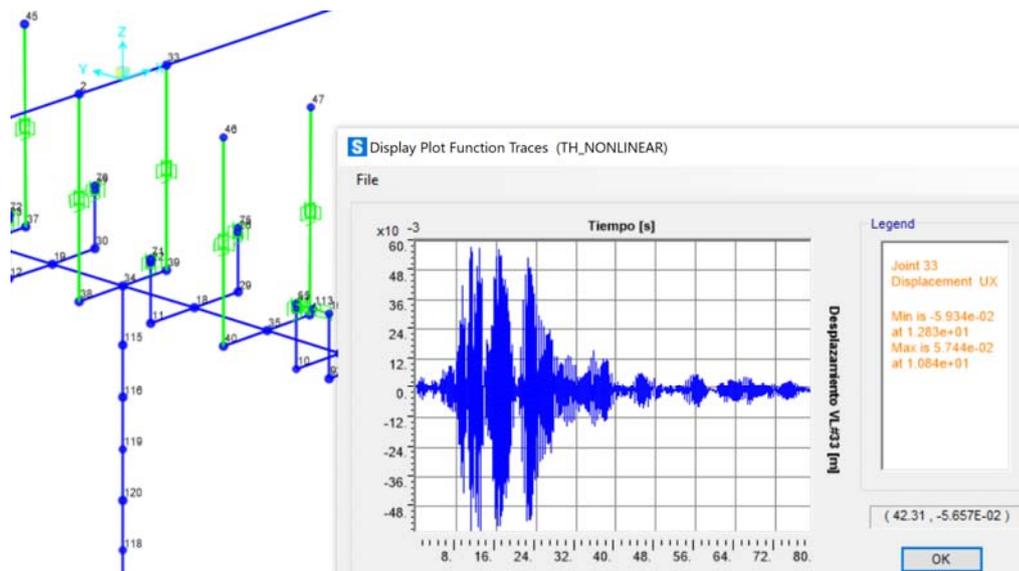


Figura 65. Desplazamiento superestructura pila central

Fuente: autor

Un resumen de los desplazamientos máximos absolutos longitudinales y transversales en distintas ubicaciones del puente según nomenclatura antes mencionada se muestra a continuación.

Tabla 24. Desplazamientos en superestructura

Eje	Transversal [cm]	Longitudinal [cm]	Ubicación
2	5.67	5.82	estribo sur
2	6.47	5.93	pila central
4	5.67	5.9	estribo sur
4	6.47	5.94	pila central

Fuente: autor

Respecto a la tabla precedente se puede destacar el desplazamiento transversal de 6.47 [cm] en la viga cerca a la traba sísmica; conociendo que el espacio libre entre la traba y la viga (eje 4) es de 5[cm] se infiere impacto/golpe entre estos dos componentes, esto se verificará en secciones subsiguientes.

4.2.2 Aceleraciones y velocidades

De manera similar se extraen las aceleraciones máximas absolutas y velocidades a nivel de superestructura, específicamente en los extremos de cada tramo, centro de tramo y pila central del puente estudiado.

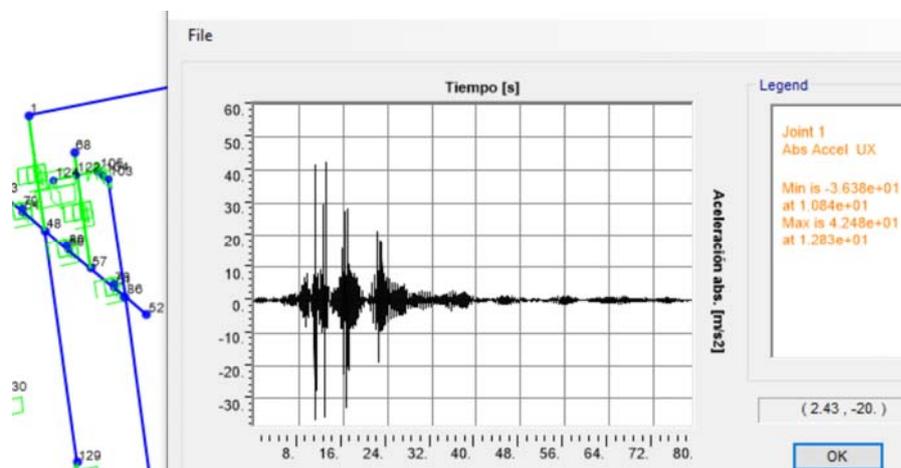


Figura 66. Aceleración absoluta eje central (estribo sur).

Fuente: autor

Tabla 25. Aceleraciones y velocidades durante registros sísmicos.

Eje	Transversal	Longitudinal	Ubicación
Aceleración máxima absoluta [g]			
central	1.12	4.2	extremo inicial tablero
central	1.4	4.0	centro tablero
central	1.25	4.3	extremo final tablero
central	0.32	0.34	viga cabezal en pila
Velocidad máxima absoluta [m/s]			
central	1.08	1.1	extremo inicial tablero
central	1.14	1.1	centro tablero
central	1.16	1.1	extremo final tablero
central	0.43	0.5	viga cabezal en pila

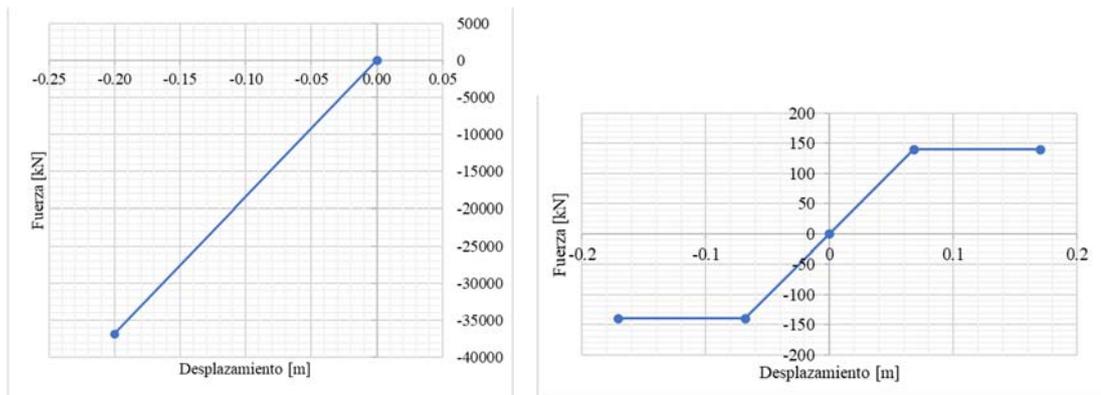
Fuente: autor

La Tabla 25 muestra valores ingentes de aceleraciones en el sentido longitudinal del puente, principalmente al nivel de superestructura; los valores obtenidos se encuentran alrededor de 4[g]. Por otro lado, a nivel de infraestructura, específicamente en la base de apoyo para vigas (pila) tenemos 0.5 [g]; esto significa que la rigidez de la columna es muy grande, prácticamente algo superior a la del PGA del evento sísmico (0.38 [g],

ver Figura 58). Además, conociendo que no existe conexión con los apoyos, la superestructura es libre de desplazarse una vez que venza la fricción entre el apoyo de neopreno y la viga; esto se verificará en la relación fuerza-desplazamiento del apoyo.

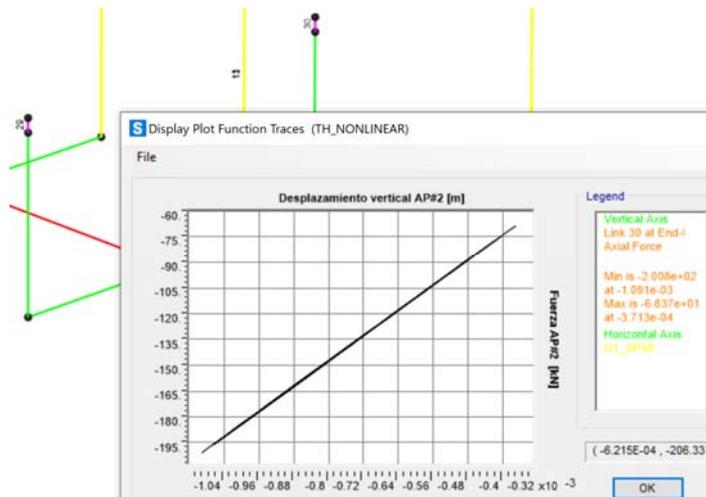
4.2.3 Comportamiento de apoyos elastoméricos.

A continuación, se grafica la respuesta vertical, longitudinal y transversal de los apoyos ubicados en la pila central a modo de ejemplo, cabe mencionar que la relación fuerza-deformación mostrada en la Figura 67 (a & b) fue desarrollada en la sección 3.10.3 del capítulo anterior.

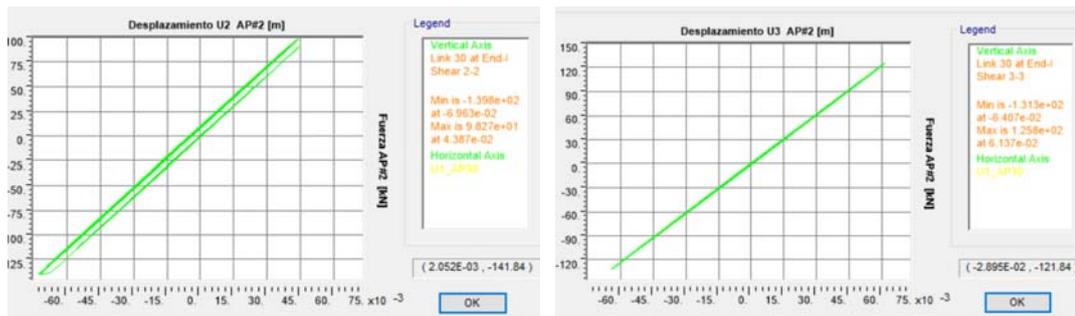


a)

b)



c)



d)

e)

Figura 67. Relación fuerza-desplazamiento apoyos o elastómeros. a) relación vertical, b) relación lateral, c) respuesta vertical en apoyo – pila central, d) respuesta lateral – longitudinal U2, d) respuesta lateral – transversal U3.

Fuente: autor

De las figuras previas la respuesta vertical (Figura 67-c) es totalmente lineal y con niveles de deformación axial ínfimos, esto se debe a que no se considera una componente vertical de movimiento e interacción suelo-estructura explícita; por el contrario para el desplazamiento lateral principalmente en la dirección longitudinal (Figura 67-d) se puede observar que se ha superado la zona lineal y a partir de los 6.6 [cm] la viga se desliza, además cabe destacar que los desplazamientos registrados tanto en el sentido longitudinal y transversal (U2 y U3 respectivamente) superan los 5cm, por tanto, tiene sentido el impacto probable a las trabas ubicadas en los extremos.

Algo similar se observó en los apoyos ubicados en los estribos sur y norte; se observa nuevamente que los apoyos en el sentido longitudinal superan el coeficiente de fricción, por tanto, inicia el desplazamiento de la superestructura; consecuente con los desplazamientos observados en la Tabla 24.

4.2.4 Comportamiento barras de anclaje sísmicas.

Según la sección 3.10.2 y de acuerdo a las relaciones fuerza-desplazamiento lateral y vertical (Figura 68) para el caso de barras de anclaje verticales ubicadas en el estribo sur y pila central para el caso del eje de viga 2.

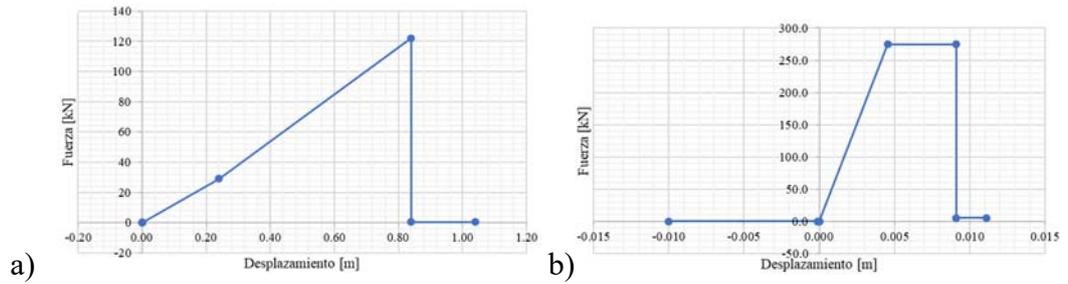


Figura 68. Fuerza-deformación para barras sísmicas de anclaje. a) lateral, b) vertical

Fuente: autor

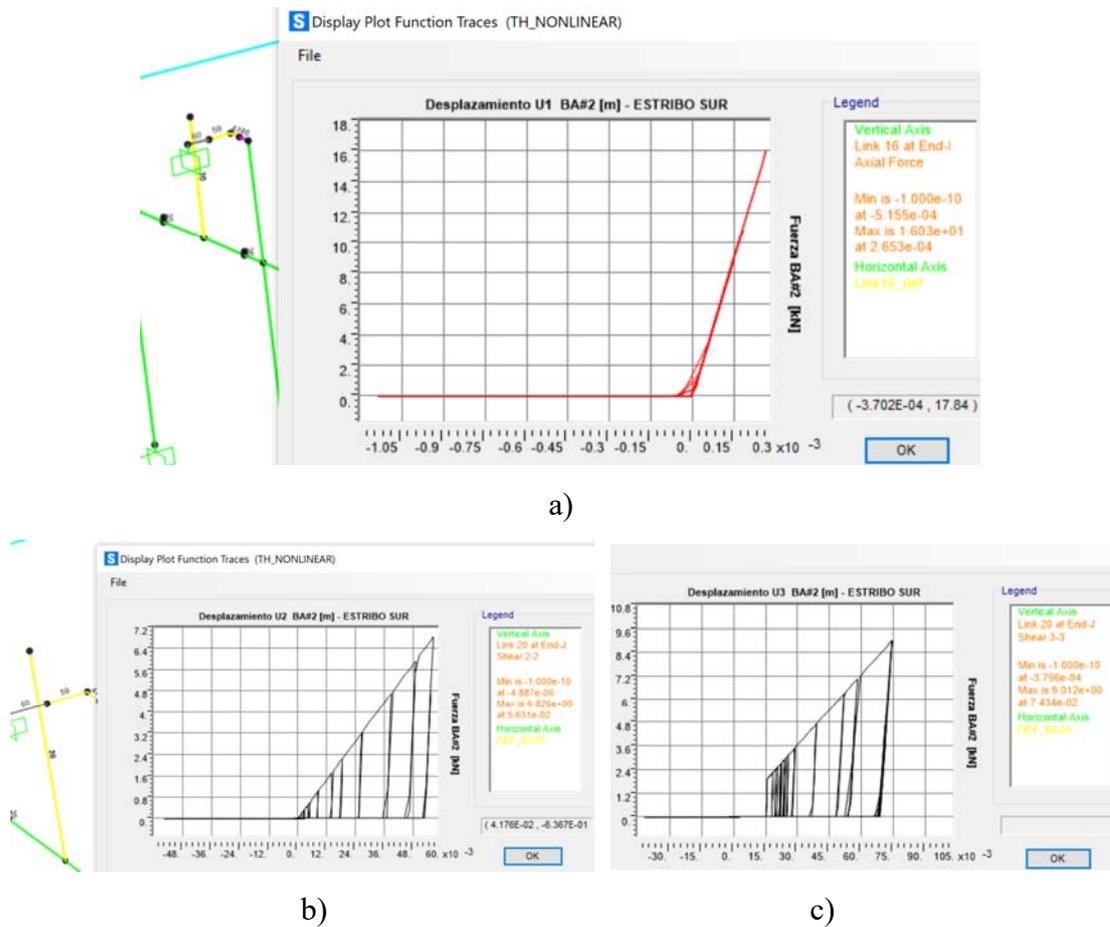


Figura 69. Respuesta barras sísmicas verticales en estribo sur - eje 2. a) vertical, b) longitudinal U2, c) transversal U3.

