

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO EN PUENTES
PREESFORZADOS CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA
CIUDAD DE LIMA”**

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

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:
JHONATAN MELQUI ALCÁNTARA VEGA**

**ASESOR:
ING. MARCOS MENDOZA LINARES**

CAJAMARCA - PERÚ

2019

AGRADECIMIENTO

A los docentes de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, por haberme brindado los conocimientos y valores para ser un profesional de calidad.

Al Ing. Marcos Mendoza Linares, asesor de la tesis, por su apoyo, conocimiento y orientación brindada para la elaboración de la presente tesis de grado.

DEDICATORIA

A Dios, por estar presente en cada momento de mi vida, por darme las fuerzas para superar las adversidades y seguir adelante.

A mi padre Francisco, que desde el cielo guía cada uno de mis pasos, por todos sus consejos, enseñanzas, valores y formación que me brindó.

A mi madre Fausta, que es mi motor principal para seguir adelante, por su amor incondicional y apoyo en todo momento.

A mis hermanos Kennedy, Ruth y Carlos por estar presentes en los momentos buenos y malos.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTO	ii
DEDICATORIA	iii
CONTENIDO	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	2
1.3. HIPÓTESIS	3
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.5. ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.6. OBJETIVOS	4
1.6.1. Objetivo General	4
1.6.2. Objetivos Específicos	4
1.7. ESTRUCTURA DE TESIS	5

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS	6
2.2. BASES TEÓRICAS	9
2.2.1. Puente	9
2.2.2. Puentes Preesforzados	11
2.2.3. Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD	19
2.2.4. Requerimientos mínimos para el Concreto Pretensado	39
2.2.5. Lecciones y avances que nos dejaron los terremotos en la Ingeniería de Puentes	59
2.2.6. Filosofía y Metodología de Diseño Sísmico en Puentes	64
2.2.7. Requerimientos de la Guía de Especificaciones AASHTO para el Diseño Sísmico de Puentes por el Método LRFD	70
2.2.8. Aislamiento Sísmico	81
2.2.9. Desempeño Sísmico	96

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1.	UBICACIÓN	100
3.2.	ÈPOCA DE LA INVESTIGACIÓN	100
3.3.	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	100
3.3.1.	Tipo de Investigación	100
3.3.2.	Población de Estudio	100
3.3.3.	Muestra	100
3.3.4.	Unidad de Análisis	101
3.4.	PROCEDIMIENTO	101
3.4.1.	Descripción de los Puentes Preesforzados	101
3.4.2.	Procedimiento de Diseño Sísmico Basado en el Desplazamiento para Puentes Preesforzados Convencionales-Estrategia Global de Diseño Tipo 1	107
3.4.3.	Procedimiento de Diseño Sísmico Basado en el Desplazamiento para Puentes Preesforzados con Aislamiento Sísmico-Estrategia Global de Diseño Tipo 3	119
3.5.	ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	129
3.5.1.	Análisis de Datos	129
3.5.2.	Presentación de Resultados	129

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1.	Periodos de Vibración y Aceleración	163
4.2.	Fuerzas Internas debido a la Acción Sísmica	163
4.3.	Demanda de Desplazamiento en los pilares	163
4.4.	Curvas de Capacidad	164
4.5.	Ratio Demanda/Capacidad	164
4.6.	Nivel de Desempeño Sísmico	165
4.7.	Análisis Tiempo Historia	165

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.	Conclusiones	166
5.2.	Recomendaciones	168

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

		169
ANEXO 1:	Diseño de losa de concreto armado y viga preesforzada.	173
ANEXO 2:	Participación de masa modal en puentes preesforzados.	211
ANEXO 3:	Mapas de isoaceleraciones espectrales en suelo tipo b (roca) para periodos estructurales de 0.0s, 0.2s y 1.0s.	216
ANEXO 4:	Planos	219

ÍNDICE DE TABLAS

		Pág.
Tabla 2.1	Pesos Unitarios.	24
Tabla 2.2	Factores de presencia múltiple, m.	26
Tabla 2.3	Incremento por Carga Dinámica, IM.	28
Tabla 2.4	Combinaciones de Carga y Factores de Carga.	31
Tabla 2.5	Factores de carga para carga permanente, γ_p .	32
Tabla 2.6	Características de la mezcla de concreto según su clase.	33
Tabla 2.7	Propiedades del Acero de Preesfuerzo.	35
Tabla 2.8	Peraltes mínimos utilizados tradicionalmente para superestructuras de peralte constante.	36
Tabla 2.9	Dimensiones estándar para Vigas AASHTO I.	37
Tabla 2.10	Esfuerzos límites para el acero de preesfuerzo.	46
Tabla 2.11	Esfuerzos límites de tracción en el concreto preesforzado antes de las pérdidas.	47
Tabla 2.12	Esfuerzos límites de compresión en el concreto preesforzado en el estado límite de servicio después de las pérdidas.	48
Tabla 2.13	Esfuerzos límites de tracción en el concreto preesforzado en el estado límite de servicio después de las pérdidas.	49
Tabla 2.14	Factores de resistencia.	52
Tabla 2.15	Lecciones y avances que dejaron los terremotos.	63
Tabla 2.16	Clase de sitio en función del tipo de suelo o perfil.	73
Tabla 2.17	Valores de F_{pga} y F_a en función de la clase de sitio y la aceleración pico del terreno o coeficiente de aceleración espectral para periodos cortos.	74
Tabla 2.18	Valores de F_v en función a la clase de sitio y el coeficiente de aceleración espectral para periodos de largos.	74
Tabla 2.19	Categorías de Diseño Sísmico.	76
Tabla 2.20	Sistema Resistente a Sismos permitidos.	79
Tabla 2.21	Propiedades de diseño, desplazamiento y capacidad de carga axial máx. en función del diámetro del aislador.	90
Tabla 2.22	Dimensiones del dispositivo y de las placas de montaje.	91
Tabla 2.23	Propiedades del material.	91
Tabla 2.24	Niveles de desempeño sísmico.	98
Tabla 3.1	Parámetros para la construcción del Espectro de Respuesta para puente Esencial.	112
Tabla 3.2	Requisitos para puentes regulares.	113
Tabla 3.3	Procedimientos de análisis según categoría de diseño sísmico.	114
Tabla 3.4	Procedimientos de análisis según número de procedimiento.	114
Tabla 3.5	Predimensionamiento de aislador LRB.	120
Tabla 3.6	Propiedades de diseño del aislador para el límite inferior(LB) y límite superior(UB).	121
Tabla 3.7	Desplazamiento máximo del aislador LRB.	121
Tabla 3.8	Registros sísmicos de 1966, 1970 y 1974.	123
Tabla 3.9	Periodos de vibración para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico.	130

Tabla 3.10	Aceleración espectral para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico.	130
Tabla 3.11	Fuerzas internas máximas en pilares de puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico debido al sismo longitudinal.	131
Tabla 3.12	Fuerzas internas máximas en pilares de puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico debido al sismo transversal.	131
Tabla 3.13	Demanda de desplazamiento en los pilares de los puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico.	151
Tabla 3.14	Ratio Demanda/Capacidad en los pilares para puente preesforzado con y sin aislamiento.	153
Tabla 3.15	Punto de desempeño de los puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico.	153
Tabla 3.16	Demanda de desplazamiento en aisladores sísmicos debido a los sismos de 1966, 1970 y 1974.	162

ÍNDICE DE FIGURAS

		Pág.
Figura 2.1	Puente Chilina, Arequipa-Perú. Longitud de 562 m.	9
Figura 2.2	Puente Chaotianmen, China. Longitud total de 1741 m, con vano de 552 m.	9
Figura 2.3	Viaducto de Millau, Francia. Longitud de 1.53 millas.	10
Figura 2.4	Puente Colgante Akashi Kaikio, Japón. Longitud de 2.4 millas.	10
Figura 2.5	Concepto de concreto preesforzado.	11
Figura 2.6	Proceso de pretensado (izquierda) y postensado (derecha).	11
Figura 2.7	Vigas de sección I pretensadas.	12
Figura 2.8	Esfuerzos de tendones postensados.	12
Figura 2.9	Sistema adherido.	13
Figura 2.10	Sistema no adherido.	13
Figura 2.11	Esquema de fabricación de torones.	15
Figura 2.12	Postensado de vigas tipo cajón, Puente Independencia, Piura.	16
Figura 2.13	Vigas postensadas, Puente Topara, Ica.	16
Figura 2.14	Sistema de 30 vigas postensadas de 40.6m de largo cada una, con torones de 7 y 13 cordones, Puente Pasamayito, Carretera Panamericana.	17
Figura 2.15	Construcción del Metro de Lima (Tamo I y II) por dovelas sucesivas.	17
Figura 2.16	Construcción de Puente Chino, Ucayali por dovelas sucesivas. Longitud 115m.	18
Figura 2.17	Construcción de Puente Chilina, Arequipa por dovelas sucesivas. Longitud 562m.	18
Figura 2.18	Características del camión de diseño.	27
Figura 2.19	Características del tándem de diseño.	27
Figura 2.20	Vigas AASHTO I.	37
Figura 2.21	Ejemplos de desacople de tramo debido a longitudes de soporte insuficientes.	60
Figura 2.22	Ejemplos de daños en superestructuras debido a trayectorias de carga inadecuada.	60
Figura 2.23	Ejemplos de daños en columnas y pilas debido a la ausencia de un detallado dúctil.	61
Figura 2.24	Ejemplos de daños estructural debido a la falla del suelo.	62
Figura 2.25	Desempeño Elástico.	65
Figura 2.26	Desempeño Inelástico.	65
Figura 2.27	Desplazamientos máximos elástico e inelástico.	66
Figura 2.28	Implicación de Costos del Diseño Basado en el Desempeño.	67
Figura 2.29	Influencia de la resistencia en la relación momento-curvatura.	68
Figura 2.30	Espectro de respuesta de diseño, construcción utilizando el método de los tres puntos.	75
Figura 2.31	Subestructura Dúctil con Superestructura Esencialmente Elástica.	78
Figura 2.32	Subestructura Elástica con Superestructura Dúctil	80
Figura 2.33	Subestructura y Superestructura Elástica con un mecanismo de conexión	80
Figura 2.34	Comparación de un puente convencional y sísmicamente aislado	81
Figura 2.35	Efectos de la flexibilidad del aislador en la respuesta del puente	82
Figura 2.36	Efecto del incremento del periodo.	83
Figura 2.37	Características de soporte de aislamiento bilineal	84
Figura 2.38	Efecto del amortiguamiento en la respuesta del puente	84
Figura 2.39	Efecto del incremento del amortiguamiento.	85