Fuente: autor

Las barras sísmicas correspondientes al estribo sur presentan respuesta lateral (U2&U3) esencialmente en la rama ascendente (Figura 69 b-c), con desplazamientos del orden 6[cm] como máximo, por tanto, la capacidad resistente de reserva es alta. Por otra parte, la respuesta vertical (Figura 69-a) es muy pequeña, debido a que no

existe una componente vertical del sismo explícita y la interacción suelo-estructura no se ha considerado. Para futuras investigaciones se podría considerar la influencia de este componente en base a un análisis de sensibilidad.

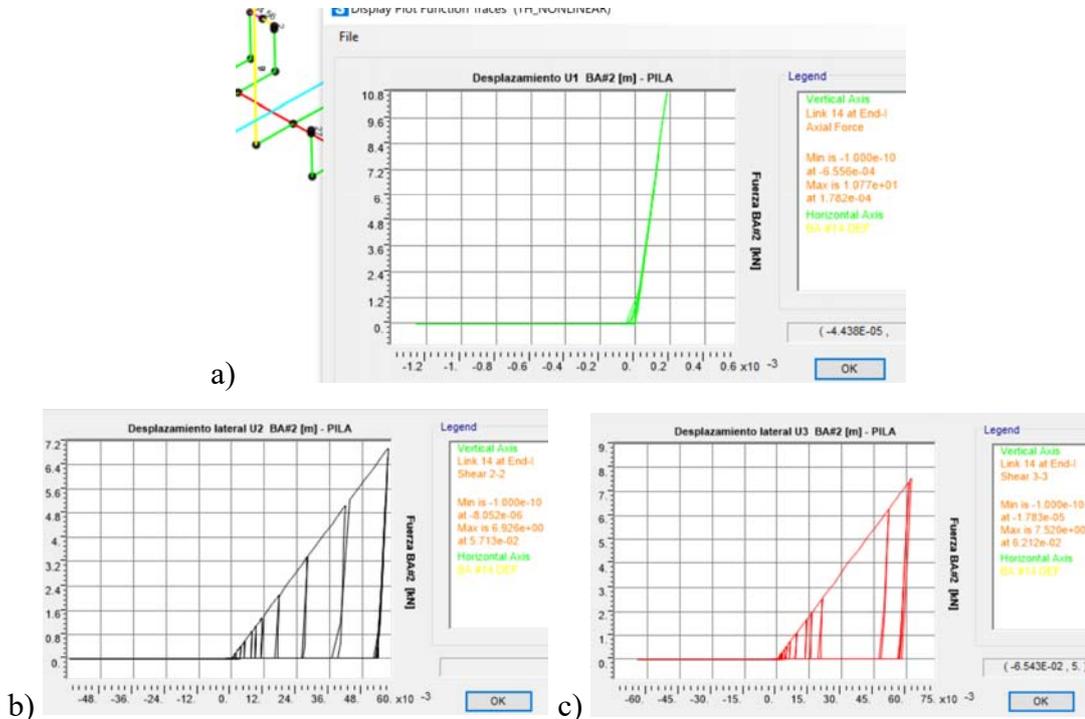


Figura 70. Respuesta barras sísmicas verticales en pila central. a) vertical, b) longitudinal U2, c) transversal U3.

Fuente: autor

La respuesta cíclica de barras sísmicas ubicadas en pila central es muy similar a la obtenida en estribos sur y norte; por tanto, nuevamente el comportamiento cíclico de estos componentes son muy limitados, teniendo presente que a fuerza máxima que podrían resistir es 120 [kN] y 270 [kN] para su respuesta lateral y vertical respectivamente según la Figura 68; esto se cambiar si se considera la inclusión del componente interacción suelo-estructura en futuras investigaciones.

4.2.5 Comportamiento de trabas sísmicas (*shear keys*)

Utilizando la nomenclatura de la Tabla 23 y la relación fuerza - deformación de la Figura 71 se observa que las trabas sísmicas modeladas como internas según la sección 3.10.4. presentan comportamiento cíclico altamente no lineal, principalmente las ubicadas en la pila central (Figura 72-b)

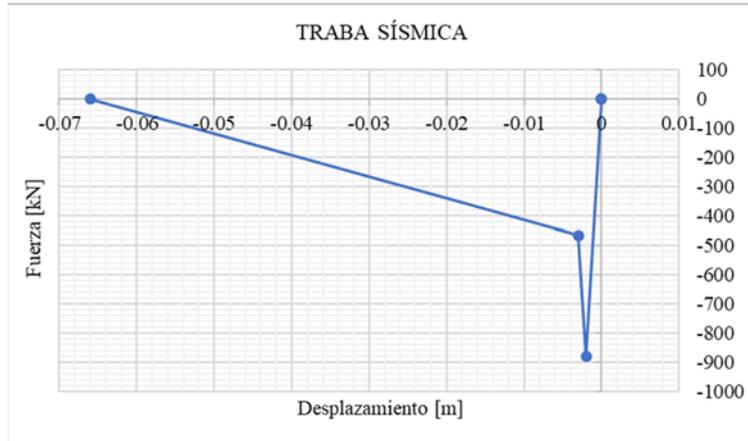
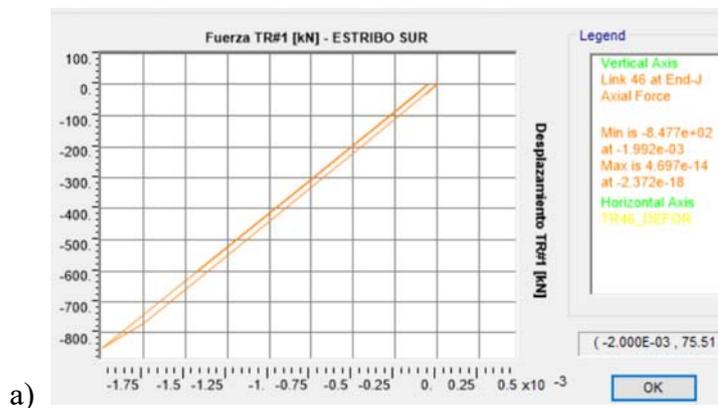
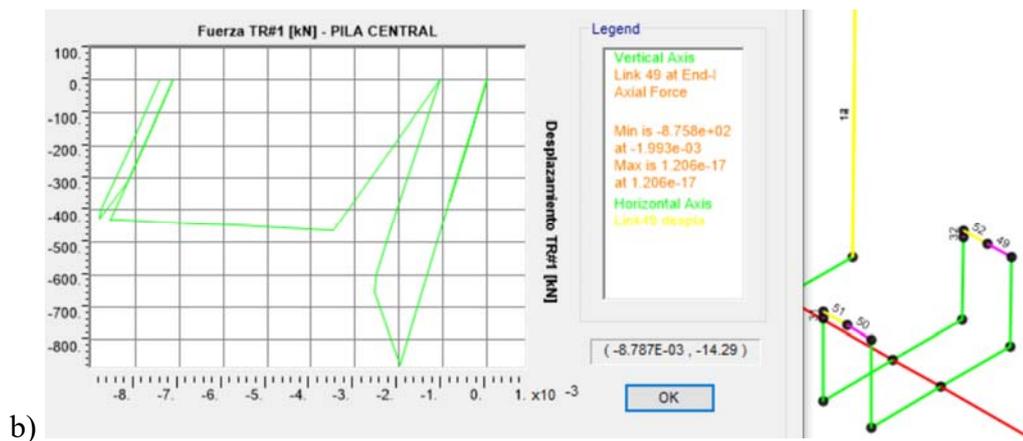


Figura 71. Relación fuerza-desplazamiento traba interior tipo

Fuente: autor



a)



b)

Figura 72. Respuesta trabas sísmicas. a) estribo sur, b) pila central

Fuente: autor

Se puede observar que las trabas ubicadas en estribos sufren desplazamientos máximos de 2 [mm] y alcanzan por un breve instante la máxima capacidad en términos de fuerza

(~ 870 kN); sin embargo no incursionan ampliamente en el rango inelástico; contrariamente para el caso de trabas ubicadas en columnas o pila central presenta un comportamiento altamente no lineal, llegando a desplazamientos cercanos a 9[mm], esto tiene sentido pues se registraron desplazamientos transversales que superaban los 5[cm] que era abertura (*gap*) entre viga y traba. Por tanto, se puede deducir que las trabas ubicadas en pilas para este caso específico sufrirían mayor daño durante un terremoto, ya que su incursión inelástica es mayor.

4.2.6 Comportamiento del empuje pasivo del relleno.

Según lo visto en la sección 3.10.6 y la Figura 73 se obtiene la respuesta debido al empuje detrás del muro, específicamente en cada extremo de la pantalla del muro espaldar (eje 1 y 4); los resultados muestran que su comportamiento es cíclico, pero a bajos niveles de deformación, alrededor de 0.85 [cm] como máximo de desplazamiento.

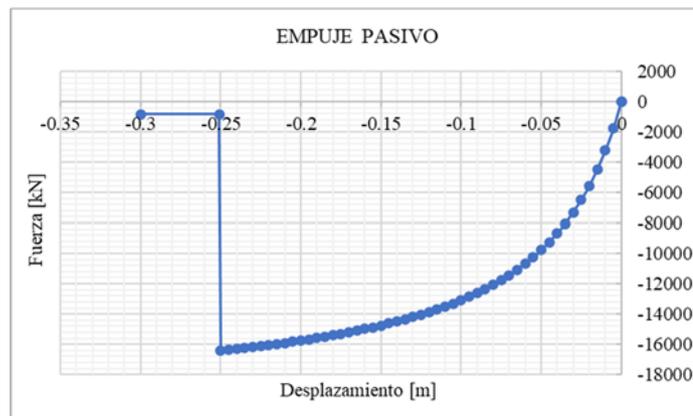
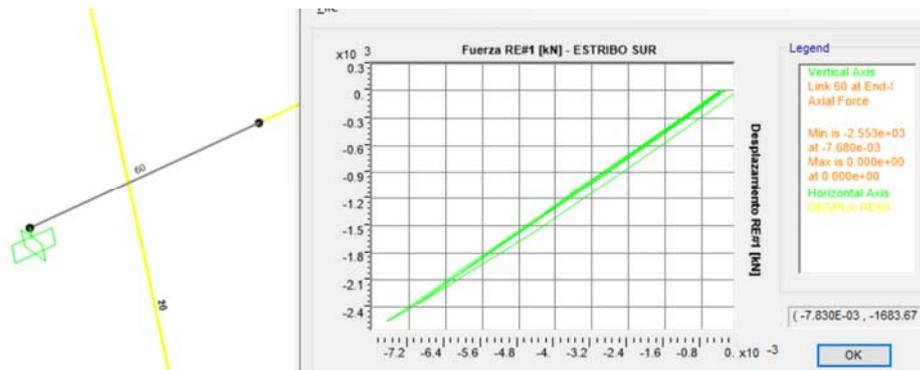
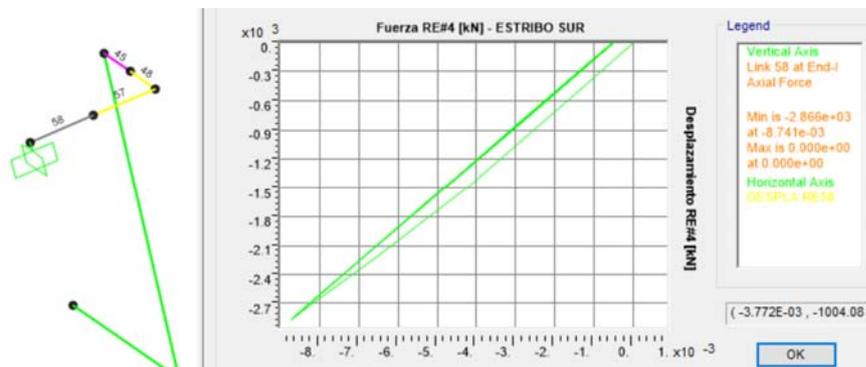


Figura 73. Respuesta empuje pasivo del relleno en estribos.

Fuente: autor



a)



b)

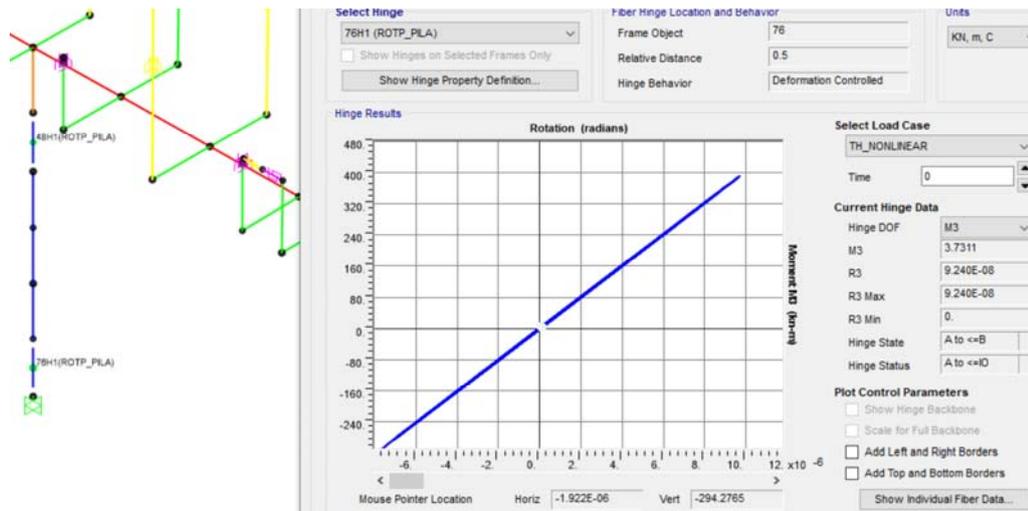
Figura 74. Respuesta pasiva del relleno. a) Respuesta eje 1, b) Respuesta eje 4

Fuente: autor.

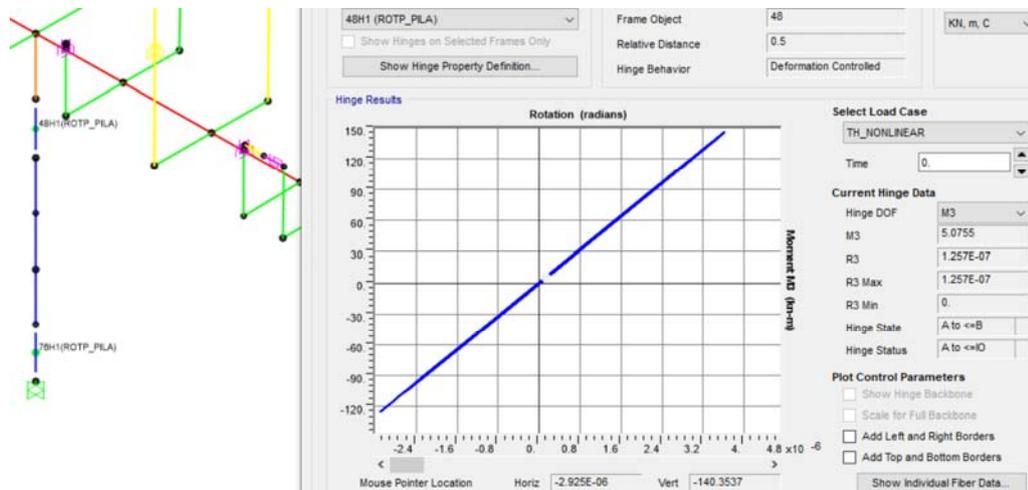
Según lo anterior la influencia de relleno para este caso es mínima, conociendo que la capacidad de deformación podría alcanzar hasta 20 [cm] como máximo. Hay que destacar que estos desplazamientos son exclusivos del relleno, es decir, esto se producirá luego de superar la abertura física que existe entre la superestructura y el estribo, que es de 5 [cm].

4.2.7 Comportamiento de rótulas plásticas en pila central

Según la sección 3.10.5 la no linealidad de la columna se revisa en sus extremos, basado en elementos tipo fibra y rótulas de plasticidad concentrada; se observa según la Figura 75 el comportamiento de la columna es netamente lineal, tanto en base y cabeza de pila. Como se mencionó en la sección 4.2.1 esto era de esperarse ya que los desplazamientos registrados en el elemento fueron mínimos, debido a su gran rigidez y que no existe una conexión (anclaje) con la superestructura.



a)



b)

Figura 75. Rótulas plásticas en pila central. a) Rótula en pie de pila, b) Rótula en cabeza de pila.

Fuente: autor

4.2.8 Tiempos requeridos para análisis no lineal tiempo historia.

En función a los elementos que componen el puente y la forma de las constitutivas o relaciones fuerza-desplazamiento de cada uno, fue necesario probar ciertas configuraciones en cuanto a los “*Nonlinear parameters*” para el caso de ‘*time history*’ en SAP2000. Para este proyecto el principal componente que presentó problemas de convergencia fueron las trabas sísmicas, llegando a requerir ciertas configuraciones que tomaron hasta 8 horas de análisis como se observa en la Figura 76.

```
*** Warning Message 3 ***
Date & Time : 1/13/2023 7:44:25 PM
Computer : DESKTOP-C0UEBEN
Run Tag : 0
Run Serial : 1
Operation : RUNNING ANALYSIS
Load Case : TH_NONLINEAR
CONVERGENCE FAILURE OCCURED IN. CASE: TH_NONLINEAR. AT TIME STEP 7180, RELATIVE
ERROR = 5.6221E+06

*** Informational Message 1 ***
Date & Time : 1/13/2023 7:44:25 PM
Computer : DESKTOP-C0UEBEN
Run Tag : 0
Run Serial : 1
Operation : RUNNING CASES IN SERIES
Load Case : N/A
TOTAL TIME FOR THIS ANALYSIS: 08:10:57
```

Figura 76. Tiempo de cálculo en SAP2000 para caso de estudio.

Fuente: autor & SAP2000

Debido al alto costo computacional y tiempo requerido para cada análisis es recomendable revisar minuciosamente la configuración de cada componente y variar tolerancias y demás parámetros conforme se presenten errores, aunque esto depende muchas veces de la naturaleza del registro empleado.

4.3 Recomendaciones de comportamiento

Debido a los desplazamientos obtenidos y el posible impacto de vigas - trabas sísmicas, superestructura – muro espaldar y en la junta ubicada en el centro (pila) del puente se establecen los cambios que en una siguiente etapa o estudio se deberían considerar tal que el desempeño del puente sea adecuado. Estas recomendaciones se basa en la investigación realizada por Romo [8] para puentes ecuatorianos, principalmente a problemas encontrados durante el sismo del 16 de abril de 2016.

4.3.1 Neoprenos longitudinales

Los neoprenos longitudinales para absorber choques controlar y amortiguan el daño en los elementos estructurales, principalmente en la dirección longitudinal, espesor comúnmente oscila de 2cm a 3cm, por tanto, estos se acomodarían dentro de la junta ya existente con la ayuda perforaciones y pernos realizados en el muro espaldar de

estribos y en el tablero en el caso la junta intermedia como se observa en la figura siguiente.

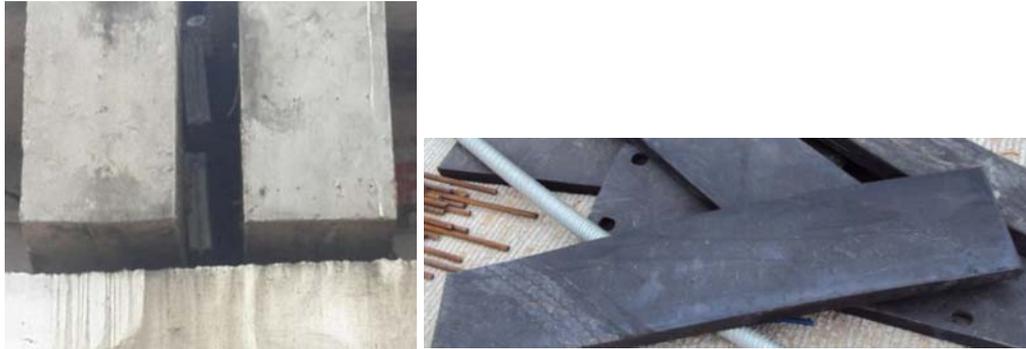


Figura 77. Placas de neoprene para absorber choques longitudinales.

Fuente: Romo M. [8]

Dado que en el país no existe referencia experimental sobre el comportamiento de estos dispositivos, su adopción por el momento es netamente empírica y según lo observado en el puente Los Caras (Bahía de Caráquez), se deberá realizar a futuro ensayos para su incorporación explícita en los modelos no lineales.

4.3.2 Restricción transversal en trabas sísmicas

Según el esquema de daño en trabas sísmicas observado en la sección 4.2.5 serían los elementos con mayor incursión, por tanto, para prevenir esta posible falla por deslizamiento a corte (Figura 33-b) es necesario incrementar la zona de contacto con la traba, tal que los esfuerzos de corte y aplastamiento se expandan a una mayor zona de contacto con la ayuda de placas metálicas. El esquema de esta ‘protección’ se muestra a continuación.

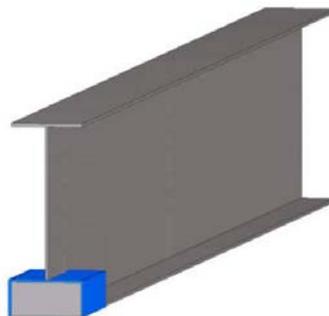


Figura 78. Caja de acero para incrementar el área de contacto en la dirección transversal.

Fuente: Romo M. [8]

Hay que destacar que esta medida de protección hacia la traba sísmica de estribos y pilas deben ir acompañadas de placas de neopreno de área similar a la cara de cada traba tal que permita amortiguar mucho más el impacto y el corte en la base no se produzca. Nuevamente se enfatiza que no existe un sustento experimental de esta adopción y por el momento se puede catalogar como empírica; no obstante, su adopción siempre será vista como conservadora.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS

5.1 Conclusiones

En base a la investigación realizada se destaca las siguientes conclusiones para este caso de estudio específico.

- a) Los desplazamientos longitudinales y transversales obtenidos son superiores a la abertura (*gap*) de 5[cm] tanto en trabas-vigas y estribo-superestructura; por tanto, el impacto se presentaría considerando un evento sísmico similar al de 16 de abril de 2016.
- b) Se presentaron aceleraciones ingentes a nivel de superestructura ($> 4[g]$), esto probablemente se deba a que las vigas se apoyan sin conexión a los apoyos elastoméricos, es decir, la fricción entre estos componentes es la única restricción aparte de las barras verticales adoptadas. Respecto a las aceleraciones a nivel de infraestructura prácticamente son similares al PGA de los registros sísmicos [0.35 g], esto implica que tanto estribos y pila central poseen gran rigidez tal que no se mueven, esto se confirmó con los desplazamientos a nivel de viga cabezal de 0.08 [mm].
- c) En cuanto al comportamiento de las placas de apoyo elastoméricas la respuesta vertical fue totalmente lineal y con niveles de deformación axial ínfimos, esto se debe a que no se consideró una componente vertical de movimiento e interacción suelo-estructura explícita; por el contrario para el desplazamiento lateral, principalmente en la dirección longitudinal se observó que a partir de 6.6 [cm] se presentaría deslizamiento de la superestructura, lo que ocasionaría impacto entre tramos simplemente apoyados y superestructura-estribos.
- d) La respuesta de barras verticales sísmicas incorporadas al caso de estudio muestra que en la dirección vertical no son efectivas debido a su limitado desplazamiento; en cuanto a su comportamiento lateral alcanzaron desplazamientos alrededor de 6.5 [cm] tanto en estribos y pila; no obstante, la capacidad de reserva es muy superior; por tanto, este componente podría no

ser eficiente ya que las trabas sísmicas restringen los desplazamientos mucho antes (~5cm).

- e) El comportamiento de trabas sísmicas fue adecuado, en todos los casos tienen respuesta, es decir, se presentaron desplazamientos una vez alcanzada la abertura de 5 [cm]. La inclusión inelástica en trabas ubicadas en la pila central fue mucho mayor a las registradas en estribos; para el caso de la pila incluso las deformaciones se encuentran en la zona de degradación de resistencia (5.8cm). Se puede añadir que este componente es el que mayor daño presentaría en caso de un sismo similar al del 2016.
- f) Respecto al empuje del relleno y en base al modelo hiperbólico planteado se registraron pequeños movimientos de la masa del suelo, alrededor de 8 [mm], lo cual en términos de capacidad global está muy por debajo del límite [25cm]; por tanto, la influencia del relleno detrás del muro probablemente sea mínima.
- g) Las zonas de incursión inelástica (rótulas) en pie y cabeza de pila central fue esencialmente lineal, esto debido su gran rigidez y su desconexión con la superestructura; se puede inferir que no tendrá daño alguno ante eventos sísmicos similares al del 2016.
- h) La metodología para el análisis no lineal de respuesta en el tiempo de puentes mixtos es compleja, principalmente debido a la variabilidad geométrica de cada proyecto, limitada información en cuanto a validación de relaciones fuerza-desplazamiento de un determinado componente, y principalmente a la escasa investigación local. El proyecto aquí presentado se ha sustentado en base al estado del arte y para fines didácticos se ha anexado memorias de cálculo de cada componente tal que se pueda replicar en futuras investigaciones referente a puentes ecuatorianos.

5.2 Recomendaciones

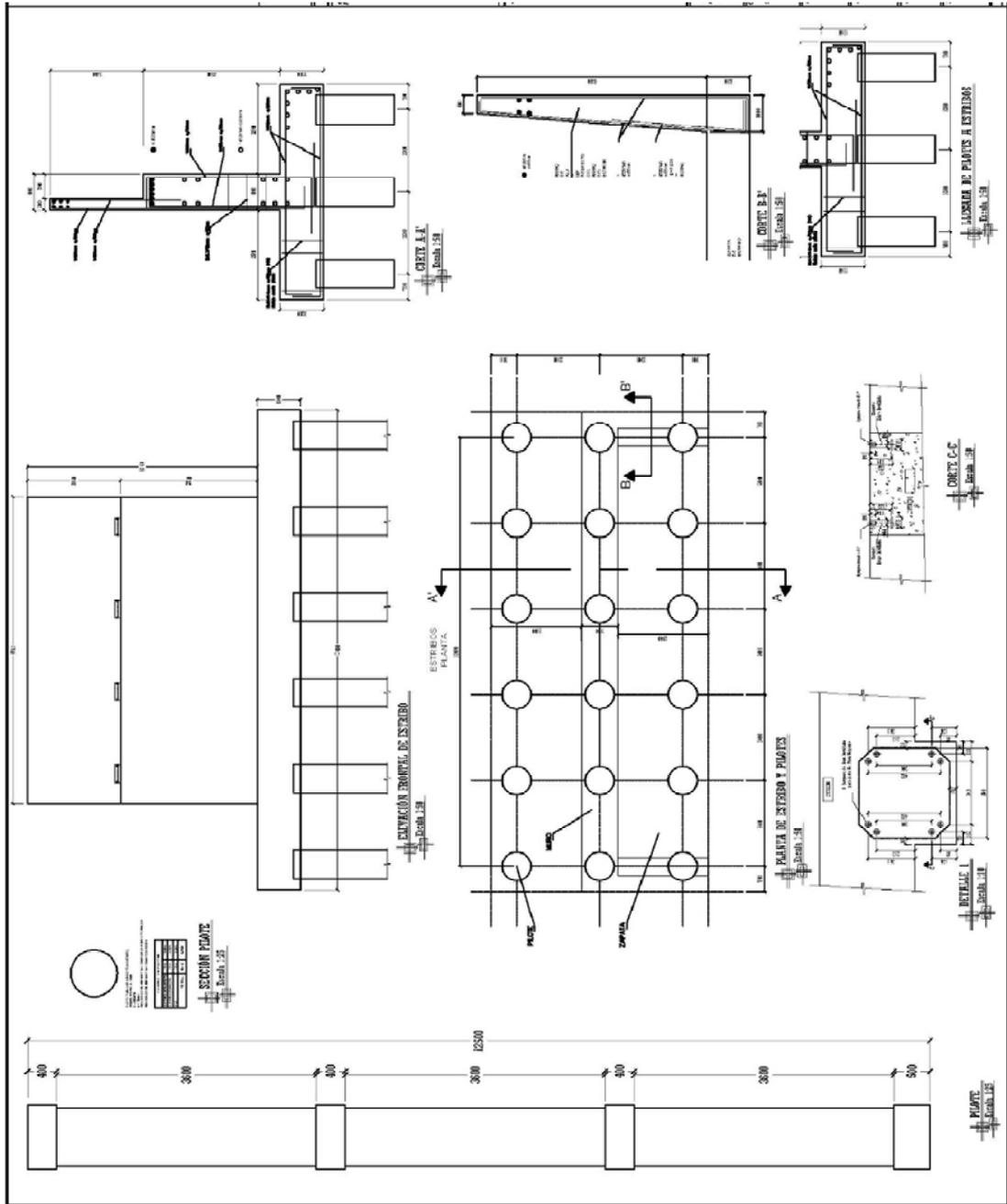
- a) Para futuros trabajos se recomienda realizar un modelo no lineal en un programa adicional como Opensees tal que permita comparar resultados y conocer las limitaciones y ventajas de un programa comercial.
- b) Para considerar la interacción suelo – estructura se recomienda realizar un estudio geotécnico complementario, que al menos que considere parámetros como potencial de licuefacción, pesos específicos a cada metro, resistencia al corte no drenado, densidad relativa, velocidad de onda de corte (geofísica), módulo de deformación secante e inicial y resistencia lateral, fuste y por punta del pilote; esto permitiría caracterizar el comportamiento altamente no lineal del suelo.
- c) En una siguiente etapa considerar el desempeño sísmico del caso de estudio, principalmente la definición de la demanda y registros compatibles con el espectro de sitio u objetivo.
- d) Iniciar un programa experimental de los componentes típicos de acuerdo a la práctica ecuatoriana en puentes, ya que ciertos parámetros podrían variar en función a los materiales empleados en cada región o país.
- e) Se recomienda usar computadores de alto rendimiento para este tipo de investigaciones, tal que a futuro permitan elaborar un análisis de fragilidad de cada componente del puente y así prescindir de elementos que no incluyan en la respuesta estructural global.
- f) Se recomienda incorporar al puente real dispositivos de control para prevenir el daño en trabas sísmicas y superestructura; principalmente placas de neopreno longitudinales y cajas metálicas laterales en conjunto con neoprenos delgados; todo esto desde el punto de vista empírico y conservador.