Figura 2.40	Ejemplo de Espectro de Respuesta de Diseño para Puente Aislado	86
Figura 2.41	Aislador elastomérico HDRB (Tomado de FIP Industriale).	87
Figura 2.42	Aislador elastomérico con núcleo de plomo	88
Figura 2.43	Puente Golden Gate, San Francisco (EE. UU) reforzado con aisladores elastoméricos.	88
Figura 2.44	Sistema de péndulo de fricción, FPS (Tomado de FIP Industriale).	89
Figura 2.45	Deformaciones del aislador y de la subestructura debido a carga lateral	95
Figura 2.46	Curva de capacidad típica (Adaptado del ATC-40, 1996).	96
Figura 2.47	Representación gráfica del método de Linealización equivalente	98
Figura 2.48	Sectorización de curva de capacidad	99
Figura 3.1	Vista planta y elevación del puente preesforzado 1.	101
Figura 3.2	Vista planta y elevación del puente preesforzado 2.	102
Figura 3.3	Sección transversal típica de los puentes preesforzados convencionales.	102
Figura 3.4	Perfil de distribución de torones de preesfuerzo en los extremos y a 0.35L.	103
Figura 3.5	Sección de la viga preesforzada en los extremos y a 0.35L.	103
Figura 3.6	Secuencia de construcción de los puentes preesforzados.	104
Figura 3.7	Diagrama de flujo del procedimiento de diseño sísmico basado en el desplazamiento.	108
Figura 3.8	Diagrama de flujo del procedimiento de diseño sísmico basado en el desplazamiento, continuación.	109
Figura 3.9	Vista 3D del modelo matemático del puente preesforzado convencional 1.	110
Figura 3.10	Vista 3D del modelo matemático del puente preesforzado convencional 2.	110
Figura 3.11	Espectro de Respuesta construido mediante el Método de los tres puntos.	112
Figura 3.12	Nudo de control en puente preesforzado convencional 1.	116
Figura 3.13	Nudo de control en puente preesforzado convencional 2.	117
Figura 3.14	Asignación de rotula plástica en columnas para puente preesforzado convencional 2.	117
Figura 3.15	Caso Estático no Lineal Gravitacional (Cargas permanentes).	118
Figura 3.16	Caso de carga para el análisis no lineal en la dirección longitudinal.	118
Figura 3.17	Sección transversal típica de los puentes preesforzados con aislamiento sísmico.	119
Figura 3.18	Dimensiones de Aislador LRB para puente preesforzado.	120
Figura 3.19	Curva de Histéresis del aislador LRB para límite inferior, LB.	121
Figura 3.20	Curva de Histéresis del aislador LRB para límite superior, UB.	122
Figura 3.21	Espectro de respuesta para puentes preesforzados con aislamiento sísmico.	122
Figura 3.22	PGA, PGV y PGD corregidos para la señal sísmica de Lima 1966 en la dirección EW.	124
Figura 3.23	PGA, PGV y PGD corregidos para la señal sísmica de Lima 1966 en la dirección NS.	124
Figura 3.24	PGA, PGV y PGD corregidos para la señal sísmica de Ancash 1970 en la dirección EW.	125
Figura 3.25	PGA, PGV y PGD corregidos para la señal sísmica de Ancash 1970 en la dirección NS.	125
Figura 3.26	PGA, PGV y PGD corregidos para la señal sísmica de Lima 1974 en la dirección EW.	126
Figura 3.27	PGA, PGV y PGD corregidos para la señal sísmica de Lima 1974 en la dirección NS.	126
Figura 3.28	Señales sísmicas de Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974 escaladas en la dirección EW y NS para puentes con aislamiento sísmico, LB.	127

Figura 3.29	Señales sísmicas de Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974 escaladas en la dirección EW y NS para puentes con aislamiento sísmico, UB.	128
Figura 3.30	Demanda de desplazamientos de los pilares de los puentes preesforzados convencionales.	132
Figura 3.31	Demanda de desplazamientos de los pilares del puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico.	133
Figura 3.32	Demanda de desplazamientos de los pilares del puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico.	134
Figura 3.33	Curva de capacidad de los puentes preesforzados convencionales.	135
Figura 3.34	Curva de capacidad del puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico.	136
Figura 3.35	Curva de capacidad del puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico.	137
Figura 3.36	Punto de desempeño de los puentes preesforzados convencionales según FEMA 440 (Linealización Equivalente).	138
Figura 3.37	Punto de desempeño del puente preesforzado 1 aislado según FEMA 440 (Linealización Equivalente).	139
Figura 3.38	Punto de desempeño del puente preesforzado 2 aislado según FEMA 440 (Linealización Equivalente).	140
Figura 3.39	Curva de histéresis del aislador LRB para el puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico, debido al sismo de Lima 1966.	141
Figura 3.40	Curva de histéresis del aislador LRB para el puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico, debido al sismo de Ancash 1970.	142
Figura 3.41	Curva de histéresis del aislador LRB para el puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico, debido al sismo de Lima 1974.	143
Figura 3.42	Curva de histéresis del aislador LRB para el puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico, debido al sismo de Lima 1966.	144
Figura 3.43	Curva de histéresis del aislador LRB para el puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico, debido al sismo de Ancash 1970.	145
Figura 3.44	Curva de histéresis del aislador LRB para el puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico, debido al sismo de Lima 1974.	146
Figura 3.45	Comparación de periodo y aceleración en la dirección longitudinal para el puente preesforzado 1.	147
Figura 3.46	Comparación de periodo y aceleración en la dirección transversal para el puente preesforzado 1.	147
Figura 3.47	Comparación de periodo y aceleración en la dirección longitudinal para el puente preesforzado 2.	148
Figura 3.48	Comparación de periodo y aceleración en la dirección transversal para el puente preesforzado 2.	148
Figura 3.49	Comparación de la fuerza axial para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la dirección longitudinal.	149
Figura 3.50	Comparación de la fuerza cortante para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la dirección longitudinal.	149
Figura 3.51	Comparación del momento flector para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la dirección longitudinal.	149
Figura 3.52	Comparación de la fuerza axial para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la dirección transversal.	150
Figura 3.53	Comparación de la fuerza cortante para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la dirección transversal.	150
Figura 3.54	Comparación del momento flector para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la dirección transversal.	150
Figura 3.55	Comparación de Curvas de Capacidad para puente preesforzado convencional 1.	151
Figura 3.56	Comparación de Curvas de Capacidad para puente preesforzado 1 aislado.	152
Figura 3.57	Comparación de Curvas de Capacidad para puente preesforzado convencional 2.	152

Figura 3.58	Comparación de Curvas de Capacidad para puente preesforzado 2 aislado.	152
Figura 3.59	Nivel de desempeño sísmico del puente preesforzado convencional 1 en la dirección longitudinal.	154
Figura 3.60	Nivel de desempeño sísmico del puente preesforzado convencional 1 en la dirección transversal.	154
Figura 3.61	Nivel de desempeño sísmico del puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico en la dirección longitudinal.	155
Figura 3.62	Nivel de desempeño sísmico del puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico en la dirección transversal.	155
Figura 3.63	Nivel de desempeño sísmico del puente preesforzado convencional 2 en la dirección longitudinal.	156
Figura 3.64	Nivel de desempeño sísmico del puente preesforzado convencional 2 en la dirección transversal.	156
Figura 3.65	Nivel de desempeño sísmico del puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico en la dirección longitudinal.	157
Figura 3.66	Nivel de desempeño sísmico del puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico en la dirección transversal.	157
Figura 3.67	Rótulas plásticas de los pilares del puente preesforzado 1 con y sin aislamiento sísmico en el punto de desempeño.	158
Figura 3.68	Rótulas plásticas de los pilares del puente preesforzado 1 con y sin aislamiento sísmico en el punto de desempeño.	159
Figura 3.69	Rótulas plásticas de los pilares del puente preesforzado 1 con y sin aislamiento sísmico en el punto de máxima capacidad.	160
Figura 3.70	Rótulas plásticas de los pilares del puente preesforzado 2 con y sin aislamiento sísmico en el punto de máxima capacidad.	161

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo principal “DETERMINAR EL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO EN PUENTES PREESFORZADOS CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA CIUDAD DE LIMA”, para lo cual se empleó el método basado en el desplazamiento (DBA). Se analizaron 2 puentes preesforzados de 80m (2 tramos de 40m) y 120m (3 tramos de 40m) de longitud con tableros de concreto armado de 16.60m de ancho, cuya estructura principal son vigas preesforzadas (prefabricadas) AASHTO I tipo VI soportadas por pilares multicolumna. Se manejaron 2 estrategias: Tipo 1 (puentes convencionales) y Tipo 3 (puentes con mecanismo de conexión); en ambos casos se consideró un peligro sísmico de 7% de probabilidad de excedencia en 75 años. El mecanismo de conexión para la estrategia tipo 3 fueron aisladores sísmicos LRB. El modelado y análisis se ejecutó en el software CSiBridge v20.2.0., la demanda se determinó a través del Análisis Dinámico Elástico (EDA) y la capacidad mediante un Análisis Pushover en concordancia con las exigencias de la Guía de Especificaciones AASHTO (2011) y Guía de Aislamiento Sísmico (2010). También se empleó el Análisis Tiempo Historia con el fin de analizar si la capacidad de los aisladores sísmicos logra satisfacer la demanda de desplazamiento generado por los registros sísmicos de Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974. Como resultado, se obtuvo que los puentes preesforzados con aislamiento sísmico tienen un nivel de desempeño sísmico de OCUPACIÓN INMEDIATA en ambas direcciones, en cambio los puentes preesforzados sin aislamiento sísmico tienen un nivel de desempeño de SEGURIDAD DE VIDA en la dirección longitudinal y OCUPACIÓN INMEDIATA en la dirección transversal. Por otra parte, del EDA se obtuvo que los aisladores sísmicos provocaron un incremento en el periodo de vibración y una reducción de la aceleración espectral, fuerzas internas, demanda de desplazamiento y ratio demanda/capacidad. Por último, el Análisis Tiempo Historia mostró que los aisladores sísmicos logran satisfacer la demanda de los registros sísmicos de Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974.