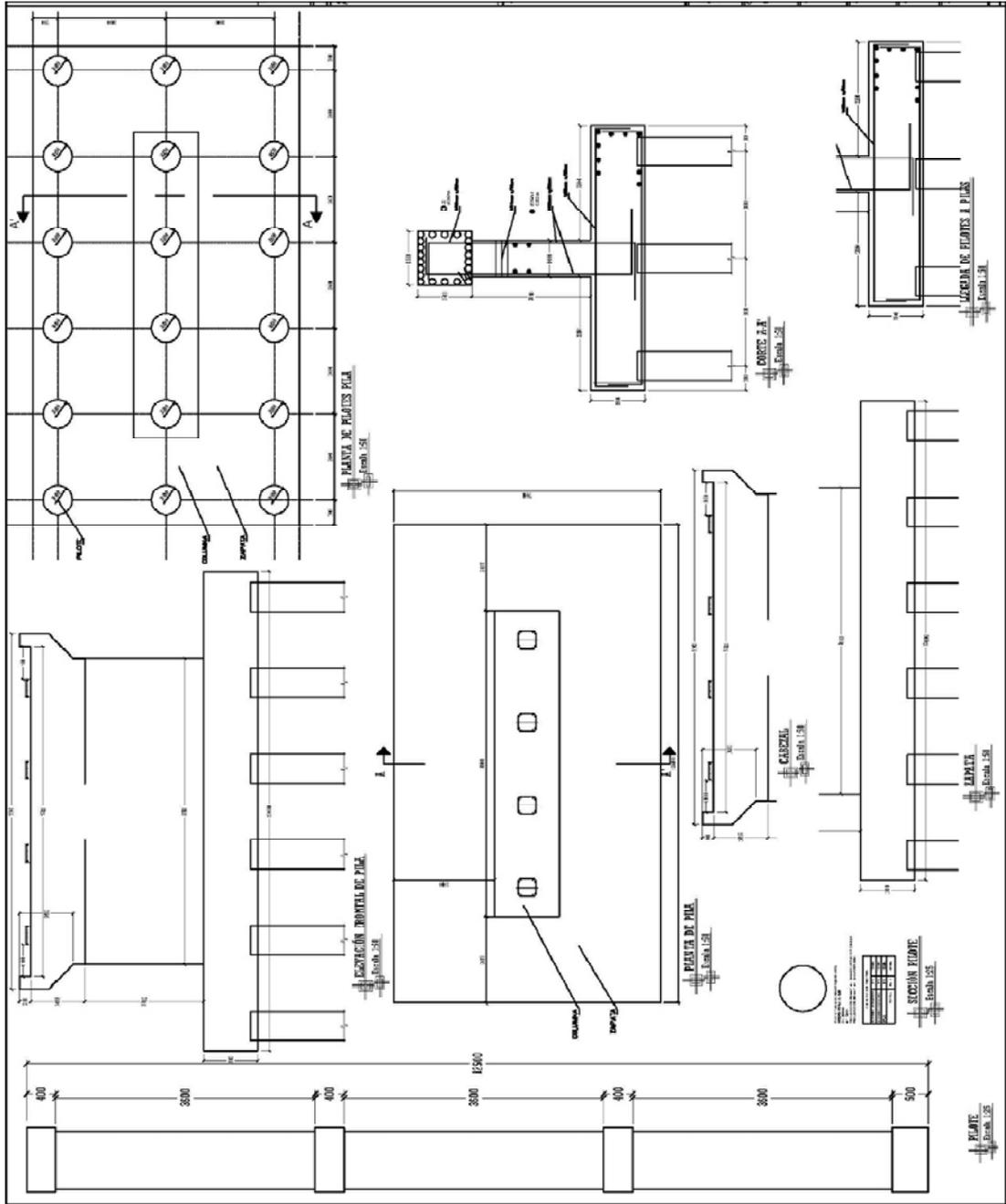
5.3 BIBLIOGRAFÍA

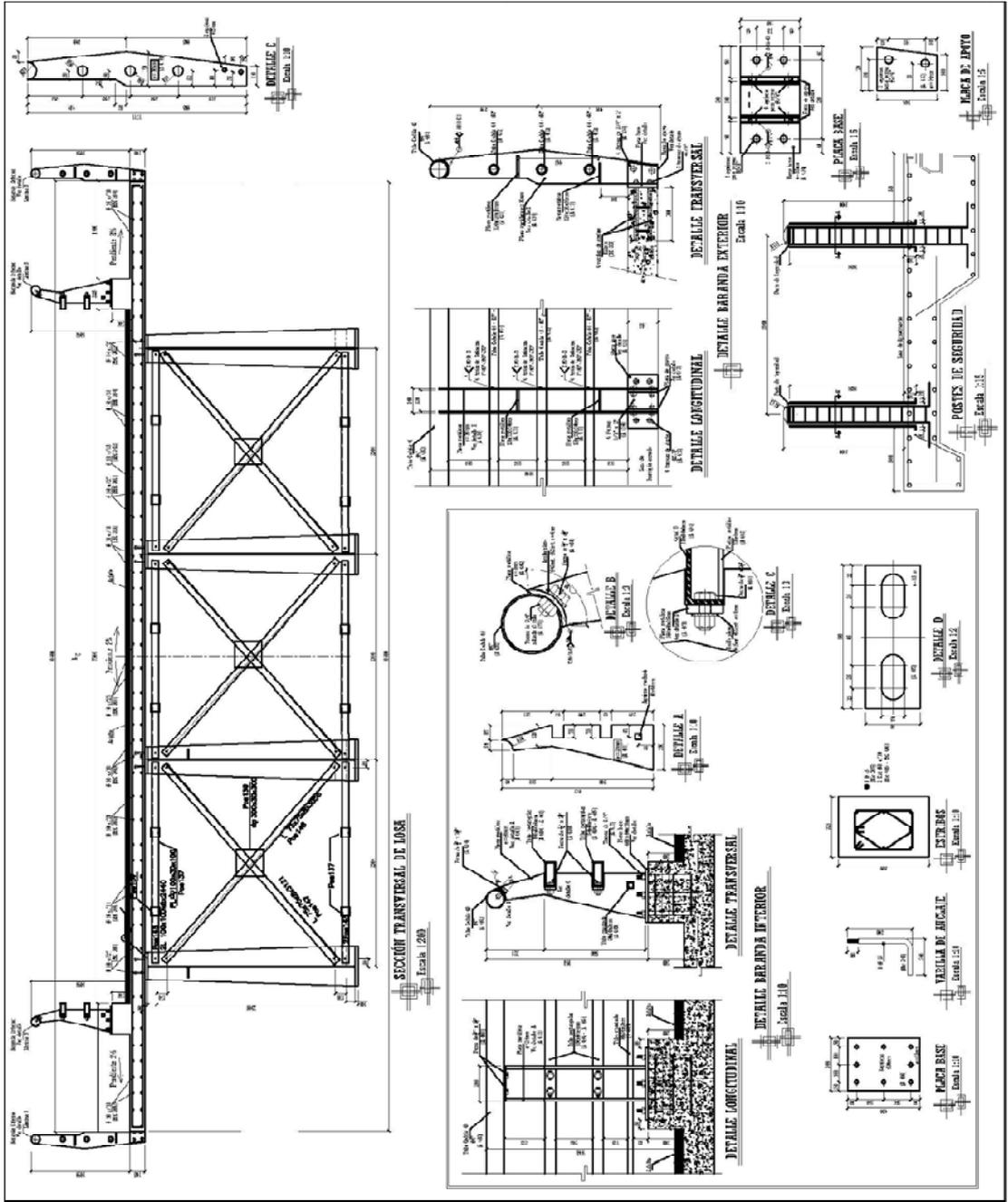
- [1] “LOTAIP_10_OBRAS-POR-TERREMOTO-2016.pdf.” Accessed: Jan. 13, 2023. [Online]. Available: https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2018/11/LOTAIP_10_OBRAS-POR-TERREMOTO-2016.pdf
- [2] “Informe-de-Situación-3-23h30.pdf.” Accessed: Jan. 13, 2023. [Online]. Available: <https://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/Informe-de-Situaci%C3%B3n-3-23h30.pdf>
- [3] Ministerio de Transporte y Obras Públicas, “Norma para estudios y diseño vial. NEVI 12. Volumen 2, libro B.” 2013.
- [4] A. Aviram, K. R. Mackie, and B. Stojadinovic, “Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California.” California Univ., Berkeley. Pacific Earthquake Engineering Research Center.; California State Dept. of Transportation, Sacramento. Engineering Service, PB2012106297, 2008. Accessed: Nov. 07, 2021. [Online]. Available: <https://ntrl.ntis.gov/NTRL/dashboard/searchResults/titleDetail/PB2012106297.xhtml>
- [5] AASHTO, “23_Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition.” 2011.
- [6] S. of California, “Seismic Design Criteria | Caltrans.” <https://dot.ca.gov/programs/engineering-services/manuals/seismic-design-criteria> (accessed Nov. 23, 2021).
- [7] Agencia Nacional de Investigación y Desarrollo (ANID, *25_Guía para el análisis sísmico no lineal de puentes Chilenos*. Santiago, 2021. [Online]. Available: <https://www.anid.cl/>
- [8] E. M. Marcelo Romo, “10_Design and performance of devices to control undesirable bridge deck displacements and damage, during major earthquakes.” N/A, 2022. [Online]. Available: <https://cit-conferences.org/earth-and-construction-sciences/>
- [9] R. Omrani *et al.*, *Guidelines for Nonlinear Seismic Analysis of Ordinary Bridges: Version 2.0*. 2015. doi: 10.13140/RG.2.1.4946.6648.
- [10] Transportation Research Board and National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine, *Proposed AASHTO Guidelines for Performance-Based Seismic Bridge Design*. Washington, DC: The National Academies Press, 2020. doi: 10.17226/25913.
- [11] Y. Pan, A. K. Agrawal, M. Ghosn, and S. Alampalli, “1_Seismic Fragility of Multispan Simply Supported Steel Highway Bridges in New York State. I: Bridge Modeling, Parametric Analysis, and Retrofit Design,” *J. Bridge Eng.*, vol. 15, no. 5, pp. 448–461, Sep. 2010, doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000085.
- [12] R. DesRoches, E. Choi, R. T. Leon, S. J. Dyke, and M. Aschheim, “3_Seismic Response of Multiple Span Steel Bridges in Central and Southeastern United States. I: As Built,” *J. Bridge Eng.*, vol. 9, no. 5, pp. 464–472, Sep. 2004, doi: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2004)9:5(464).
- [13] M. A. Saadeghvaziri and A. R. Yazdani-Motlagh, “5_Seismic behavior and capacity/demand analyses of three multi-span simply supported bridges,” *Eng. Struct.*, vol. 30, no. 1, pp. 54–66, Jan. 2008, doi: 10.1016/j.engstruct.2007.02.017.
- [14] J. E. Padgett and R. DesRoches, “7_Three-dimensional nonlinear seismic performance evaluation of retrofit measures for typical steel girder bridges,” *Eng.*

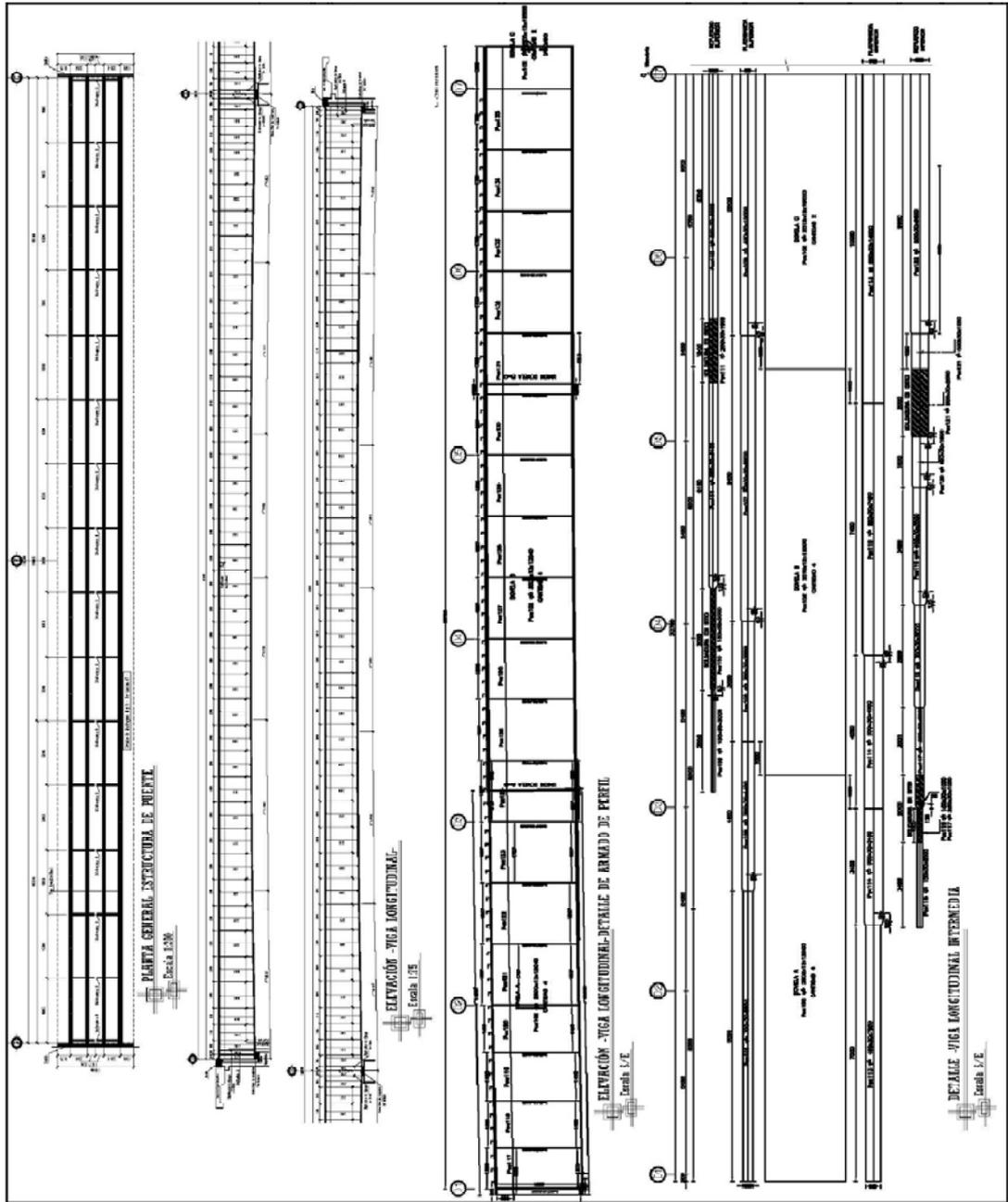
- Struct.*, vol. 30, no. 7, pp. 1869–1878, Jul. 2008, doi: 10.1016/j.engstruct.2007.12.011.
- [15] N. Xiang and J. Li, “13_Seismic Performance of Highway Bridges with Different Transverse Unseating-Prevention Devices,” *J. Bridge Eng.*, vol. 21, no. 9, p. 04016045, Sep. 2016, doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000909.
- [16] A. Martínez, M. A. Hube, and K. M. Rollins, “14_Analytical fragility curves for non-skewed highway bridges in Chile,” *Eng. Struct.*, vol. 141, pp. 530–542, Jun. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.03.041.
- [17] S. Aldea, R. Bazaez, R. Astroza, and F. Hernandez, “9_Seismic fragility assessment of Chilean skewed highway bridges,” *Eng. Struct.*, vol. 249, p. 113300, Dec. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.113300.
- [18] AASHTO LRFD 9th, “20_LRFD Bridge Design Specifications, 9th Edition.” 2020, November. [Online]. Available: <https://store.transportation.org/Item/CollectionDetail?ID=202>
- [19] J. S. Steelman, L. A. Fahnestock, E. T. Filipov, J. M. LaFave, J. F. Hajjar, and D. A. Foutch, “27_Shear and Friction Response of Nonseismic Laminated Elastomeric Bridge Bearings Subject to Seismic Demands,” *J. Bridge Eng.*, vol. 18, no. 7, pp. 612–623, Jul. 2013, doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000406.
- [20] P. Wilson, “Full Scale Testing and Simulation of Seismic Bridge Abutment-Backfill Interaction,” 2012. doi: 10.1007/978-94-007-2060-2_4.
- [21] A. Aviram, K. R. Mackie, and B. Stojadinovic, “12_Effect of abutment modeling on the seismic response of bridge structures,” *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 7, no. 4, pp. 395–402, Dec. 2008, doi: 10.1007/s11803-008-1008-3.
- [22] A. Shamsabadi, K. M. Rollins, and M. Kapuskar, “8_Nonlinear Soil-Abutment-Bridge Structure Interaction for Seismic Performance-Based Design,” *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 133, no. 6, pp. 707–720, Jun. 2007, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:6(707).
- [23] R. K. Goel and A. K. Chopra, “11_Role of Shear Keys in Seismic Behavior of Bridges Crossing Fault-Rupture Zones,” *J. Bridge Eng.*, vol. 13, no. 4, pp. 398–408, Jul. 2008, doi: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:4(398).
- [24] Q. Han, Y. Zhou, Y. Ou, and X. Du, “Seismic behavior of reinforced concrete sacrificial exterior shear keys of highway bridges,” *Eng. Struct.*, vol. 139, pp. 59–70, May 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.02.034.
- [25] Q. Han, M.-H. Hu, J.-N. Wen, and X.-L. Du, “Seismic Capacity Evaluation of Interior Shear Keys for Highway Bridges,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 24, no. 6, pp. 972–987, Jun. 2020, doi: 10.1080/13632469.2018.1453414.
- [26] Y. . Pan, A. K. Agrawal, M. Ghosn, and S. Alampalli, “2_Seismic Fragility of Multispan Simply Supported Steel Highway Bridges in New York State. II: Fragility Analysis, Fragility Curves, and Fragility Surfaces,” *J. Bridge Eng.*, vol. 15, no. 5, pp. 462–472, Sep. 2010, doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000055.
- [27] R. DesRoches., E. Choi, R. T. Leon, and T. A. Pfeifer, “4_Seismic Response of Multiple Span Steel Bridges in Central and Southeastern United States. II: Retrofitted,” *J. Bridge Eng.*, vol. 9, no. 5, pp. 473–479, Sep. 2004, doi: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2004)9:5(473).
- [28] R. W. Boulanger, C. J. Curras, B. L. Kutter, D. W. Wilson, and A. Abghari, “Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses,” *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 125, no. 9, pp. 750–759, Sep. 1999, doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:9(750).