Palabras clave: Desempeño sísmico, Método Basado en el Desplazamiento, Puente Preesforzado, Aislamiento Sísmico, Demanda, Capacidad.

ABSTRACT

The present investigation has as main objective “DETERMINE THE LEVEL OF SEISMIC PERFORMANCE IN PRE-STRESSED BRIDGES WITH AND WITHOUT SEISMIC ISOLATION IN THE CITY OF LIMA”, for which the displacement based method (DBA) was used. Two prestressed bridges of 80m (2 span of 40m) and 120m (3 span of 40m) in length with reinforced concrete slab of 16.60m wide, whose main structure are pre-reinforced beams (precast) AASHTO I type VI supported by multicolumn bents were analyzed. Two strategies were handled: Type 1 (conventional bridges) and Type 3 (bridges with connection mechanism); in both cases a seismic hazard of 7% probability of exceedance in 75 years was considered. The connection mechanism for type 3 strategy was LRB seismic isolators. The modeling and analysis was executed in the CSiBridge v20.2.0 software., the demand was determined through Dynamic Elastic Analysis (EDA) and the capacity through a Pushover Analysis in accordance with the requirements of the AASHTO Guide Specifications (2011) and Seismic Isolation Guide (2010). The Time History Analysis was also used in order to analyze whether the capacity of the seismic isolators manages to satisfy the displacement demand generated by the seismic records of Lima 1966, Ancash 1970 and Lima 1974. As a result, it was obtained that the prestressed bridges with seismic isolation have a level of seismic performance of IMMEDIATE OCCUPANCY in both directions, instead the prestressed bridges without seismic isolation have a level of performance of LIFE SAFETY in the longitudinal direction and IMMEDIATE OCCUPANCY in the cross direction. On the other hand, it was obtained from the EDA that the seismic isolators caused an increase in the period of vibration and a reduction in spectral acceleration, internal forces, displacement demand and demand / capacity ratio. Finally, the Time History Analysis showed that seismic isolators manage to meet the demand of the seismic records of Lima 1966, Ancash 1970 and Lima 1974.

Keywords: Seismic Performance, Displacement Based Method, Prestressed Bridge, Seismic Isolation, Demand, Capacity.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En los últimos años, en nuestro país, se han construido puentes en zonas de alta sismicidad que cubren grandes luces, y donde el material predominante ha sido el concreto preesforzado, entre ellos tenemos: el Puente Chilina (Arequipa), viaducto segmental de concreto postensado de 562m de longitud, construido mediante carros de avance para dovelas de 5.1m; el Metro de Lima-Línea 1, (Lima) conformado por los puentes Huáscar y Rímac de 274m y 240m de longitud respectivamente, elevados a más de 38 m de altura y construidos en voladizos sucesivos in situ; el Puente atirantado Nanay (proyecto actualmente en marcha - Loreto) de 437.60m de extensión; el Puente Allcomachay (proyecto en marcha-Ayacucho), puente semi-integral de hormigón pretensado de sección cajón ejecutado mediante voladizos sucesivos, entre otros. Estos puentes debido a las longitudes importantes que salvan, no deberían colapsar ante un sismo de gran magnitud pues producirían grandes pérdidas económicas y humanas.

Actualmente se emplean dos metodologías para el diseño sísmico de un puente, la primera es el método basado en la fuerza (FBA) desarrollado por las Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el método LRFD (2017) y la segunda es el método basado en el Desplazamiento (DBA) utilizado por la Guía Especificaciones AASHTO para el Diseño Sísmico de Puentes por el método LRFD (2011). En ambos métodos se diseña para un objetivo de desempeño de “SEGURIDAD DE VIDA” considerando una peligrosidad sísmica correspondiente al 7% de probabilidad de excedencia en 75 años, es decir para un periodo de retorno de 1000 años; sin embargo, los medios para lograrlo son diferentes.

El método basado en el desplazamiento surge ante las inconsistencias del método basado en la fuerza teniendo como fin proporcionar una metodología de diseño que los ingenieros puedan emplear para lograr los objetivos de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (PBEE), cuyo objetivo principal es diseñar una estructura para lograr niveles predecibles de desempeño bajo niveles definidos de entrada sísmica, dentro de niveles definibles de confiabilidad, según lo establecido por SEAOC (Asociación de Ingenieros Estructurales de California) en 1999. Por lo tanto, es esencial que los procedimientos de diseño utilizados sean capaces de controlar el desempeño estructural. Tal requisito es la principal limitación de los métodos tradicionales basados en la fuerza. El desempeño estructural se puede caracterizar por varios parámetros, como deformaciones, curvaturas, rotaciones, desplazamiento, deriva o ductilidad, que son, por

supuesto, todas las cantidades de deformación. Esto es de importancia obvia ya que las estructuras están diseñadas para responder inelásticamente incluso bajo terremotos moderados. Sin embargo, las fuerzas son indicadores pobres del potencial de daño y cualquier intento de controlar el comportamiento estructural inelástico mediante el control de las fuerzas es probable que falle (Calvi et al., 2013), en ese sentido el diseño adoptado por la Guía Sísmica (2011) es una mejora significativa para el diseño sísmico de puentes.

Por otro lado, aunque la práctica en el diseño sísmico de puentes ha sido tradicionalmente elaborada para cumplir con los requisitos del código y lograr que las instalaciones no colapsen, el daño resultante posterior al terremoto ha sido costoso y perjudicial, y en algunos casos los puentes han sido demolidos y reemplazados por nuevos puentes. La interrupción del servicio en un sistema de carreteras y la demanda de servicios de reparación pueden tener efectos sustanciales en el bienestar económico y social de una comunidad como se demostró en terremotos pasados. Por ejemplo, los datos de pérdidas reportados por el gobierno de los terremotos de Kobe y Northridge causaron que las pérdidas económicas totales, incluida la pérdida de uso y la interrupción, fueran diez veces mayores que los costos directos para reparar las estructuras dañadas (Chen and Duan 2014). Ante este panorama el aislamiento sísmico resulta ser una solución aceptable, ya que reduce la demanda sísmica y su presencia hace que las deformaciones ocurran en los aisladores sísmicos y no en la subestructura del puente, además de ser reconocido y promovido por la Guía de Especificaciones AASHTO para el Diseño Sísmico de Puentes por el método LRFD (2011).

Por lo expuesto, resulta importante en la ciudad de Lima, zona de alta sismicidad de nuestro país, evaluar el nivel de desempeño sísmico de puentes esenciales que cubren grandes luces, como lo son los de concreto preesforzado por el método basado en el desplazamiento teniendo en cuenta la aislación sísmica como solución para disipar la energía y disminuir la demanda sísmica ante la ocurrencia de un evento sísmico.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico en puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la ciudad de Lima?

1.3. HIPÓTESIS

Los puentes preesforzados con aislamiento sísmico tienen un nivel de desempeño sísmico de OCUPACIÓN INMEDIATA, en cambio puentes preesforzados sin aislamiento sísmico tienen un nivel de desempeño de SEGURIDAD DE VIDA.

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El Perú está incluido en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las regiones donde se registran el 85% de actividad sísmica en el mundo. Esto se confirma con el Manual de Puentes del MTC (2018), en el cual se encuentran aceleraciones de pico del terreno, superiores al 50% de la gravedad. De acuerdo con esto, tanto las Especificaciones AASHTO (2017) como la Guía de Especificaciones AASHTO (2011) exigen diseñar los puentes para un objetivo de desempeño de “SEGURIDAD DE VIDA”, se deduce entonces que se permite el daño en el puente, siempre que sea de naturaleza dúctil, fácilmente detectable y accesible para su inspección y posterior reparación si fuera necesario.

Sin embargo, en algunas ocasiones debido a la importancia del puente no se permite ni siquiera el daño, pues los costos de reparación resultan ser mayores que el costo inicial de la estructura; en este sentido, resulta importante en la ciudad de Liman, zona de alta sismicidad, emplear métodos de diseño que aseguren un desempeño adecuado durante una acción sísmica, como lo es el método basado en el desplazamiento, de tal manera de garantizar que los puentes no colapsen ante un evento sísmico, pues ocasionarían grandes pérdidas económicas y humanas.

1.5. ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

- La investigación se aplica a puentes preesforzados de 80m (2 tramos de 40m) y 120m (3 tramos de 40m) de longitud cada uno, ubicados en la ciudad de Lima expuestos a un peligro sísmico de 7% de probabilidad de excedencia en 75 años, es decir para un periodo de retorno de 1000 años. La superestructura para ambos puentes es la misma y lo conforma un tablero de concreto armado de 16.60m de ancho, cuya estructura principal son vigas preesforzadas (prefabricadas) AASHTO I tipo VI. La subestructura es a base de pilares multicolumna (3 columnas circulares de 1.80m de diámetro), donde las alturas de las columnas serán de 12m y 9.50m para los puentes de 2 tramos y 3 tramos respectivamente. Debido a que los puentes fueron definidos por el tesista, se realiza el diseño preliminar de la estructura.