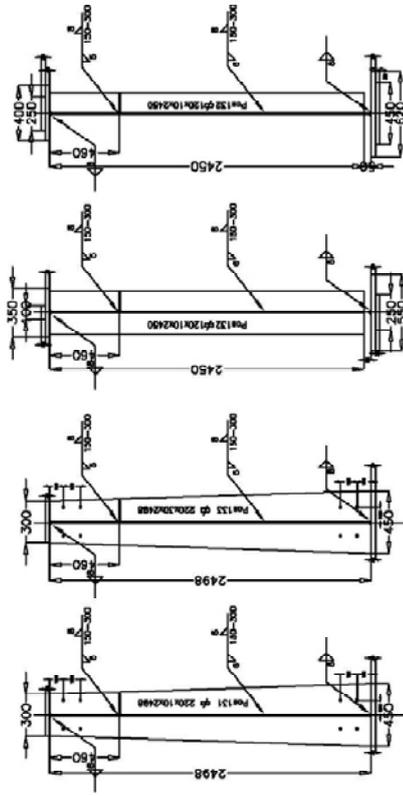
- [29] M. Dicleli and M. Bruneau, “6_Seismic performance of multispan simply supported slab-on-girder steel highway bridges,” *Eng. Struct.*, vol. 17, no. 1, pp. 4–14, Jan. 1995, doi: 10.1016/0141-0296(95)91036-Z.
- [30] E. Choi, “17_Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones,” Jan. 2002.
- [31] COMPUTERS & STRUCTURES, INC., *Structural Analysis and Design, SAP2000*. California: CSI, 2021.
- [32] Sistema Oficial de Contratación Pública, “19_CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE 135 METROS DE LONGITUD, PROVINCIA DE LOS RÍOS.” 2020. [Online]. Available: <https://www.compraspublicas.gob.ec>
- [33] K. J. Elwood and M. O. Eberhard, “21_Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns,” p. 5, 2006.
- [34] Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, “24_Observaciones del sismo del 16 de abril de 2016 de magnitud mw 7.8. intensidades y aceleraciones.” 2016.
- [35] J. Wilches, H. Santa María, R. Riddell, and C. Arrate, “26_Effects of changes in seismic design criteria in the transverse and vertical response of Chilean highway bridges,” *Eng. Struct.*, vol. 191, pp. 370–385, Jul. 2019, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.04.064.
- [36] F. Rubilar, “Modelo no lineal para predecir la respuesta sísmica de pasos superiores,” 2015. <https://repositorio.uc.cl/handle/11534/15609> (accessed Nov. 24, 2021).
- [37] P. F. Silva, S. Megally, and F. Seible, “Seismic Performance of Sacrificial Interior Shear Keys,” *Struct. J.*, vol. 100, no. 2, pp. 177–187, Mar. 2003, doi: 10.14359/12481.
- [38] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, Aug. 1988, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804).









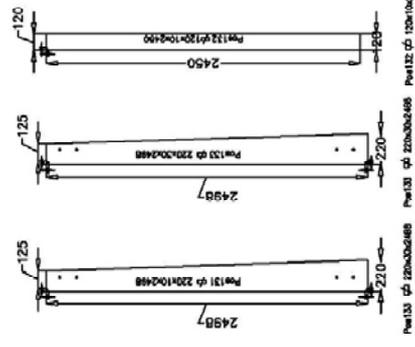


SECCIÓN VIGA LONGITUDINAL
Escala 1:15

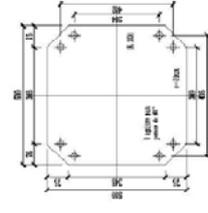
RIGIDIZADOR EN VIGA LONGITUDINAL
Escala 1:15

RIGIDIZADOR INTERMEDIO
Escala 1:15

SECCIÓN VIGA LONGITUDINAL EJE B - C
Escala 1:15



Perfil 2498
Perfil 2497
Perfil 2450
Escala 1:15



Placa Base
PLACA BASE - Dispositivo en Pila y Estribo
Escala 1:10

DETALLE DE PERFILES TRANSVERSALES
Escala 1:15

GOBIERNO PROVINCIAL
DE LOS RIOS



TONNY TERAN SALCEDO
PROFESOR
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

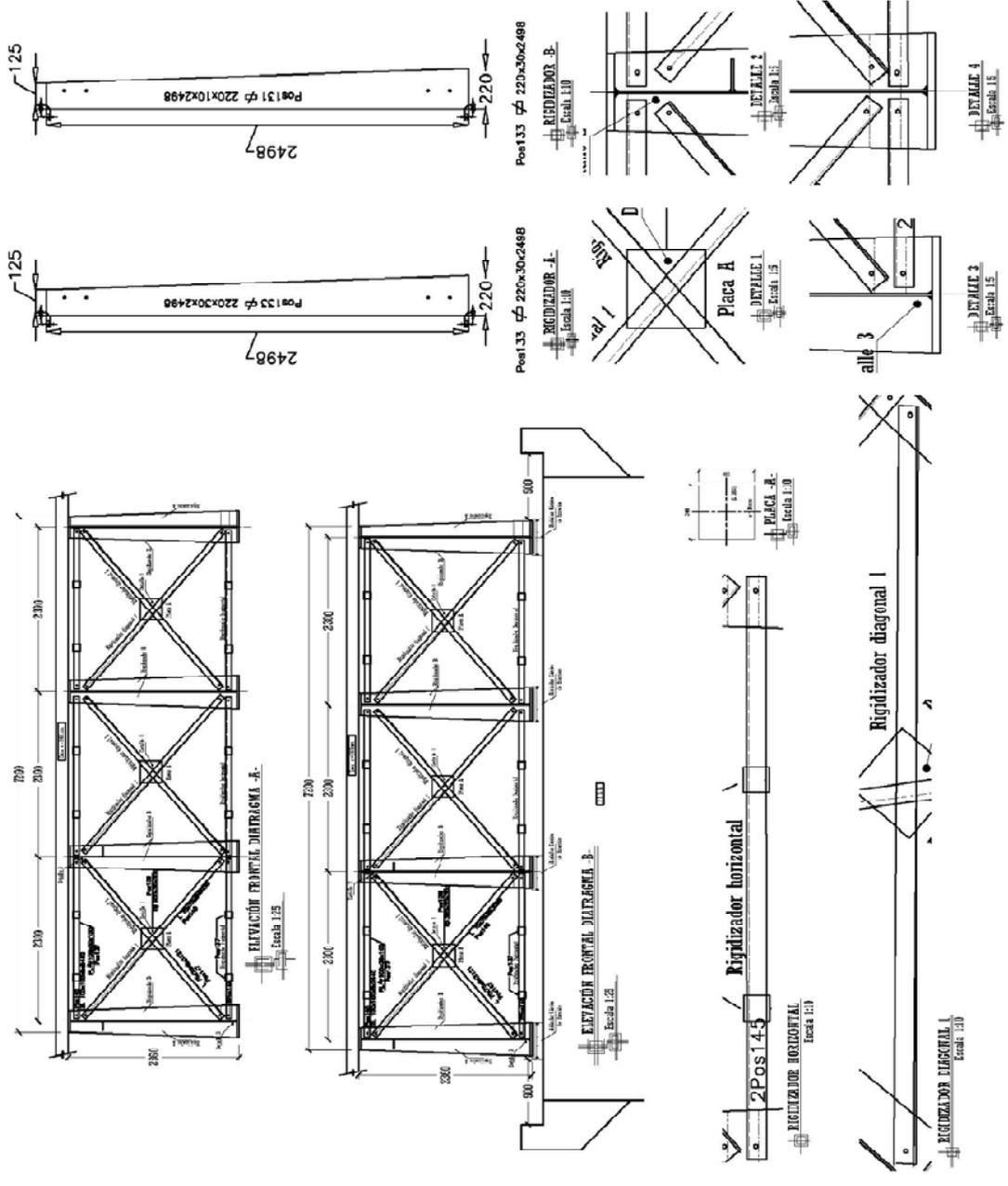
PROYECTO: PUEBLO SOBRE EL RIO SAN PABLO S-130M
CANTON VALENCIA

UBICACION

FECHA: 2019/05/20

FECHA	REALIZADO	FECHA	REFERENCIAS

INSTITUCION	GOBIERNO PROVINCIAL DE LOS RIOS
PROYECTO	PUEBLO SOBRE EL RIO SAN PABLO S-130M
FECHA	2019/05/20
PROYECTANTE	TONNY TERAN SALCEDO
NOTA	PROYECTO DE OBRAS DE CONSTRUCCION
ESCALA	1:10
HOJA	8



5.4.2 Propiedades superestructura (ZME)

Proyecto: ANEXO: ANL PUENTES COMPUESTOS
 Tópico: PROPIEDADES SECCIONES COMPUESTAS
 Realizado por: BYRON CALO
 Fecha: octubre 2022



1. PROPIEDADES SECCIÓN ZONA EN EXTREMO (ZMP)

1.1 VIGA SOLA

$$F_y := 50 \text{ ksi}$$

$$\gamma_A := 7.85 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

$$L := 67.5 \text{ m}$$

$$b_{f1} := 40 \text{ cm}$$

$$b_{f2} := 45 \text{ cm}$$

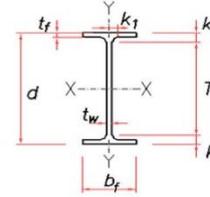
$$t_{f1} := 4.125 \text{ cm}$$

$$t_{f2} := 4.667 \text{ cm}$$

$$t_w := 1.2 \text{ cm}$$

$$d := 240 \text{ cm}$$

$$h := d - t_{f1} - t_{f2} = 231.21 \text{ cm}$$



$$A_g := b_{f1} \cdot t_{f1} + b_{f2} \cdot t_{f2} + h \cdot t_w = 652.46 \text{ cm}^2$$

$$w_{pp} := \gamma_A \cdot A_g = 0.51 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$y_{cg} := \frac{b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot (d - 0.5 \cdot t_{f1}) + h \cdot t_w \cdot (t_{f2} + 0.5 \cdot h) + b_{f2} \cdot t_{f2} \cdot 0.5 \cdot t_{f2}}{A_g} = 112.07 \text{ cm} \quad \# \text{ desde la base}$$

$$I_x := \frac{t_w \cdot h^3}{12} + t_w \cdot h \cdot (d - y_{cg} - t_{f1} - 0.5 \cdot h)^2 + \frac{b_{f1} \cdot t_{f1}^3}{12} + b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot (d - y_{cg} - 0.5 \cdot t_{f1})^2 + \frac{b_{f2} \cdot t_{f2}^3}{12} + b_{f2} \cdot t_{f2} \cdot (y_{cg} - 0.5 \cdot t_{f2})^2$$

$$I_x = 6398302.29 \text{ cm}^4 \quad r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 99.03 \text{ cm}$$

$$S_{top} := \frac{I_x}{d - y_{cg}} = 50012.4 \text{ cm}^3$$

$$S_{bot} := \frac{I_x}{y_{cg}} = 57094.21 \text{ cm}^3$$

$$I_y := \frac{h \cdot t_w^3}{12} + \frac{t_{f1} \cdot b_{f1}^3}{12} + \frac{t_{f2} \cdot b_{f2}^3}{12} = 57473.33 \text{ cm}^4$$

$$S_y := \frac{I_y}{\max(0.5 \cdot b_{f1}, 0.5 \cdot b_{f2})} = 2554.37 \text{ cm}^3$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 9.39 \text{ cm}$$

$$Z_y := \left(0.5 \cdot b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot \left(\frac{0.5 \cdot b_{f1}}{2} \right) + 0.5 \cdot b_{f2} \cdot t_{f2} \cdot \left(\frac{0.5 \cdot b_{f2}}{2} \right) + h \cdot 0.5 \cdot t_w \cdot \left(\frac{0.5 \cdot t_w}{2} \right) \right) \cdot 2 = 4095.9 \text{ cm}^3$$

1.2 TOTAL VIGAS

$$n_v := 4 \quad \# \text{ número de vigas}$$

$$S := 2.3 \text{ m} \quad \# \text{ Separación entre ejes de vigas}$$

$$I_{xV} := n_v \cdot I_x = 0.26 \text{ m}^4$$

$$I_{yV} := \left(I_y + A_g \cdot \left(\frac{S}{2} \right)^2 \right) \cdot 2 + \left(I_y + A_g \cdot \left(\frac{S}{2} + S \right)^2 \right) \cdot 2 = 1.73 \text{ m}^4$$

$$A_{g_V} := A_g \cdot n_v = 0.26 \text{ m}^2$$

1.3 TOTAL SECCIÓN COMPUESTA

$$b_{eff} := 120 \text{ in} \quad \# \text{ ancho efectivo loseta hormigón (revisar norma AISC/AASHTO)}$$