- Se emplea el método basado en el desplazamiento (DBA) de la Guía de Especificaciones AASHTO (2011) para determinar el nivel de desempeño sísmico del puente según las estrategias globales: Tipo 1 (Subestructura Dúctil con Superestructura Esencialmente Elástica) y Tipo 3 (Subestructura y Superestructura Elástica con un mecanismo de conexión entre ellas). La estrategia tipo 3 sólo abarca el empleo de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB), debido a que son la solución más utilizada en puentes, dada su simplicidad, comportamiento y bajo costo.
- El diseño preliminar de la estructura se realizó de acuerdo a las Especificaciones AASHTO (2017) y sólo abarca el diseño de la superestructura.
- El perfil del suelo es clasificado como “Roca”, el peligro sísmico se estima de acuerdo a los Mapas de Isoaceleraciones Espectrales del MTC (2018).
- El Procedimiento Estático No Lineal (NSP) o análisis pushover se desarrolla asumiendo un armado de columnas de 54 Φ 1”
- El diseño sísmico para ambas estrategias abarca sólo la determinación de la demanda, capacidad y punto de desempeño.
- En todos los análisis no se considera la influencia del suelo y su flexibilidad.
- El punto de desempeño se determina según el FEMA 440 y el nivel de desempeño según SEAOC (1995).
- El Análisis Tiempo Historia se realiza sólo para puentes preesforzados con aislamiento sísmico, con el fin de determinar la demanda de desplazamiento en los aisladores.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1. Objetivo General

- a) Determinar el nivel de desempeño sísmico en puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la ciudad de Lima.

1.6.2. Objetivos Específicos

- a) Determinar el comportamiento de pilares en puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico.
- b) Determinar la variación del desplazamiento y del ratio Demanda/ Capacidad (D/C) en puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico.
- c) Realizar el análisis comparativo del periodo de vibración, aceleración espectral y fuerzas internas de puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico.
- d) Determinar a través del Análisis Tiempo Historia la demanda de desplazamiento en los aisladores sísmicos.

1.7. ESTRUCTURA DE LA TESIS

La tesis consta de cinco capítulos, que se han organizado de la siguiente manera:

- **CAPÍTULO I: Introducción.** Comprende la introducción la cual involucra el planteamiento del problema, formulación del problema, hipótesis, justificación importancia, alcances de la investigación y objetivos.
- **CAPÍTULO II: Marco Teórico.** En este capítulo se expone los antecedentes y bases teóricas que sirven de sustento para la investigación.
- **CAPÍTULO III: Materiales y Métodos.** Describe la metodología empleada para el diseño sísmico basado en el desplazamiento de un puente preesforzado con y sin aislamiento sísmico mediante el software CSiBridge v. 20.2.0.
- **CAPÍTULO IV: Análisis y Discusión de Resultados.** Se presenta el análisis y la discusión de resultados producto del Análisis Modal, Análisis Dinámico Elástico (EDA), Procedimiento Estático No Lineal (NSP) y Análisis Tiempo Historia.
- **CAPÍTULO V: Conclusiones y Recomendaciones.** Se describen las principales conclusiones del trabajo de investigación y se proponen recomendaciones para ampliar el estudio.
- **Referencias Bibliográficas.**
- **Anexos.**

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

- Abdul (2017) publicó en la IJCIET (Revista Internacional de Ingeniería Civil y Tecnología) su artículo científico: “EVALUACIÓN SÍSMICA DEL PUENTE AL-NAJIBIYA BRIDGE UTILIZANDO ANÁLISIS PUSHOVER”. En este trabajo se presentó al puente Al-Najibiya, el cual fue diseñado para ser construido en el norte de la provincia de Basrah para conectar el subdistrito de Garmat Ali con la ciudad de Basrah. El puente constó de 7 tramos con una parte móvil (giro) para el margen de navegación con una longitud total de 250 m. y un ancho de 16m. El puente se diseñó mediante el método basado en la fuerza (FBA) siguiendo los lineamientos de las Especificaciones AASHTO 2011. Durante la construcción de las pilas, el contratista tuvo dificultades técnicas debido a la gran cantidad de refuerzo de acero que se requería, por lo que el propietario decidió revisar el diseño y reducir la cantidad de barras de refuerzo longitudinales en las pilas en una cantidad del 35% sin cambios en la dimensión de la sección.

Abdul (2017) evaluó esta última condición a través de un análisis pushover. Los resultados revelaron que el puente fue diseñado para comportarse elásticamente bajo un sismo severo (lo cual no es económico) y que la reducción en 35% del refuerzo longitudinal de las pilas generó un ahorro en la construcción, ya que se evidenció para este último caso un nivel de desempeño de seguridad de vida.

- La IJSETR (Revista Internacional de Investigación en Ciencia, Ingeniería y Tecnología) publicó el artículo desarrollado por Kumar y Shivanand (2016): “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN PUENTE EXISTENTE”. El objetivo fue llevar a cabo un estudio de caso de evaluación sísmica para un puente de concreto armado existente mediante un análisis pushover. Para este estudio se analizó un puente de concreto armado de 11 tramos, el cual fue modelado en el software CSiBridge. Atendiendo a estas consideraciones, se obtuvo que la demanda de la estructura fue menor que la capacidad, deduciéndose así que no es necesario la rehabilitación. Por otro lado, el empleo de aisladores sísmicos en el puente resultó eficaz y eficiente para reducir el efecto de las fuerzas sísmicas.

- Arroyave (2013) en su trabajo de investigación de postgrado titulado “EVALUACIÓN DEL COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DADO POR EL CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES DE 1995, PARA COLUMNAS Y PÓRTICOS EN PUENTES TÍPICOS”, estudió puentes de configuración típica de 2 y 3 luces y superestructura tipo placa y vigas I de concreto postensado simplemente apoyadas. La principal variable del trabajo fue el apoyo central para lo cual se analizaron alturas de columnas de 5m, 10m y 20m con secciones circulares y rectangulares. Los modelos estructurales se desarrollaron en el software Midas Civil 2013. Para estimar el valor de capacidad de disipación de energía (R) fue necesario un análisis pushover, a partir del cual se obtuvo la curva de capacidad. En base a las curvas de capacidad y la demanda sísmica representada por un espectro de respuesta se determinó los puntos de desempeño de los puentes en análisis, obteniéndose que los puentes se encuentran en el nivel denominado ocupación inmediata. Además, se observó que las rótulas plásticas para la dirección longitudinal se forman sólo en la base de las columnas, en cambio en la dirección transversal se forman también en la parte superior.
- En la Duodécima Conferencia de Asia Oriental-Pacífico sobre Ingeniería Estructural y Construcción, Nicknam et al. (2011) expuso su artículo científico: “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN PUENTE URBANO MEDIANTE EL PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL, CASO DE ESTUDIO: PUENTE HAFEZ”. Este estudio, analizó un puente urbano de acero ubicado en el área metropolitana de Teherán mediante un procedimiento estático no lineal en dos niveles de peligro. Los niveles de peligro se obtuvieron mediante el uso del análisis de riesgo sísmico probabilístico (PSHA). Los resultados mostraron que el puente es vulnerable tanto en la dirección longitudinal como transversal, por lo que es necesario la rehabilitación para mejorar su comportamiento sísmico.
- Álvarez et al. (2010) presentó en el XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato organizada por la SMIE (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural) su artículo científico: “CAPACIDAD SÍSMICA DE PUENTES CON SUBESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO”, en el cual determinó través del análisis estático no lineal la capacidad del puente típico de concreto El Despeñadero de 77.56m de longitud, repartida ésta en 3 claros simplemente apoyados de 22.56, 26.10 y 25.90m localizado en la autopista México-Guadalajara. Resultando una fuerza cortante máxima de 2 070 Tnf para un desplazamiento de 3.9 cm en la dirección longitudinal y

una fuerza cortante de 1 469 Tnf para un desplazamiento máximo de 8cm en la dirección transversal; evidenciando así que la dirección transversal es la más débil del puente y que los desplazamientos también son mayores en dicha dirección. Además, concluyó que el puente El Despeñadero cuenta con la capacidad suficiente para soportar las demandas elásticas impuestas por los espectros de diseño ya que el punto de desempeño según la metodología del ATC-40 se encontró en la etapa lineal de la curva de capacidad tanto en la dirección longitudinal como transversal.

- El trabajo de investigación: “ESTUDIO DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO” desarrollado por Morocho (2007) en Ecuador, emplea el método de espectro de capacidad del ATC 40 y el método de coeficientes de desplazamiento del FEMA 356 para evaluar el nivel de desempeño sísmico de 11 pilas arriostradas de hormigón armado que forman parte de la subestructura de los puentes sobre la quebrada Zambiza y Gualo. En primera instancia consideró un modelo estructural con columnas empotradas en la base (base rígida) despreciando la interacción suelo-estructura, luego consideró este efecto (base flexible). Como resultado obtuvo que las pilas de Zambiza no logran alcanzar el estado límite de serviciabilidad y que las pilas de Gualo ante el sismo de diseño están próximos a la falla por corte. Asimismo, concluyó que el método del ATC 40 y método de espectro de capacidad predijeron con mayor exactitud el desempeño de las pilas de base rígida y flexible de Zambiza y Gualo respectivamente.
- En el año 2017, la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) publica el trabajo de investigación de maestría: “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE PUENTES CONTINUOS”, desarrollada por Vargas. El análisis se realizó para 2 puentes continuos. Se emplearon métodos de análisis dinámico incremental y simulación de Montecarlo; y para la determinación de los puntos de desempeño se siguió los requisitos del ATC 40 y FEMA 440. Según los resultados del análisis dinámico incremental los dos puentes mostraron que para sismos frecuentes y ocasionales la estructura se encuentre en la zona de servicio. Para sismos raros la estructura algunas veces ingresa a la zona de control de daños con cierta probabilidad, pero en ningún caso para ese nivel de peligro ingresa a la zona de límite de seguridad. Para sismos muy raros las estructuras alcanzaron solo la zona de límite de seguridad, pero en ningún caso llegan a la zona de prevención de colapso.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Puente

El propósito básico de un puente es transportar el tráfico sobre una abertura o discontinuidad en el paisaje. Una abertura puede ocurrir sobre una carretera, un río, un valle o cualquier otro tipo de obstáculo físico. Un puente debe ser “seguro, funcional, económico y atractivo” (Chen y Duan, 2014).