$B := 10.6 \text{ m}$	# Ancho tablero
$t_{f_{slab}} := 16.6 \text{ cm}$	# espesor efectivo loseta hormigón
$E_s := 29000 \text{ ksi}$	# módulo elástico acero estructural
$f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	# resistencia compresión hormigón
$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$	# módulo elástico hormigón
$n := \frac{E_s}{E_c} = 8.069$	# razón modular

- Manteniendo la altura y transformando el ancho efectivo de loseta de hormigón tenemos:

$$B_T := \frac{B}{n} = 131.36 \text{ cm} \quad \# \text{ ancho efectivo transformado}$$

$$A_{g_T} := A_{g_V} + t_{f_{slab}} \cdot B_T = 0.48 \text{ m}^2$$

$$y_{cg_T} := \frac{A_{g_V} \cdot y_{cg} + t_{f_{slab}} \cdot B_T \cdot \left(d + \frac{t_{f_{slab}}}{2} \right)}{A_{g_T}} = 174.08 \text{ cm}$$

$$I_{x_T} := I_{x_V} + A_{g_V} \cdot (y_{cg_T} - y_{cg})^2 + \frac{t_{f_{slab}}^3 \cdot B_T}{12} + t_{f_{slab}} \cdot B_T \cdot \left(d + \frac{t_{f_{slab}}}{2} - y_{cg_T} \right)^2 = 0.48 \text{ m}^4$$

$$I_{y_T} := I_{y_V} + \frac{t_{f_{slab}} \cdot B_T^3}{12} = 1.76 \text{ m}^4$$

$$Sx_{top_T} := \frac{I_{x_T}}{d - y_{cg_T}} = 0.72 \text{ m}^3 \quad Sx_{bot_T} := \frac{I_{x_T}}{y_{cg_T}} = 0.27 \text{ m}^3$$

$$Sx_T := \min(Sx_{top_T}, Sx_{bot_T}) = 0.27 \text{ m}^3$$

$$Sy_T := \frac{I_{y_T}}{S + \frac{S}{2}} = 0.51 \text{ m}^3$$

$$rx_T := \sqrt{\frac{I_{x_T}}{A_{g_T}}} = 1 \text{ m} \quad ry_T := \sqrt{\frac{I_{y_T}}{A_{g_T}}} = 1.92 \text{ m}$$

$$A_{v_X} := t_{f_{slab}} \cdot B_T + (t_{f_1} \cdot bf_1 + t_{f_2} \cdot bf_2) \cdot n_v = 0.37 \text{ m}^2 \quad \# \text{ se considera patines y área tablero equivalente}$$

Proyecto: ANEXO: ANL PUENTES COMPUESTOS
 Tópico: PROPIEDADES SECCIONES COMPUESTAS
 Realizado por: BYRON CALO
 Fecha: octubre 2022



$$A_{v_y} := h \cdot t_w \cdot n_v = 0.11 \text{ m}^2$$

se considera área de almas

$PNA = 101.51 \text{ cm}$ # ubicación del eje neutro plástico desde la base

$$Z_x := b f_1 \cdot t_f \cdot (d - PNA - 0.5 \cdot t_f) + b f_2 \cdot t_f \cdot (PNA - 0.5 \cdot t_f) + \frac{t_w \cdot (d - PNA - t_f)^2}{2} + \frac{t_w \cdot (PNA - t_f)^2}{2} = 0.06 \text{ m}^3$$

$$Z_{x_T} := Z_x \cdot n_v = 0.24 \text{ m}^3$$

$$Z_{y_T} := \left(Ag \cdot \frac{S}{2} \right) \cdot 2 + Ag \cdot \left(S + \frac{S}{2} \right) \cdot 2 = 0.6 \text{ m}^3$$

Para determinar la constante torsional y los módulos plásticos se emplea una sección equivalente rectangular debido a la complejidad para determinar estas propiedades en esta tipología de puentes.

$$b := B = 10.6 \text{ m}$$

$$h := \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{x_T}}{b}} = 0.81 \text{ m}$$

$$l_1 := \frac{b}{2} = 5.3 \text{ m} \quad l_c := \frac{h}{2} = 0.41 \text{ m}$$

$$J_T := l_1 \cdot l_c^3 \cdot \left(\frac{16}{3} - 3.36 \cdot \frac{l_c}{l_1} \cdot \left(1 - \frac{l_c^4}{12 \cdot l_1^4} \right) \right) = 1.82 \text{ m}^4 \quad \# \text{ constante Saint Venant}$$

1.4 MOMENTO DE INERCIA DE LA MASA

$$\rho_A := \frac{\gamma_A}{g} = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \# \text{ densidad acero}$$

$$m := A g_T \cdot \rho_A = 3760.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \# \text{ masa por unidad de longitud tablero}$$

$$L_{\text{trib}} := \frac{L}{2} = 33.75 \text{ m} \quad \# \text{ longitud tributaria } L/2$$

$$d_w := B = 10.6 \text{ m} \quad \# \text{ ancho tablero}$$

$$M_{XX} := \frac{m \cdot L_{\text{trib}} \cdot d_w^2}{12} = 1188365.13 \text{ kg} \cdot \text{m}^2 \quad \# \text{ Masa rotacional alrededor eje } X$$

$$J_{eq} := I_{x_T} + I_{y_T} = 2.24 \text{ m}^4$$

1.4.1 Masa rotacional alrededor del eje longitudinal del puente (por división)

$$L = 67.5 \text{ m} \quad \# \text{ largo del tramo}$$

$$N_t := 4 \quad \# \text{ número de tramos en que se discretiza el tramo}$$

$$M_{xx} := L \cdot \rho_A \cdot J_{eq} = 1184983.91 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$$

$$\frac{M_{xx}}{N_t} = 296245.98 \text{ kg} \cdot \text{m}^2 \quad \# \text{ masa rotacional nudo}$$

$$\frac{M_{xx}}{2 \cdot N_t} = 148122.99 \text{ kg} \cdot \text{m}^2 \quad \# \text{ masa rotacional 2 nudos}$$

1.4.2 Masa rotacional alrededor del eje horizontal del puente (por división)

$$M_{zz} := L \cdot \rho_A \cdot I_{x_T} = 252709.12 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$$

$$\frac{M_{zz}}{N_t} = 63177.28 \text{ kg} \cdot \text{m}^2 \quad \# \text{ masa rotacional nudo}$$

$$\frac{M_{zz}}{2 \cdot N_t} = 31588.64 \text{ kg} \cdot \text{m}^2 \quad \# \text{ masa rotacional 2 nudos}$$

1.4.3 Masa rotacional alrededor del eje vertical del puente (por división)

$$M_{yy} := L \cdot \rho_A \cdot I_{y_T} = 932274.79 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$$

$$\frac{M_{yy}}{N_t} = 233068.7 \text{ kg} \cdot \text{m}^2 \quad \# \text{ masa rotacional nudo}$$

$$\frac{M_{yy}}{2 \cdot N_t} = 116534.35 \text{ kg} \cdot \text{m}^2 \quad \# \text{ masa rotacional 2 nudos}$$

5.4.3 Dimensionamiento y modelo constitutivo barras sísmicas verticales

Proyecto: ANEXO: ANL PUENTES COMPUESTOS
 Tópico: BARRAS SÍSMICAS VERTICALES
 Realizado por: BYRON CALO
 Fecha: octubre 2022



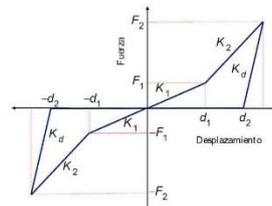
1. Dimensionamiento barras sísmicas

$f_y := 280 \text{ MPa}$	# anclajes A440-280H (Chile)
$W_{ps} := 286.7 \text{ tonf} = 2550.61 \text{ kN}$	# peso propio y elementos anclados permanentes (superestructura)-obtenido información SERCOP
$d_b := 25 \text{ mm}$	# diámetro barra vertical anclaje
$F_t := 0.2 \cdot W_{ps} = 57.34 \text{ tonf}$	# fuerza levantamiento mínima a soportar
$T_{mb} := 0.7 \cdot f_y = 196 \text{ MPa}$	# esfuerzo admisible barras anclaje
$A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 4.91 \text{ cm}^2$	# área barra anclaje sísmica
$A_{req} := \frac{F_t}{T_{mb}} = 26.03 \text{ cm}^2$	# área requerida
$N_b := \frac{A_{req}}{A_b} = 5.3$	# cantidad barras requeridas

Se opta por 2 barras sísmicas de anclaje entre vigas, con un total de 6 por apoyo.

2. Constitutiva fuerza-desplazamiento: lateral

$h_1 := 2.4 \text{ m}$	# largo libre de la barra de anclaje sísmica.
$f_{yn} := 1.2 \cdot f_y = 336 \text{ MPa}$	
$d_1 := 0.1 \cdot h_1 = 0.24 \text{ m}$	
$d_2 := 0.35 \cdot h_1 = 0.84 \text{ m}$	
$F_1 := 0.07 \cdot f_{yn} \cdot A_b = 11.55 \text{ kN}$	$2 \cdot F_1 = 23.09 \text{ kN}$
$F_2 := 0.37 \cdot f_{yn} \cdot A_b = 61.03 \text{ kN}$	$2 \cdot F_2 = 122.05 \text{ kN}$
$K_1 := \frac{F_1}{d_1} = 48.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$2 \cdot K_1 = 96.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$K_2 := \frac{F_2 - F_1}{d_2 - d_1} = 82.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$2 \cdot K_2 = 164.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$K_d := 15 \cdot K_2 = 1237 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$2 \cdot K_d = 2474 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$d_3 := \frac{F_2}{K_d} = 0.05 \text{ m}$	$2 \cdot \frac{F_2}{d_2} = 145.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$F_{falla} := 0.02 \cdot 2 \cdot F_1 = 0.46 \text{ kN}$	# Resistencia residual del 2% de F1 en sap2000
$F_o := K_d \cdot 0.00001 \text{ m} = 0.01 \text{ kN}$	



3. Constitutiva fuerza-desplazamiento: vertical

$$E_S := 29000 \text{ ksi} = 199947.96 \text{ MPa}$$

$$h_{tb} := 3.25 \text{ m}$$

largo total de la barra de anclaje

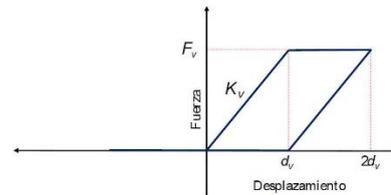
- Considerando que existen 2 barras entre vigas.

$$K_v := \frac{E_S \cdot 2 \cdot A_b}{h_{tb}} = 60399.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_v := f_y \cdot 2 \cdot A_b = 274.89 \text{ kN}$$

$$d_v := \frac{F_v}{K_v} = 4.55 \text{ mm}$$

$$2 \cdot d_v = 9.1 \text{ mm}$$



$$F_{falla} := 0.02 \cdot F_v = 5.5 \text{ kN}$$

Resistencia residual del 2% de F_v en sap2000

5.4.4 Parámetros de respuesta lateral y vertical apoyos elastoméricos

Proyecto: ANEXO: ANL PUENTES COMPUESTOS
 Tópico: APOYOS ELASTOMÉRICOS
 Realizado por: BYRON CALO
 Fecha: octubre 2022



Page 1 of 2

1. Revisión apoyos elastoméricos (neopreno)

$$G := 0.165 \text{ ksi} = 1.14 \text{ MPa}$$

tabla 14.7.6.2-1 AASHTO 9th-Shore A 60-valor promedio

$$h_{ie} := 60 \text{ mm}$$

altura elastómero

$$e_s := 1.5 \text{ mm}$$

espesor placas de acero (3 capas)

$$l_c := 400 \text{ mm} = 15.75 \text{ in}$$

largo elastómero

$$a_c := 250 \text{ mm} = 9.84 \text{ in}$$

ancho elastómero

$$e_{capal} := 17.75 \text{ mm} = 0.7 \text{ in}$$

espesor de una capa interna elastómero (2 capas internas)

$$e_{capae} := 10 \text{ mm} = 0.39 \text{ in}$$

espesor de una capa externa elastómero

$$h_{rt} := e_{capal} \cdot 2 + e_{capae} \cdot 2 = 55.5 \text{ mm}$$

altura gomas

$$\sigma_{PED} := 0.8 \text{ ksi} = 5.52 \text{ MPa}$$

esfuerzo admisible apoyo neopreno. AASHTO 14.7.6.3.2 9th

$$P_{PED} := 50.62 \text{ tonnef} = 496.41 \text{ kN}$$

carga axial por SERVICIO II (valor inferido SERCOP)

$$Si_I := \frac{15.75 \cdot 9.84}{2 \cdot 0.7 \cdot (15.75 + 9.84)} = 4.33$$

factor de forma según AASHTO

$$Si_E := \frac{15.75 \cdot 9.84}{2 \cdot 0.39 \cdot (15.75 + 9.84)} = 7.76$$

$$rev_1 := \text{if}(Si_I > 4 \wedge Si_E > 4, \text{"OK-espesores"}, \text{"no cumple"})$$

rev₁ = "OK-espesores"

Esfuerzo compresión del elastómero por cargas de servicio

$$\sigma_{NEOP} := \frac{P_{PED}}{l_c \cdot a_c} = 4.96 \text{ MPa}$$

$$rev_2 := \text{if}(\sigma_{NEOP} < \sigma_{PED}, \text{"OK-esfuerzo"}, \text{"no cumple"})$$

rev₂ = "OK-esfuerzo"

2. Respuesta vertical

Módulo efectivo elastómero a compresión (Ec. C14.6.3.2-1)

$$E_c := 4.8 \cdot G \cdot Si_I^2 = 102.19 \text{ MPa}$$

Rigidez vertical elastómero

$$K_V := E_c \cdot \frac{l_c \cdot a_c}{h_{rt}} = 184122.07 \frac{kN}{m}$$

$$0.2 \text{ m} \cdot K_V = 36824.41 \text{ kN}$$

Dato para SAP2000

3. Respuesta torsional

Inercia de las placas

$$I_{U2} := \frac{a_c \cdot l_c^3}{12} = 133333333.33 \text{ mm}^4 \quad \# \text{ inercia de las placas}$$

$$K_{\theta U2} := 0.5 \cdot E_c \cdot \frac{I_{U2}}{h_{rt}} = 1227.48 \text{ kN} \cdot \frac{m}{rad} \quad \# \text{ rigidez rotacional}$$

$$I_{U3} := \frac{a_c^3 \cdot l_c}{12} = 520833333.33 \text{ mm}^4$$

$$K_{\theta U3} := 0.5 \cdot E_c \cdot \frac{I_{U3}}{h_{rt}} = 479.48 \text{ kN} \cdot \frac{m}{rad}$$

4. Modelo lateral de elastómeros no anclados. Rubilar

$$\sigma_{cd} := 1.15 \sigma_{NEOP} = 5.71 \text{ MPa} \quad \# \text{ sobrecarga compresión neopreno}$$

$$A_c := a_c \cdot l_c = 0.1 \text{ m}^2 \quad \# \text{ área planta elastómero}$$

$$K_l := G \cdot \frac{A_c}{h_{rt}} = 2049.79 \frac{kN}{m} \quad \# \text{ rigidez lateral (pendiente)}$$

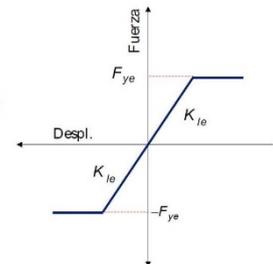
$$\mu_e := 0.18 + \frac{0.37 \cdot \text{MPa}}{\sigma_{cd}} = 0.24 \quad \# \text{ expresión Steelman 2013, AASHTO} = 0.20$$

$$F_{y_e} := \mu_e \cdot \sigma_{cd} \cdot A_c = 139.76 \text{ kN} \quad \# \text{ fuerza inicio deslizamiento}$$

$$\epsilon_c := \frac{F_{y_e}}{K_l} = 68.18 \text{ mm} \quad \# \text{ desplazamiento al inicio deslizamiento}$$

$$d_{falla} := 2 \cdot h_{rt} = 111 \text{ mm} \quad \# \text{ desplazamiento teórico de falla}$$

$$F_{resid} := 0.02 \cdot F_{y_e} = 2.8 \text{ kN} \quad \# \text{ Resistencia residual (post falla)}$$



5.4.5 Modelo de respuesta trabas sísmicas tipo

Proyecto: ANEXO: ANL PUENTES COMPUESTOS
 Tópico: TRABAS SÍSMICAS INTERNAS
 Realizado por: BYRON CALO
 Fecha: octubre 2022



Page 1 of 2

1. Falla a corte a través de la interfaz de la traba sísmica

$$f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 27.46 \text{ MPa}$$

esfuerzo compresión hormigón

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 411.88 \text{ MPa}$$

esfuerzo fluencia acero refuerzo

$$d_b := 12 \text{ mm}$$

diámetro acero de refuerzo

$$N_b := 10$$

número de barras de refuerzo

$$h := 40 \text{ cm}$$

altura traba sísmica

$$d := 40 \text{ cm}$$

dimensión longitudinal traba sísmica

$$b := 40 \text{ cm}$$

dimensión transversal traba sísmica

$$G := 5 \text{ cm}$$

distancia entre traba y viga (gap)

$$\lambda := 1$$

para hormigones normales (ACI 318)

$$\mu := 1.4 \cdot \lambda$$

coeficiente de fricción a corte por ACI 318-19. Tabla 22.9.4.2 unión monolítica

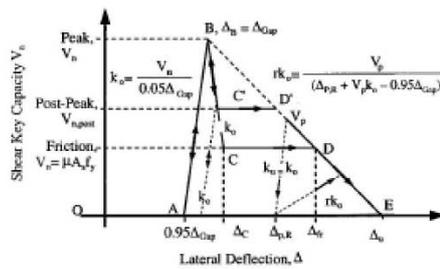


Fig. 21—Idealized load-versus-deformation envelope.