Tipos de un puente:

Entre las múltiples clasificaciones que se pueden dar en los puentes, Manterola (2006) distingue tres grandes familias:

- Puentes rectos o puentes viga.



Figura 2.1 Puente Chilina, Arequipa-Perú. Longitud de 562 m.

- Puentes en arco en sus distintas modalidades: Utiliza al arco como elemento fundamental del soporte del tablero.



Figura 2.2 Puente Chaotianmen, China. Longitud total de 1741 m, con vano de 552 m.

- Puentes atirantados y colgantes: Utilizan una serie de tirantes o un cable colgado o ambos a la vez como soporte principal del tablero, por donde circulan los vehículos.



Figura 2.3 Viaducto de Millau, Francia. Longitud de 1.53 millas.



Figura 2.4 Puente Colgante Akashi Kaikyo, Japón. Longitud de 2.4 millas.

La investigación se ha centrado en puentes rectos y en especial los de tipo preesforzado, del cual se brinda más detalles, a continuación.

2.2.2. Puentes Preesforzados

El preesfuerzo es la aplicación de fuerza de compresión a un miembro de concreto a fin de contrarrestar los esfuerzos de tensión resultantes de otras cargas aplicadas. El preesfuerzo se suele aplicar mediante el tensado de torones o barras de alta resistencia para reaccionar en contra y comprimir el elemento de concreto. (FHWA, 2016).

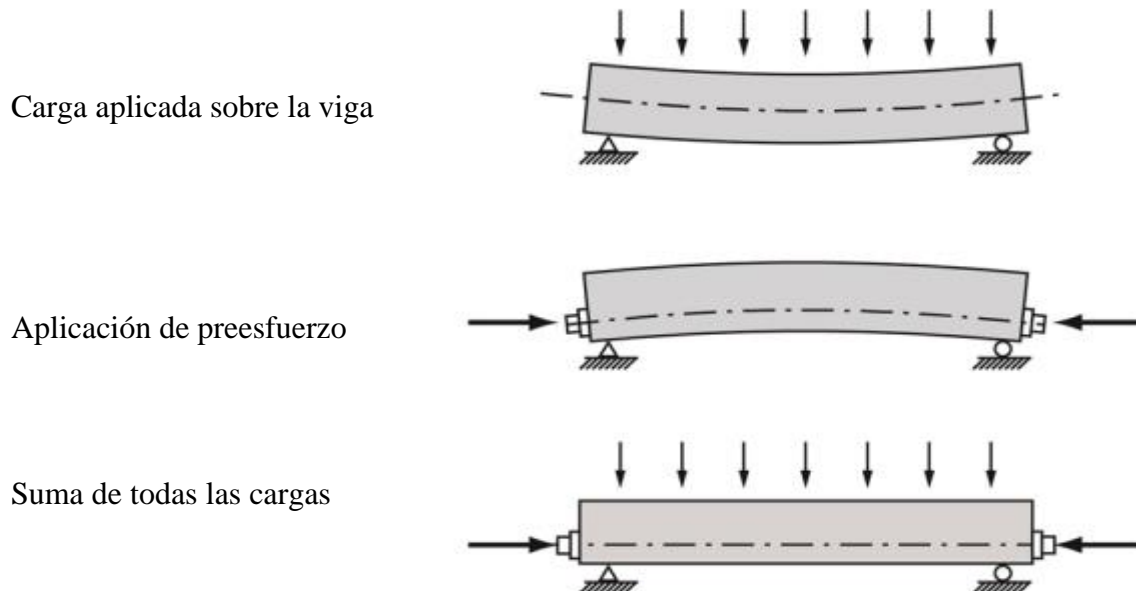


Figura 2.5 Concepto de concreto preesforzado (Adaptado de FHWA, 2016).

Existen 2 métodos para aplicar el preesfuerzo: 1) Pretensado y 2) Postensado. La Figura 2.6 ilustra el procedimiento constructivo de cada uno de ellos.

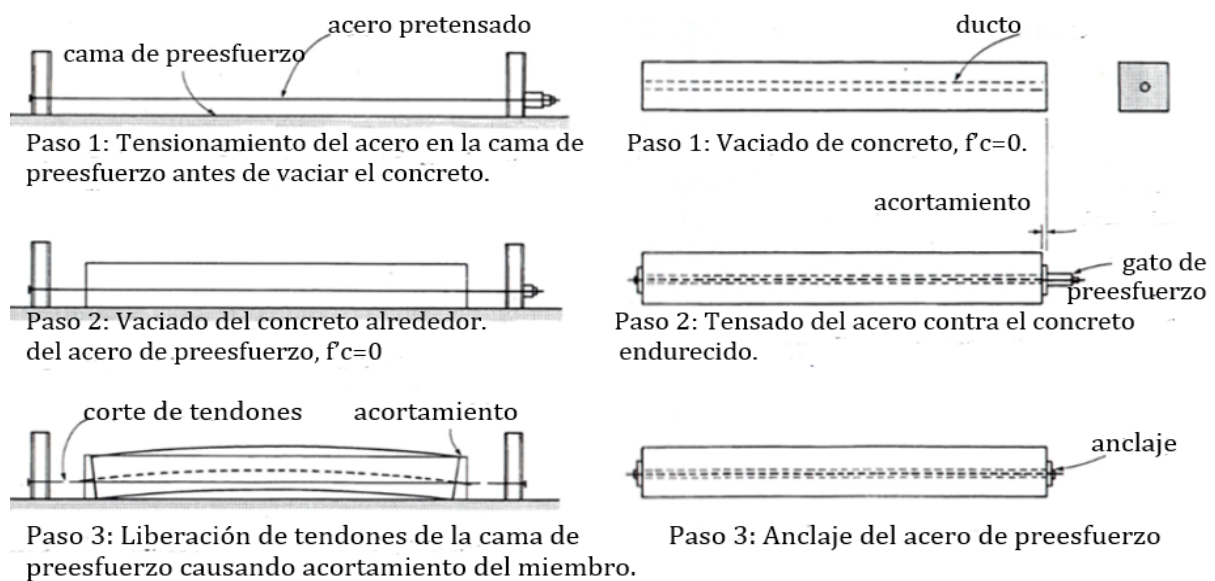


Figura 2.6 Proceso de pretensado (izquierda) y postensado (derecha)

(Adaptado de Collins y Mitchell, 1997).

2.2.2.1. Pretensado

El Comité ACI 318 (2014) lo define como un método en el cual el acero de preesfuerzo se tensa antes de vaciar el concreto. Al endurecerse el concreto fresco, se adhiere al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada por gatos, y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto (Nilson, 1990).



Figura 2.7 Vigas de sección I pretensadas (Tomado de Caltrans, 2015).

2.2.2.2. Postensado

En el caso de los miembros de concreto postensados, se esfuerzan los tendones después de que ha endurecido el concreto y de que se ha alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo (Nilson, 1990).



Figura 2.8 Esfuerzos de tendones postensados (Tomado de FHWA, 2016).

Los sistemas de construcción comúnmente empleados en el concreto presforzado son:

1) Sistema Adherido:

El sistema adherido emplea ductos corrugados de plástico y metal, los cuales una vez que el acero de preesfuerzo ha sido tensado, se inyectan con mortero, produciendo una perfecta adherencia entre el ducto y el concreto.

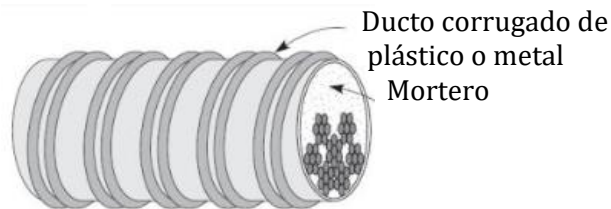


Figura 2.9 Sistema adherido (Adaptado de Marshall y Robberts, 2000).

2) Sistema No Adherido:

En este sistema el acero de preesfuerzo está dentro de una vaina de plástico lisa de polietileno de alta densidad, hay grasa entre el torón y el ducto.

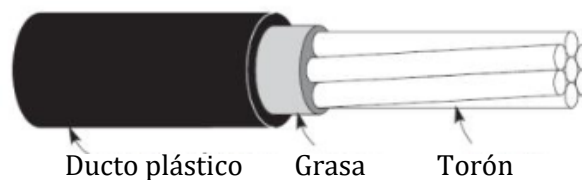


Figura 2.10 Sistema no adherido (Adaptado de Marshall y Robberts, 2000).

2.2.2.3. Materiales empleados en el concreto preesforzado

▪ Concreto:

Por muchas razones el concreto que se usa en la construcción preesforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas, y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de concreto de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo. Se logran ahorros significativos en carga muerta, y grandes claros resultan técnica y económicamente posibles. Las objetables deflexiones y agrietamientos, que de otra manera estarían asociados con el empleo de miembros esbeltos sujetos a elevados esfuerzos, pueden contralarse con facilidad mediante el preesfuerzo (Nilson, 1990).

En la práctica actual, se especifican comúnmente resistencias a la compresión entre 280 y 420 kgf/cm² para los miembros de concreto preesforzado, aunque se ha llegado a emplear resistencias hasta de 700 kg/cm². Debe enfatizarse, sin embargo, que la resistencia del concreto

supuesta en los cálculos del diseño y especificada, deberá lograrse con certeza, ya que los altos esfuerzos debido a la fuerza pretensora ocurren realmente (Nilson, 1990).

- **Acero de preesfuerzo**

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como torones en concreto preesforzado: alambres redondos estirados en frío, cables trenzados y varillas de un acero de aleación. Los alambres y los cables trenzados tienen una resistencia a la tensión de más o menos 17500 kgf/cm^2 , en tanto que la resistencia de las varillas de aleación está entre los 10150 kgf/cm^2 y 11200 kgf/cm^2 , dependiendo del grado (Nilson, 1990).

A) Alambres redondos

Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener varillas redondas. Después del enfriamiento, las varillas se pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta el tamaño requerido. En el proceso de esta operación de estirado, se ejecuta trabajo en frío sobre el acero, lo cual modifica grandemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia.

B) Cable trenzado o Torón

El cable trenzado se usa casi siempre en miembros pretensados, es fabricado con siete alambres firmemente torcidos alrededor de un séptimo diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral del torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable.

Para los cables trenzados se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de preesfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión. Al cable se le releva de esfuerzos mediante tratamiento térmico después del trenzado. La Figura 2.11 muestra el proceso de fabricación de torones.

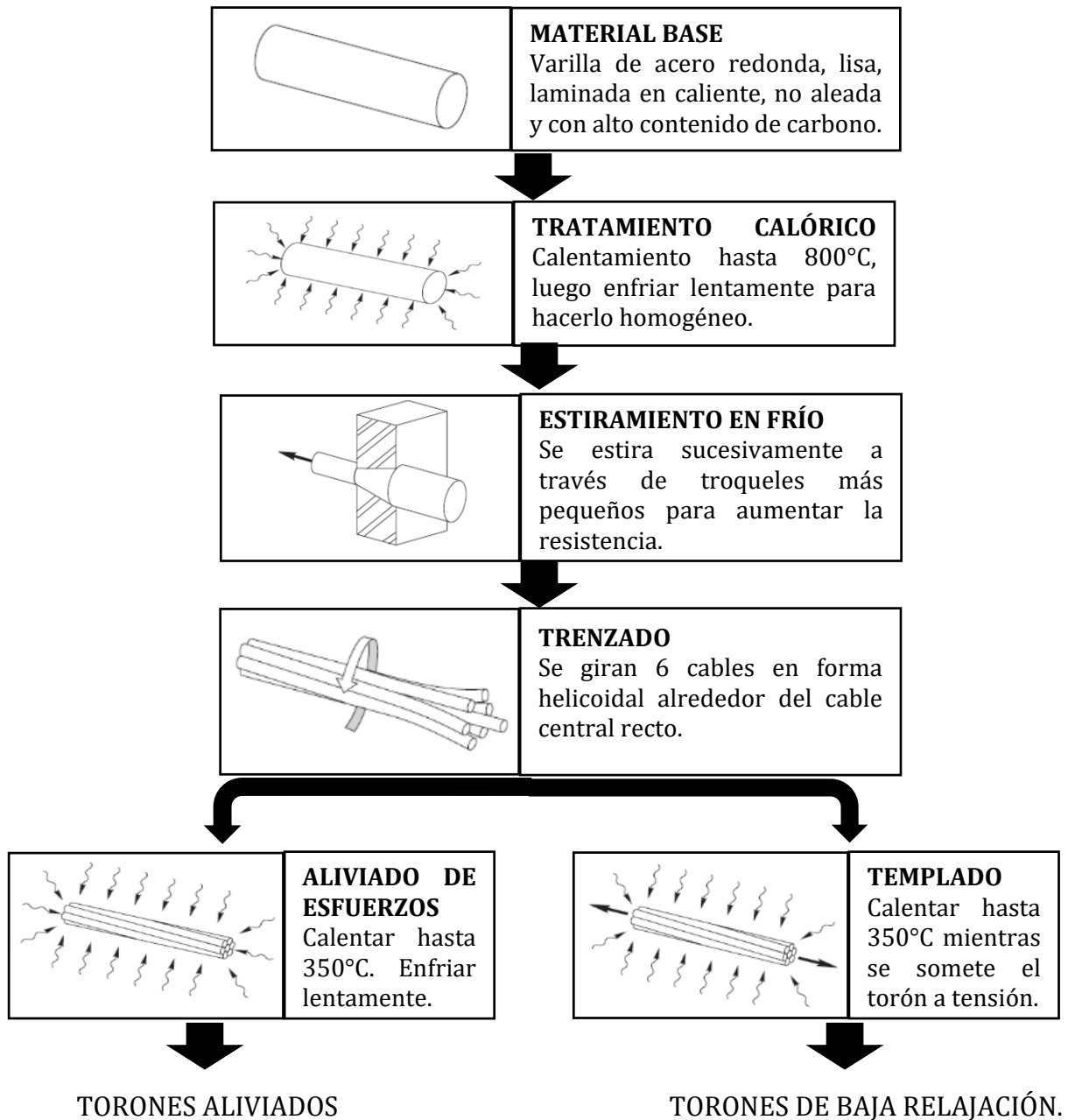


Figura 2.11 Esquema de fabricación de torones (Adaptado de Collins y Mitchell, 1997).

C) Varillas de acero de aleación

En el caso de varillas de aleación de acero, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente de manganeso, silicón y cromo durante la fabricación del acero (Nilson, 1990).

2.2.2.4. Puentes de concreto preesforzado en el Perú

A continuación, se ilustran algunos puentes de concreto preesforzado que se han construido en nuestro país:



Figura 2.12 Postensado de vigas tipo cajón, Puente Independencia, Piura (Tomado de Samayca Ingenieros SAC).



Figura 2.13 Vigas postensadas, Puente Topara, Ica (Tomado de Samayca Ingenieros SAC).



Figura 2.14 Sistema de 30 vigas postensadas de 40.6m de largo cada una, con torones de 7 y 13 cordones, Puente Pasamayito, Carretera Panamericana
(Tomado de Freyssinet Tierra Armada Perú).



Figura 2.15 Construcción del Metro de Lima (Tamo I y II) por dovelas sucesivas.
(Tomado de Catálogo ULMA).



Figura 2.16 Construcción de Puenete Chino, Ucayali por dovelas sucesivas. Longitud 115m. (Tomado de Catálogo ULMA).



Figura 2.17 Construcción de Puenete Chilina, Arequipa por dovelas sucesivas. Longitud 562m (Tomado de Catálogo ULMA).

2.2.3. Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD

La normativa AAHSTO LRFD Bridge Design Specifications (2017) inicia brindando los siguientes alcances:

- La intención de los requisitos de estas Especificaciones es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles. Sin embargo, los aspectos mecánicos, eléctricos y aspectos relacionados con la seguridad de vehículos y peatones no están cubiertos.
- No es intención de estas Especificaciones reemplazar la capacitación y el criterio profesional del diseñador; sólo establecer los criterios mínimos necesarios para velar por la seguridad pública.
- Se enfatizan los conceptos de seguridad por medio de la redundancia, ductilidad y de protección contra la socavación y las colisiones.
- Los requisitos de diseño de estas Especificaciones emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

A) Definiciones.

Dentro de las definiciones de la normativa AAHSTO (2017) se tiene:

- Colapso: Cambio significativo de la geometría del puente que hace que éste ya no sea apto para su uso.
- Diseño: Dimensionamiento y detallado de los elementos y conexiones de un puente.
- Ductilidad: Propiedad de un elemento o conexión que permite una respuesta inelástica.
- Estado límite: Condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.
- Estado Límite correspondiente a Eventos Extremos: Estados límites relacionados con eventos tales como sismos, cargas de hielo y colisiones de vehículos o embarcaciones, con periodos de recurrencia mayores que el periodo de diseño del puente.
- Estado Límite de Resistencia: Estados límites relacionados con la resistencia y la estabilidad.
- Estados Límites de Servicio: Estados límites relacionados con las tensiones, deformaciones y fisuración.
- Factor de Carga: Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de

diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través del proceso de calibración.

- Factor de Modificación de las Cargas: Factor que considera la ductilidad, redundancia e importancia operativa del puente.
- Factor de Resistencia: Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través del proceso de calibración.
- Modelo: Idealización de una estructura a los fines de análisis.
- Periodo de diseño: Periodo de tiempo en el cual se basa el cálculo estadístico de las cargas transitorias. Para la AASHTO (2017) el periodo de diseño es de 75 años.
- Resistencia nominal: Resistencia de un elemento o conexión a las solicitaciones, según lo indicado por las dimensiones especificadas en la documentación técnica y por las tensiones admisibles, deformaciones o resistencias especificadas de los materiales.
- Solicitación: Deformación, tensión o esfuerzo resultante (es decir, fuerza axial, esfuerzo de corte, momento torsor o flector) provocado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos.
- Vida de Servicio: Periodo de tiempo durante el cual se espera que el puente esté en operación.

B) Filosofía de Diseño

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética. Independientemente del tipo de análisis utilizado, la ecuación 2.1 se deberá satisfacer para todas las solicitaciones y combinaciones de solicitaciones especificadas (AAHSTO, 2017).

2.2.3.1. Estados Límites

A menos que se especifique lo contrario, cada uno de los elementos y conexiones deben satisfacer la ecuación 2.1 para cada uno de los estados límites. Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia se deben tomar igual a 1.0. Todos los estados límites se deben considerar de igual importancia (AASHTO 2017).

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (2.1)$$

En los cuales:

- Para las cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (2.2)$$

- Para las cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (2.3)$$

donde:

γ_i : factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a los efectos de fuerza.

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

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

η_D : factor relacionado con la ductilidad.

η_R : factor relacionado con redundancia.

η_I : factor relacionado con la importancia operativa.

Q_i : efectos de fuerza.

R_n : resistencia nominal.