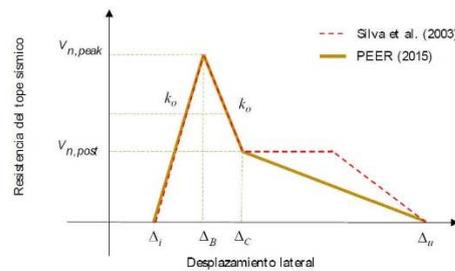


Figura 3-17: Curva fuerza-desplazamiento simplificada de Silva et al. (2003).

2. Modelo fuerza-deformación traba interior

El modelo analítico propuesto por Silva et al. (2009) se obtiene por la definición de 4 puntos que es la modificación de lo propuesto por PEER (2015), excepto que no considera la pendiente de carga y descarga y la meseta.

2.1 Punto A

$$\Delta_A := 0.95 \cdot G = 0.048 \text{ m}$$

$$V_A := 0 \text{ kN}$$

2.2 Punto B

$$\Delta_B := G = 0.05 \text{ m}$$

$$A_s := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot N_b = 11.31 \text{ cm}^2$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.007$$

$$V_B := \begin{cases} \text{if } \rho < 0.006 \\ \left| 0.94 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot b \cdot d \cdot \text{kN} \right| \\ \text{else} \\ \left| 0.2 \cdot f_c \cdot b \cdot d \right| \end{cases} = 197.53 \text{ kip}$$

$$K_o := \frac{V_B}{0.05 \cdot G} = 351470.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.3 Punto C

$$\alpha := \frac{h}{d} = 1$$

$$V_C := \begin{cases} \text{if } V_B > \frac{1.2 \cdot A_s \cdot f_y}{\alpha} \\ \left| \frac{A_s \cdot f_y}{\alpha} \right| \\ \text{else} \\ \left| \mu \cdot A_s \cdot f_y \right| \end{cases} = 465.82 \text{ kN}$$

$$A_C := A_B - \left(\frac{V_C - V_B}{K_o} \right) = 0.051 \text{ m}$$

2.4 Punto E

$$A_E := 0.114 \text{ m}$$

definido por el autor (Silva et al)

$$K_{BE} := \frac{V_B - 0 \text{ kN}}{A_E - G} = 13729.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_E := 0 \text{ kN}$$

$$K_{CE} := \frac{V_E - V_C}{A_E - A_C} = -7414.59 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3. Resultados

$V_A = 0 \text{ kN}$	$A_A = 0.048 \text{ m}$	$K_o = 351470.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$V_B = 878.68 \text{ kN}$	$A_B = 0.05 \text{ m}$	
$V_C = 465.82 \text{ kN}$	$A_C = 0.051 \text{ m}$	
$V_E = 0 \text{ kN}$	$A_E = 0.114 \text{ m}$	$K_{CE} = -7414.59 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$VE_{RESI} := 0.02 \cdot V_B = 17.57 \text{ kN}$$

5.4.6 Modelos constitutivos de hormigón y acero.

Proyecto: ANEXO: ANL PUENTES COMPUESTOS
 Tópico: PILA CENTRAL
 Realizado por: BYRON CALO
 Fecha: octubre 2022



Page 1 of 7

1. Propiedades de la pila central rectangular

$A_p := 10 \text{ m}$	# longitud pila central
$B_p := 1.1 \text{ m}$	# ancho pila central
$\gamma_H := 2.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} = 23.536 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	# peso específico hormigón armado
$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 27.4586 \text{ MPa}$	# resistencia a la compresión hormigón
$\nu := 0.2$	# módulo de Poisson del hormigón

2. Propiedades elásticas de la pila

$A_g := A_p \cdot B_p = 11 \text{ m}^2$	
$m_l := \frac{\gamma_H}{g} \cdot A_g = 26400 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	# masa lineal columna
$E_c := 15100 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{kgf}/\text{cm}^2}} = 24778.5928 \text{ MPa}$	# módulo elasticidad hormigón (ACI 318/ AASTHO-MKS)
$G_c := 0.2 \cdot E_c = 4955718.5577 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	# módulo corte hormigón, una vez fisurado (Eberhard 2009)
$F_r := 1$	# Factor de reducción de inercia (PEER 2008)
$F_{ac} := \frac{5}{6}$	# Factor de reducción del área efectiva a corte-SDC (rectangulares)
$F_{ct} := 1$	# Factor de reducción de la constante torsional-SDC
$I_y := \frac{B_p \cdot A_p^3}{12} = 91.6667 \text{ m}^4$	# Inercia eje mayor (3-3)
$I_z := \frac{A_p \cdot B_p^3}{12} = 1.1092 \text{ m}^4$	# Inercia eje menor (2-2)
$J_g := F_{ct} \cdot (I_y + I_z) = 92.7758 \text{ m}^4$	# inercia polar
$A_v := F_{ac} \cdot A_g = 9.1667 \text{ m}^2$	# área a corte, (PEER, 2008)
$a := 0.5 \cdot A_p = 5 \text{ m}$	
$b := 0.5 \cdot B_p = 0.55 \text{ m}$	
$J := a \cdot b^3 \cdot \left(\frac{16}{3} - 3.36 \cdot \frac{b}{a} \cdot \left(1 - \frac{b^4}{12 \cdot a^4} \right) \right) = 4.1292 \text{ m}^4$	# constante torsional secciones rectangulares (Saint-Venant)

$$K_C := 0.8 \cdot A_v \cdot G_C = 36341936.09 \text{ kN} \quad \# \text{ rigidez por corte, } A_{eff} = 0.8A_v$$

$$K_\theta := 0.2 \cdot J \cdot G_C = 4092639.9482 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \quad \# \text{ rigidez torsional, } J_{eff} = 0.2J_g, \text{ (PEER 2008)}$$

3. Longitud de la rótula plástica

$$f_y := 420 \text{ MPa} \quad \# \text{ esfuerzo fluencia acero refuerzo (nominal)}$$

$$f_u := 1.5 \cdot f_y \quad \# \text{ esfuerzo tensión acero refuerzo (nominal)}$$

$$\phi_{vl} := 32 \text{ mm} = 1.2598 \text{ in} \quad \# \text{ diámetro varilla longitudinal (según planos)}$$

$$L_c := 3.3 \text{ m} = 129.9213 \text{ in} \quad \# \text{ longitud pila central (sin viga cabezal)}$$

$$f_{y_e} := 1.15 \cdot f_y = 70.0532 \text{ ksi} \quad \# \text{ fluencia esperada, (Tabla 8.4.2-1 A)}$$

$$f_{u_e} := 1.15 \cdot f_u = 105.0798 \text{ ksi} \quad \text{LRD seismic bridge design}$$

El primer criterio se adopta según guide specification for AASHTO LRFD seismic bridge design (2011), en su sección 4.11.6.

$$l_p := \max(0.08 \cdot 129.92 + 0.15 \cdot 70.05 \cdot 1.26, 0.3 \cdot 70.05 \cdot 1.26) \cdot \text{in} = 0.6726 \text{ m}$$

El segundo criterio según la guía para análisis no lineal de puentes Chilenos

$$k := \min\left(0.2 \cdot \left(\frac{f_{u_e}}{f_{y_e}} - 1\right), 0.08\right) = 0.08$$

$$f_{y_e} = 483 \text{ MPa}$$

$$l_p := \max(k \cdot 3.3 + 0.022 \cdot 483 \cdot 0.032, 0.044 \cdot 483 \cdot 0.032) \cdot \text{m} = 0.6801 \text{ m}$$

Ya que ambos criterios son similares, se adopta una longitud de 0.68m

$$l_p := 0.68 \text{ m} \quad \# \text{ número de varillas longitudinales en la sección}$$

4. Modelo de Mander para hormigón armado.

$$f'_c = 27.4586 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\phi_{vl} = 32 \text{ mm}$$

$$n_{vl} := 110$$

$$\phi_{vt} := 14 \text{ mm}$$

$$s := 10 \text{ cm}$$

$$w := 20 \text{ cm}$$

número de varillas longitudinales en la sección

diámetro estribo/gancho transversal (según planos)

separación entre esribos (según planos)

separación entre ejes de ganchos suplementarios

4.1 Propiedades generales

$$f_{co} := 1.3 \cdot f'_c = 35.6962 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{co} := 0.002$$

$$\epsilon_{sp} := 0.005$$

resistencia esperada a compresión del hormigón. AASHTO guide (2011). S8.4.4

deformación en el punto de máximo esfuerzo del hormigón no confinado según AASHTO guide.

deformación última del hormigón no confinado según AASHTO guide.

$$f_t := 0.33 \cdot \sqrt{\frac{f_{co}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 1.9716 \text{ MPa}$$

esfuerzo a la tensión máxima según ACI 318-19 (no confinado)

4.2 Modelo de Mander

$$s' := s - \phi_{vt} = 8.6 \text{ cm}$$

$$r := 5 \text{ cm}$$

Área estribos/ganchos transversales

$$A_{sp} := \frac{\pi \cdot \phi_{vt}^2}{4} = 1.5394 \text{ cm}^2$$

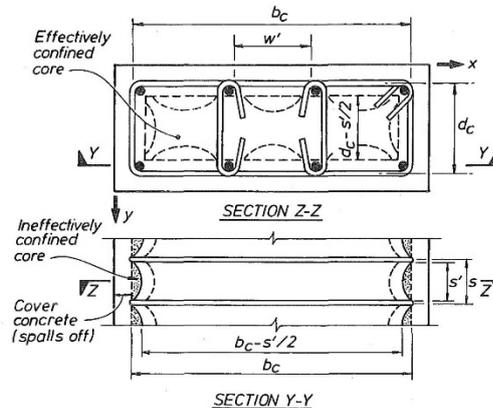
Distancias al eje de acero transversal

$$d_c := B_p - 2 \cdot r - \phi_{vt} = 0.968 \text{ m}$$

$$b_c := A_p - 2 \cdot r - \phi_{vt} = 9.868 \text{ m}$$

$$w' := w - \phi_{vt} = 0.168 \text{ m}$$

distancia libre entre caras externas del acero transversal



Área de la sección delimitada por la línea central del refuerzo transversal

$$A_c := b_c \cdot d_c = 9.5522 \text{ m}^2$$

Área del núcleo combinado inefectiva

$$A_i := n_{vl} \cdot \left(\frac{w'^2}{6} \right) = 0.5174 \text{ m}^2$$

Área del núcleo combinado EFECTIVA

$$A_e := (b_c \cdot d_c - A_i) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c} \right) = 8.5958 \text{ m}^2$$

Rigidez efectiva de confinamiento lateral (k_e)

$$A_{vl} := n_{vl} \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_{vl}^2}{4} \right) = 884.6725 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{cc} := \frac{A_{vl}}{A_c} = 0.009$$

$$k_e := \frac{\left(1 - n_{vl} \cdot \left(\frac{w'^2}{6 \cdot b_c \cdot d_c} \right) \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} = 0.9083$$

Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo (f_l')

$$n_y := 25$$

$$n_z := 3$$

$$A_{s_y} := A_{sp} \cdot n_y = 38.4845 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_z} := A_{sp} \cdot n_z = 4.6181 \text{ cm}^2$$

$$\rho_y := \frac{A_{s_y}}{s \cdot b_c} = 0.0039$$

$$\rho_z := \frac{A_{s_z}}{s \cdot d_c} = 0.0048$$

$$f_{l_y} := \rho_y \cdot f_y = 1.638 \text{ MPa}$$

$$f_{l_z} := \rho_z \cdot f_y = 2.0037 \text{ MPa}$$

$$f_{l_y}' := \rho_y \cdot f_y \cdot k_e = 1.4878 \text{ MPa}$$

$$f_{l_z}' := \rho_z \cdot f_y \cdot k_e = 1.82 \text{ MPa}$$

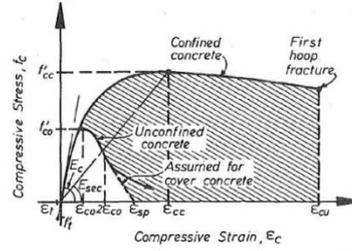


FIG. 1. Stress-Strain Model Proposed for Monotonic Loading of Confined and Unconfined Concrete

área acero longitudinal total de pila

razón área acero longitudinal al área encerrada por eje de estribos

número ramas en dirección y

número ramas en dirección z

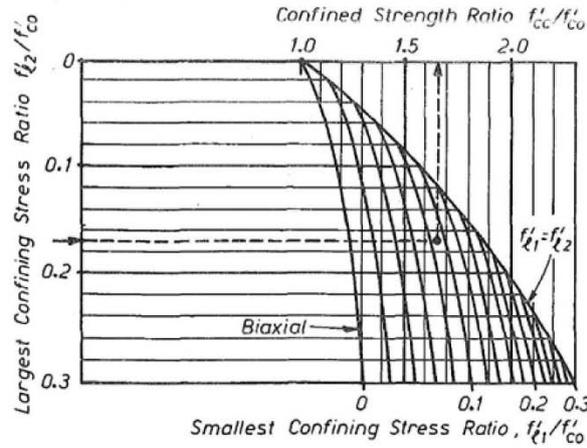
área refuerzo transversal en cada dirección

cuantía transversal sentido y

cuantía transversal sentido z

esfuerzo confinamiento lateral en cada dirección

Esfuerzo de compresión confinado f_{cc}



$$\frac{f'_{ly}}{f_{co}} = 0.04$$

$$\frac{f'_{lz}}{f_{co}} = 0.05$$

$$f_{co} = 35.6962 \text{ MPa}$$

FIG. 4. Confined Strength Determination from Lateral Confining Stresses for Rectangular Sections

$$f_{cc} := 1.25 \cdot f_{co} = 44.6203 \text{ MPa}$$

4.3 Curva esfuerzo-deformación

$$\epsilon_{cc} := \epsilon_{co} \cdot \left(1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right) = 0.0045$$

deformación cuando se alcanza el esfuerzo del hormigón confinado f_{cc}

$$\epsilon_{cu} := 0.004 + \frac{0.9 \cdot \max(\rho_y, \rho_z) \cdot \frac{f_y}{\text{MPa}}}{300} = 0.01001$$

deformación unitaria última confinada

$$E_{sec} := \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} = 9915.6128 \text{ MPa}$$

módulo elasticidad secante

$$r := \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = 1.6671$$

$$f_{ccU} := \frac{f_{cc} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cc}} \cdot r}{r - 1 + \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cc}} \right)^r} = 37.1069 \text{ MPa}$$

resistencia compresión última confinada.