R_r : resistencia factorizada: ϕR_n

Ductilidad

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla. Se puede asumir que los requisitos de ductilidad se satisfacen para una estructura de concreto en la cual la resistencia de una conexión es mayor o igual a 1.3 veces la máxima solicitación impuesta a la conexión por la acción inelástica de los elementos adyacentes. Los dispositivos disipadores de energía se pueden aceptar como medios para proveer ductilidad (AASHTO, 2017).

- Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles.

= 1.00 para diseños y detalles convencionales.

≥ 0.95 para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad.

- Para todos los demás estados límites:

$$\eta_D = 1.00$$

Redundancia

Se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas. Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Para cada combinación de carga y estado límite, la clasificación de redundancia de los miembros, es decir si son redundantes o no redundantes, estará basado en la contribución de los miembros a la seguridad del puente (AASHTO, 2017).

- Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_R \geq 1.05 \text{ para elementos no redundantes.}$$

$$= 1.00 \text{ para niveles convencionales de redundancia.}$$

$$\geq 0.95 \text{ para niveles excepcionales de redundancia.}$$

- Para todos los demás estados límites:

$$\eta_R = 1.00$$

Importancia Operativa

Se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos. El propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo es de importancia operativa (AASHTO, 2017).

- Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_I \geq 1.05 \text{ para puentes importantes.}$$

$$= 1.00 \text{ para puentes típicos.}$$

$$\geq 0.95 \text{ para puentes de relativamente poca importancia.}$$

- Para todos los demás estados límites:

$$\eta_I = 1.00$$

2.2.3.1.1. Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. El estado límite de servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia (AASHTO 2017).

2.2.3.1.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de esfuerzos. El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre la resistencia de materiales. La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de prevenir la fractura durante el periodo de diseño del puente (AASHTO, 2017).

2.2.3.1.3. Estado Límite de Resistencia

Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se espera que el puente experimentará durante su periodo de diseño. Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad global se mantenga (AASHTO, 2017).

2.2.3.1.4. Estado límite de Evento Extremo

Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas. Se considera que el Estado Límite de Evento Extremo ocurrirá una sola vez cuyo periodo de retorno que puede ser significativamente más grande que el del periodo de diseño del puente (AASHTO 2017).

2.2.3.2. Cargas

La AAHTO (2017) considerar las siguientes cargas permanentes y transitorias:

2.2.3.2.1. Cargas permanentes

Cargas y fuerzas que permanecen constantes una vez terminada la construcción, o bien aquellas que se supone permanecen constantes.

- CR= efectos de fuerza debido a la fluencia
- DD= fricción negativa
- DC= carga muerta de los componentes estructurales y no estructurales
- DW= carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.
- EH= Presión horizontal de tierra.
- EL= Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo.

- ES= Sobrecarga del suelo.
- EV= Presión vertical de peso propio del suelo de relleno.
- PS= fuerzas secundarias de postensado para el estado límite de resistencia, fuerzas de pretensado total para el estado límite de servicio.
- SH= efectos de fuerza debido a la contracción.

A) Cargas Muertas: DC, DW y EV.

La carga muerta deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuros revestimientos y ensanchamientos previstos. En ausencia de información de pesos unitarios, la AASHTO (2017) presenta la Tabla 2.1.

Tabla 2.1

Pesos Unitarios.

Material		Peso unitario (kgf/m ³)
Aleaciones de aluminio		2803
Superficies de Rodamiento bituminosas		2243
Hierro fundido		7208
Escoria		961
Arena, limo o arcilla compactados		1922
Ligero		1762 a 2162
Concreto	Densidad normal con $f'c \leq 352 \text{ kgf/cm}^2$	2323
	Densidad normal con $350 \leq f'c \leq 1055 \text{ kgf/cm}^2$	$2243 + 2.29f'c$
Arena, limo o arcilla compactados		1602
Arcilla blanda		1602
Grava, marcadán o balasto compactado a rodillo		2243
Acero		7849
Mampostería de piedra		2723
Madera	Dura	961
	Blanda	801
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Peso por unidad de longitud kgf/m
Rieles de tránsito, unión y fijación por la pista		298

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

En el caso del peso específico concreto armado de acuerdo a la normativa AASHTO (2017) se debe incrementar 80 kgf/m^3 .

B) Cargas del Suelo: EH, ES y DD.

Presión de tierra, sobrecarga del suelo y fricción negativa.

2.2.3.2.2. Cargas Transitorias

La AASHTO (2107) lo define como cargas y fuerzas que pueden variar en un corto intervalo de tiempo en relación con la vida útil de la estructura.

- BL= carga explosiva
- BR= fuerza de frenado vehicular
- CE= fuerza centrífuga vehicular
- CT= fuerza de colisión de un vehículo
- CV= fuerza de colisión de un vehículo
- EQ= sismo
- FR= carga de fricción
- IC= carga de hielo
- IM= incremento por carga vehicular dinámica
- LL= carga viva vehicular
- LS= carga viva superficial
- PL= carga viva peatonal
- SE= efectos de fuerza debido al asentamiento
- TG= efectos de fuerza debido al gradiente de temperatura
- TU= efectos de fuerza debido a la temperatura uniforme
- WA= carga hidráulica y presión del flujo de agua
- WL=efecto del viento sobre la carga viva
- WS=efecto del viento sobre la estructura

A) Sobrecarga Vehicular (LL)

- **Número de carriles de diseño**

El ancho del carril de diseño se debe tomar como 3.60m, a menos que se especifique lo contrario. El número de carriles de diseño será igual a la parte entera de $w/3.6$ donde w es el ancho libre de la calzada, en metros, medido entre los bordes de sardineles o barreras.

En aquellos casos donde los carriles de circulación tienen menos de 3.60m de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación. Los anchos de calzada comprendidos entre 6.00 y 7.20m deberán tener 2 carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad de la calzada (AASHTO, 2017).

- **Presencia de múltiples sobrecargas**

Los requisitos de este ítem no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Si en lugar de emplear la ley de momentos y el método estático se utilizan los factores de distribución aproximados para un único carril, las solicitaciones se deberán dividir por 1.20.

La solicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL 93. En ausencia de datos específico del sitio, los valores de la Tabla 2.2 (AASHTO, 2017):

- Se utilizará al investigar el efecto de un carril cargado.
- Puede usarse cuando se investiga el efecto de tres o más carriles cargados.

Tabla 2.2

Factores de presencia múltiple, m.

Número de carriles cargados	Factores de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

- **Sobrecarga vehicular de diseño**

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras accesorias, designado como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o Tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

Camión de diseño

Los pesos y separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 2.18. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica. La separación entre los dos ejes de 14.52 Tn deberá variar entre 4.27m y 9.14m para producir efectos de fuerzas extremas (AASHTO, 2017).

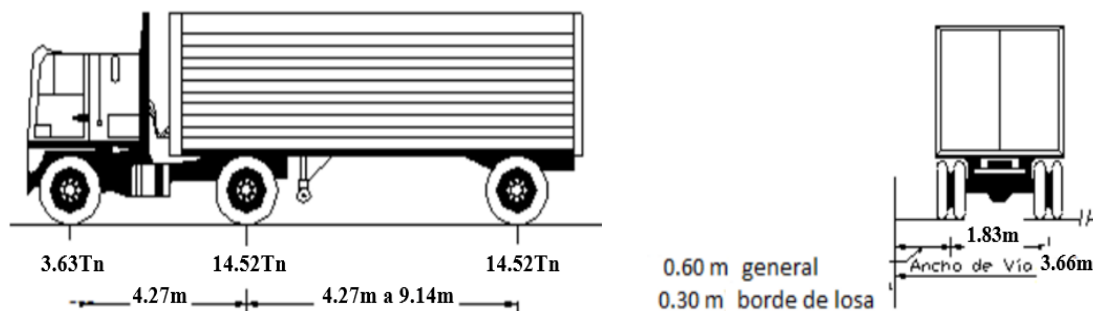


Figura 2.18 Características del camión de diseño

(Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017).

Tándem de diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 11.34 Tn con una separación de 1.22m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.83m. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica (AASHTO, 2017).

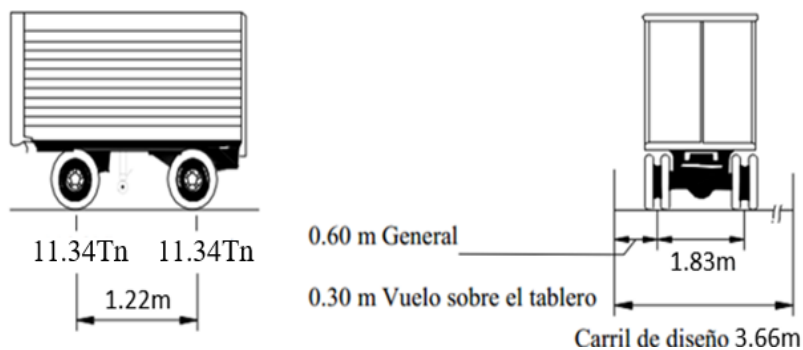


Figura 2.19 Características del tándem de diseño

(Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017).

Carga de Carril de diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 952.42 kg/m, uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.05m. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetos a un incremento por carga dinámica (AASHTO, 2017).

Aplicación de sobrecargas vehiculares de diseño

La normativa AASHTO (2017) toma la solicitación extrema como el mayor de los siguientes valores:

- La solicitación debido al tándem de diseño combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño, o
- La solicitación debido a un camión de diseño combinada con la solicitación debido a la carga del carril de diseño, y
- Para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos y para reacción en pilares interiores solamente, 90 por ciento de la solicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15.24m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la solicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 14.52 Tn de cada camión se deberá tomar como 4.27m. Los dos camiones de diseño serán colocados en tramos adyacentes para producir los máximos esfuerzos.

B) Cargas Peatonales (PL)

Se deberá aplicar una carga peatonal de 366.18 kgf/m² en todas las veredas de más 0.60m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño (AASHTO, 2017).

C) Incremento por Carga Dinámica: IM

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán aumentar aplicando los porcentajes especificados en la Tabla 2.3, para incremento por carga dinámica (AASHTO, 2017).