$$f_t := 0.33 \cdot \sqrt{\frac{f_{cc}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 2204.3471 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

esfuerzo a la tensión máxima según ACI 318-19 (confinado)

- RESUME H. CONFINADO / NO CONFINADO

$f_{cc} = 44.6203 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{cc} = 0.0045$
 $f_{ccU} = 37.1069 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{cu} = 0.01$

$f_{co} = 35.6962 \text{ MPa}$
 $\epsilon_{co} = 0.002$
 $2 \cdot \epsilon_{co} = 0.004$
 $\epsilon_{sp} = 0.005$

ORIGIN := 1

$\epsilon_{c1} := 0, 0.001 \dots \epsilon_{cu}$

$$f_{c1}(\epsilon_{c1}) := \frac{f_{cc} \cdot \frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon_{cc}} \cdot r}{r - 1 + \left(\frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon_{cc}}\right)^r}$$

0
22081.9115
35708.1871
42177.2271
44411.8669
44457.4445
43452.7529
41987.278
40358.4605
38713.8258
37124.2494

$f_{c1}(\epsilon_{c1}) = \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$E_{sec2} := \frac{f_{co}}{\epsilon_{co}} = 17848.103 \text{ MPa}$

$\epsilon_{c2} := 0, 0.0005 \dots \epsilon_{sp}$ $r_2 := \frac{E_c}{E_c - E_{sec2}} = 3.5753$

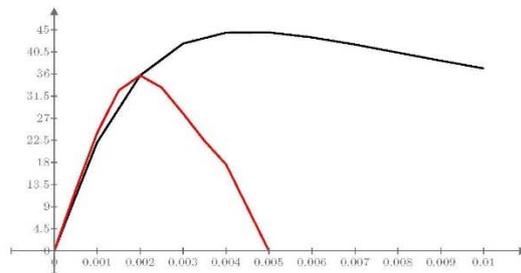
$$f_{c2}(\epsilon_{c2}) := \frac{f_{co} \cdot \frac{2 \cdot \epsilon_{c2}}{\epsilon_{co}} \cdot r_2}{r_2 - 1 + \left(\frac{2 \cdot \epsilon_{c2}}{\epsilon_{co}}\right)^{r_2}}$$

$$f_{c2}(\epsilon_{c2}) := \begin{cases} \frac{f_{co} \cdot \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{co}} \cdot r_2}{r_2 - 1 + \left(\frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{co}}\right)^{r_2}} & \text{if } \epsilon_{c2} \leq 2 \cdot \epsilon_{co} \\ \frac{0 - f_{clim}}{\epsilon_{sp} - 2 \cdot \epsilon_{co}} \cdot (\epsilon_{c2} - \epsilon_{sp}) & \text{if } \epsilon_{c2} > 2 \cdot \epsilon_{co} \end{cases}$$

0
12355.5298
23996.869
32636.9545
35696.206
33263.569
28000.288
22400.9961
17609.2194
8804.6097
0

$f_{c2}(\epsilon_{c2}) = \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$0.1 \cdot f_{co} = 3569.6206 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$



$f_{c1}(\epsilon_{c1}) \text{ (MPa)}$
 $f_{c2}(\epsilon_{c2}) \text{ (MPa)}$

5. Modelo constitutivo acero de refuerzo (AASHTO)

$\phi_{vt} = 32 \text{ mm}$

$E_s := 29000 \text{ ksi} = 199.948 \text{ GPa}$

según AASHTO guide 2011. S8.4.2

$f_{y_e} := 68 \text{ ksi} = 468843.4959 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

fluencia esperada
 AASHTO guide, T8.4.2-1

$f_{u_e} := 95 \text{ ksi} = 655001.9429 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

tensión esperada
 AASHTO guide, T8.4.2-1

$\epsilon_{y_e} := 0.0023$

deformación unitaria de fluencia.
 AASHTO guide, T8.4.2-1

$\epsilon_{sh} := 0.0115$

deformación zona plástica
 AASHTO guide, T8.4.2-1

$\epsilon_{su} := 0.09$

deformación última
 AASHTO guide, T8.4.2-1

- Por recomendaciones del PEER (2008) se toma como la zona de endurecimiento por deformación como la pendiente desde el punto de fluencia hasta la capacidad última para fines de estabilidad numérica en caso de requerirse

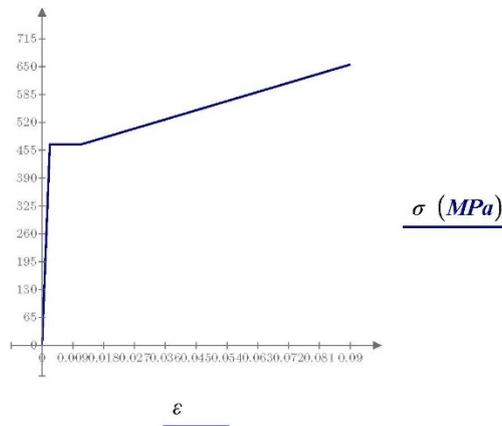
$k := \frac{f_{u_e} - f_{y_e}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{y_e}} = 2122.6733 \text{ MPa}$

$\epsilon \quad \sigma$

0	0
ϵ_{y_e}	f_{y_e}
ϵ_{sh}	f_{y_e}
ϵ_{su}	f_{u_e}

$\epsilon = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.0023 \\ 0.0115 \\ 0.09 \end{bmatrix}$

$\sigma = \begin{bmatrix} 0 \\ 468843.4959 \\ 468843.4959 \\ 655001.9429 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$



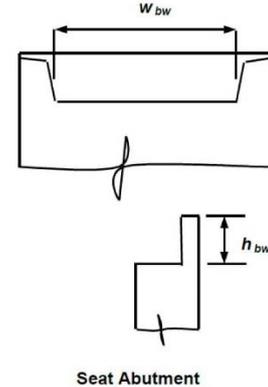
5.4.7 Respuesta no lineal del empuje pasivo

Proyecto: ANEXO: ANL PUENTES COMPUESTOS
 Tópico: EMPUJE PASIVO
 Realizado por: BYRON CALO
 Fecha: octubre 2022

1. Propiedades suelo/relleno

De acuerdo al estudio geotécnico (SERCOP) el tipo de suelo corresponde a ARENA. De la bibliografía, Bozorgzadch et al. (2008), se recomienda para este tipo de suelo:

$H_{est} := 6.36 \text{ m}$	# altura estribo
$w_{abut} := 10 \text{ m}$	# ancho estribo
$h_{bw} := 2.58 \text{ m}$	# altura espaldar estribo
$\Delta_{gap} := 5 \text{ cm}$	# espacio estribo - tablero
$\psi_s := 0^\circ$	# ángulo esviaje puente
$\Delta_{max} := 0.04 \cdot H_{est} = 0.2544 \text{ m}$	# desplazamiento máximo relleno
$w_{bw} := w_{abut} - 2 \cdot 1.05 \text{ m} = 7.9 \text{ m}$	# ancho asiento en estribo



$$R_{sk} := e^{\frac{-\psi_s}{45^\circ}} = 1$$

$$h_{abut} := \begin{cases} \text{if } H_{est} \geq 2 \text{ ft} \wedge H_{est} \leq 10 \text{ ft} \\ \quad \parallel h_{bw} \\ \text{else} \\ \quad \parallel H_{est} \end{cases} = 6.36 \text{ m}$$

$$K_{abut} := \frac{w_{abut}}{ft} \cdot \left(5.5 \cdot \frac{h_{abut}}{ft} + 20 \right) \cdot R_{sk} \cdot \frac{kip}{in} = 774302.9598 \frac{kN}{m}$$

rigidez longitudinal del estribo
 Ec. 6.3.1.2-5 SDC-CALTRANS 2019

$$F_{abut} := \frac{w_{abut}}{ft} \cdot \left(\frac{5.5 \cdot \left(\frac{h_{abut}}{ft} \right)^{2.5}}{1 + 2.37 \cdot \frac{h_{abut}}{ft}} \right) \cdot R_{sk} \cdot kip = 31641.3228 \text{ kN}$$

$F_{abut} = F_{bw}$, capacidad última pasiva
 Ec. 6.3.1.2-4 SDC-CALTRANS 2019

Table 2: Comparison of bridge model response considering 4 different backfill soils (Wilson 2009)

Case	Abutment backfill soil type	Spring model parameters			Max column disp.	
		K_{max} (kN/m/m)	F_{ult} (kN/m)	R_f	(cm)	(% of Case 1)
1	None	0	0	~	14.0	100
2	T2 (dense well-graded silty sand)	24000	550	0.8	8.2	59
3	D-S (dense clean sand)	24000	190	0.8	11.3	81
4	MD-SM (medium-dense silty sand)	21000	325	0.75	10.5	75
5	MD-SC (medium-dense clayey sand)	15000	650	0.75	8.3	59

$$R_f := 0.8 \quad \# \text{ valor inferido}$$

Static Passive Force-Displacement Resistance

Within the overall collaborative framework of the seismic bridge-ground investigation mentioned above (Saiidi 2008), a new spring material has recently been implemented and is available for use in OpenSees. For that purpose, a “HyperbolicGapMaterial” (Figure 10) was developed with the help of Matthew Dryden of the University of California at Berkeley, as a part of his PhD study under the supervision of Professor Gregory Fenves (Wilson and Elgamal 2008, Dryden 2009).

The model (Figure 10) follows a hyperbolic backbone curve to represent the passive force-displacement relationship (Cole and Rollins 2006, Shamsabadi et al. 2007) for virgin loading, based on the following equation (Duncan and Mokwa 2001):

$$F(y) = \frac{y}{\frac{1}{K_{\max}} + R_f \frac{y}{F_{ult}}} \quad (1)$$

ORIGIN := 1

$y := 0 \text{ m}, 0.01 \text{ m} \dots \Delta_{max}$

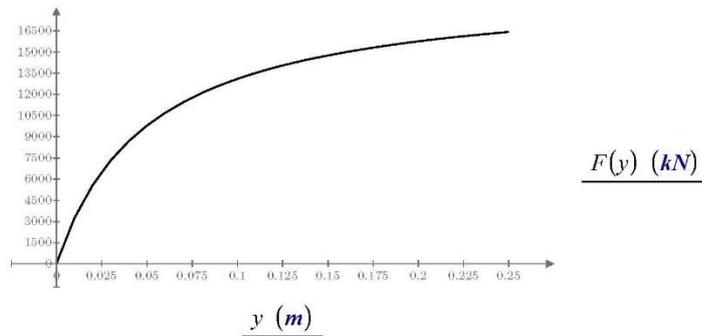
$$A_{est} := \frac{w_{abut}}{2} = 5 \text{ m}$$

$$K_{abut} := \frac{K_{abut}}{2} = 387151.4799 \frac{kN}{m}$$

$$F_{abut} := \frac{F_{abut}}{2} = 15820.6614 \text{ kN}$$

se divide para 2 para distribuirlo en 2 resortes.

$$F(y) := \frac{y}{\frac{1}{K_{abut}} + R_f \cdot \frac{y}{F_{abut}}}$$



5.4.8 Amortiguamiento Rayleigh

Proyecto: ANEXO: ANL PUENTES COMPUESTOS
 Tópico: AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH
 Realizado por: BYRON CALO
 Fecha: octubre 2022



Page 1 of 2

1. Periodos estructurales puente

Los periodos obtenidos se basan en secciones gruesas, netamente referenciales; los datos para su obtención se han extraído de la memoria de cálculo del puente.

$$W_D := 625.21 \text{ tonnef} \quad \# \text{ carga reactiva}$$

$$C := 0.875 \quad \# \text{ coeficiente sísmico}$$

$$F := C \cdot W_D = 547.06 \text{ tonnef} \quad \# \text{ coeficiente sísmico}$$

$$\delta := 1.3 \text{ cm} \quad \# \text{ desplazamiento longitudinal (SAP 2000)}$$

$$m_r := \frac{W_D}{g} = 689.1761 \text{ ton} \quad \# \text{ masa reactiva}$$

$$K_L := \frac{F}{\delta} = 42081.4423 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad \# \text{ rigidez longitudinal}$$

$$T_L := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m_r}{K_L}} = 0.2446 \text{ s} \quad \# \text{ periodo longitudinal}$$

$$\omega_l := \frac{1}{T_L} = 4.089 \text{ Hz}$$

2. Amortiguamiento proporcional de Rayleigh

Para obtener el periodo transversal se obtiene en base a la rigidez lateral de sus elementos, a falta de información específica en los estudios desarrollados previo a la construcción.

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 27.4586 \text{ MPa} \quad \# \text{ resistencia a la compresión hormigón}$$

$$E_c := 15100 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} = 24778.5928 \text{ MPa} \quad \# \text{ módulo elasticidad hormigón (ACI 318/ AASTHO-MKS)}$$

$$h_E := 6.36 \text{ m}$$

$$h_P := 4.8 \text{ m}$$

$$A_E := 10 \text{ m}$$

$$A_P := 10 \text{ m}$$

$$B_E := 1 \text{ m}$$

$$B_P := 1.1 \text{ m}$$

$$I_{zE} := \frac{B_E \cdot A_E^3}{12} = 83.3333 \text{ m}^4$$

$$I_{zP} := \frac{B_P \cdot A_P^3}{12} = 91.6667 \text{ m}^4$$

$$K_T := 2 \cdot \left(\frac{3 \cdot E_c \cdot I_{zE}}{h_E^3} \right) + \left(\frac{3 \cdot E_c \cdot I_{zP}}{h_P^3} \right) = 11193796.2363 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$T_T := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot m_r}{K_T}} = 0.0212 \text{ s}$$

$$\omega_2 := \frac{1}{T_T} = 47.1565 \text{ Hz}$$

Para determinar los coeficientes que definen el amortiguamiento proporcional de Rayleigh se toma el periodo longitudinal como primer modo y el segundo como el 10% de este valor, tal que permita considerar la mayor participación de la masa.

$$\beta := \begin{bmatrix} 0.01 \\ 0.01 \end{bmatrix} \quad T := \begin{bmatrix} 0.244 \\ 0.0244 \end{bmatrix} \quad w := \frac{2 \cdot \pi}{T} = \begin{bmatrix} 25.7508 \\ 257.5076 \end{bmatrix}$$

$$RR := \frac{1}{2} \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{w(0)} & w(0) \\ \frac{1}{w(1)} & w(1) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0194 & 12.8754 \\ 0.0019 & 128.7538 \end{bmatrix}$$

$$coef := RR^{-1} \cdot \beta = \begin{bmatrix} 0.4682 \\ 0.0001 \end{bmatrix}$$

valores deben ser ingresados en SAP2000