Tabla 2.3

Incremento por Carga Dinámica, IM.

Componente	IM
Juntas del tablero – Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes:	
▪ Estado Límite de Fatiga y Fractura.	15%
▪ Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

D) Fuerza de Frenado: BR

La fuerza de frenado se tomará como la mayor de:

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

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados. Se asumirá que éstas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80m sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar sollicitaciones extremas. Se aplicarán los factores de múltiple presencia (AASHTO, 2017).

2.2.3.3. Factores de Carga y Combinaciones de Carga

La sollicitación mayorada total, según la AASHTO (2017), se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (2.4)$$

donde:

η_i = modificador de cargas

Q_i = carga especificada

γ_i = factores de carga especificados de la Tabla 2.4 y 2.5.

Los componentes y las conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación 2.1 para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorizada como se especifica en los estados límites siguientes:

- A) **Resistencia I:** Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar viento.
- B) **Resistencia II:** Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, ambos sin considerar el viento.
- C) **Resistencia III:** Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad de diseño de la ubicación del puente.
- D) **Resistencia IV:** Combinación de carga que enfatiza los efectos de fuerza de carga muerta en superestructuras de puentes.

- E) Resistencia V:** Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 130km/h.
- F) Evento extremo I:** Combinación de carga incluyendo sismo.
- G) Evento extremo II:** Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.
- H) Servicio I:** Combinación de carga relacionada al uso operativo del puente con viento a 115km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado.
- I) Servicio II:** Combinación de carga considerada para controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debido a la carga viva vehicular.
- J) Servicio III:** Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.
- K) Servicio IV:** Combinación de carga relacionado únicamente con la tensión en columnas de concreto pretensado con el objetivo de controlar las grietas.
- L) Fatiga I:** Combinación de fatiga y carga de fractura relacionada a la vida de fatiga infinita por la carga inducida.
- M) Fatiga II:** Combinación de fatiga y carga de fractura relacionada a la vida de fatiga finita por la carga inducida.

Los factores de carga, para varias cargas que se consideren en una combinación de carga de diseño, serán tomados como los especificados en la Tabla 2.4. Se investigarán todas las posibilidades relevantes de las combinaciones de carga. Para cada combinación de cargas, cada una de las cargas debe ser considerada y que es relevante para el componente que se está diseñando, incluyendo todas las solicitaciones significativas debidas a la distorsión, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple. Los productos se deberán sumar de acuerdo con la ecuación 2.4 y multiplicado por los modificadores de carga especificados (AASHTO, 2017).

Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total. Para cada combinación de carga, serán investigados los máximos positivos y negativos. Los factores de carga para cargas permanentes serán tomados de la Tabla 2.5.

Tabla 2.4

Combinaciones de Carga y Factores de Carga.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.0	0.5/ 1.2	γ_{TG}	γ_{TG}	—	—	—	—	—
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.0	0.5/ 1.2	γ_{TG}	γ_{TG}	—	—	—	—	—
Resistencia III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.0	0.5/ 1.2	γ_{TG}	γ_{TG}	—	—	—	—	—
Resistencia IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p	—	1.00	—	—	1.0	0.5/ 1.2	—	—	—	—	—	—	—
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.0	1.0	0.5/ 1.2	γ_{TG}	γ_{TG}	—	—	—	—	—
Evento Extremo I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.0	—	—	—	1.0	—	—	—	—
Evento Extremo II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.0	—	—	—	—	1.0	1.0	1.0	1.0
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.0	1.0	1.0/ 1.2	γ_{TG}	γ_{TG}	—	—	—	—	—
Servicio II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.0	1.0/ 1.2	—	—	—	—	—	—	—
Servicio III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.0	1.0/ 1.2	γ_{TG}	γ_{TG}	—	—	—	—	—
Servicio IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.0	1.0/ 1.2	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatiga I – Sólo LL, IM y CE	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatiga II – Sólo LL, IM y CE	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

Tabla 2.5Factores de carga para carga permanente, γ_p .

Tipo de carga, tipo de fundación y método utilizado para calcular la fricción negativa	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y accesorios	1.25	0.90
DC: Solamente Resistencia IV	1.50	0.90
DD: Fricción Pilotes, Método Tomlinson α	1.40	0.25
Negativa (downdrag) Pilotes, Método λ	1.05	0.30
Pilotes perforados, Método O'Neill y Reese	1.25	0.35
(1999)		
DW: Superficies de Rodadura y accesorios	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal de tierra		
▪ Activo	1.50	0.90
▪ En reposo	1.35	0.90
▪ AEP para muros anclados	1.35	N/A
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical de tierra		
▪ Estabilidad global	1.00	N/A
▪ Muros de contención y estribos	1.35	1.00
▪ Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
▪ Pórticos rígidos	1.35	0.90
▪ Estructuras flexibles enterradas		
✓ Alcantarillas de cajón metálicas, planchas estructurales con corrugaciones y alcantarillas de fibra de vidrio	1.50	0.90
✓ Alcantarillas termoplásticas	1.30	0.90
✓ Entre otros	1.95	0.90
ES: Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

2.2.3.4. Propiedades de los materiales

2.2.3.4.1. Concreto ligero y normal

A) Resistencia a compresión especificada(f'_c):

No se debería utilizar concretos con resistencias a la compresión menores que 168 kgf/cm² ni mayores de 703kgf/cm² en aplicaciones estructurales. La resistencia a la compresión especificada para concreto y tableros preesforzados no deberá ser menor 280 kgf/cm² (AASHTO, 2017).

La AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications (2017) desarrolló una tabla donde recomiendan las siguientes clases de concreto:

Tabla 2.6*Características de la mezcla de concreto según su clase.*

Clase de concreto	Contenido mínimo de Cemento	Máxima relación agua/cemento	Rango de contenido de aire	Tamaño de agregado grueso según AASHTO M43 (ASTM D448)	Resistencia a la compresión especificada
	kgf/m ³	kg por kg	%	Tamaño nominal(mm)	kgf/cm ²
A	362.5	0.49	-	25.4 a N° 4	281.2
A (AE)	362.5	0.45	6 ± 1.5	25.4 a N° 4	281.2
B	306.7	0.58	-	50.8 a 25.4 y 25.4 a N° 4	168.7
B (AE)	306.7	0.55	5 ± 1.5	50.8 a 25.4 y 25.4 a N° 4	168.7
C	390.4	0.49	-	12.7 a N° 4	281.2
C (AE)	390.4	0.45	7 ± 1.5	12.7 a N° 4	281.2
P	334.6	0.49	-b	25.4 a N° 4 o 19.1 a N° 4	≤ 421.8 b
S	390.4	0.58	-	25.4 a N° 4	-
P (HPC)	-c	0.40	-b	≤ 19.1	≥ 421.8 b
A (HPC)	-c	0.45	-b	-c	≥ 421.8 b

Notas:

b: Como se especifica en los documentos del contrato.

c: Mínimo contenido de cemento y tamaño de agregado grueso para ser seleccionado para cumplir con otros criterios de desempeño especificados en el contrato.

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 2017.

Las clases de concreto según la AASHTO (2017) se tomarán de la siguiente manera:

- Clase A: Se utiliza por lo general para todos los elementos de la estructura, excepto cuando otra clase resulta más adecuada, y específicamente para concreto expuesto al agua salada.
- Clase B: Es utilizado en zapatas, pedestales, fustes de pilotes y muros de gravedad.
- Clase C: Se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas menores de 10 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.

- Clase P: Se utilizan cuando se requieren resistencias superiores a 280 kgf/cm². Para concreto preesforzado se debería considerar limitar el tamaño nominal del agregado a 19.1 mm.
- Clase S: Se utiliza para concreto depositado bajo el agua en ataguías para sellar el ingreso del agua.

B) Coeficiente de expansión térmica:

- Para concreto de peso normal: $1.8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ y
- Para concreto ligero: $9.0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

C) Módulo de Elasticidad:

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para concreto de peso normal con resistencias a la compresión especificadas hasta 1 055 kgf/cm² y concreto ligero hasta 703 kgf/cm², con pesos unitarios entre 1442 kgf/m³ y 2483kgf/m³, se pueden tomar como (AASHTO, 2017):

$$E_c = 120000K_1w_c^2 f'_c{}^{0.33} \quad (2.5)$$

donde:

K_1 = factor de corrección para agregados que será tomado como 1.0 a menos que se determine mediante pruebas físicas, y sea aprobado por el propietario.

w_c = Peso unitario del concreto (klbf/pie³)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del concreto (klbf/pulg²).

Para concretos de peso normal con $w_c=2323$ kgf/m³ y resistencia a la compresión especificada hasta 703 kgf/cm², E_c se puede determinar a partir de lo siguiente:

$$E_c = 33000K_1w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (2.6)$$

$$E_c = 1820\sqrt{f'_c} \quad (2.7)$$

D) Módulo de Poisson:

El módulo de Poisson puede ser asumido como 0.2 para concreto ligero con resistencia a la compresión especificada hasta 703 kgf/cm² y para concreto de peso normal con resistencia a la compresión especificada hasta 1 055 kgf/cm².

E) Módulo de rotura:

El módulo de rotura, f_r , para concreto ligero con resistencia a la compresión especificada hasta 703 kgf/cm² y concreto normal con resistencia a la compresión especificada hasta 1 055 kgf/cm² puede ser tomado como $0.24\lambda\sqrt{f'_c}$ donde, λ es el factor de modificación de densidad del concreto (AASHTO, 2017).

El factor de modificación de densidad del concreto, para concreto de peso normal es igual a 1.

2.2.3.4.2. Acero de refuerzo:

El módulo de elasticidad, E_s , del acero de refuerzo se asumirá como 2 038 902 kgf/cm² para especificaciones mínimas de resistencia a la fluencia hasta 703 kgf/cm².

2.2.3.4.3. Acero de preesfuerzo:

Torones de siete alambres de baja relajación sin recubrimiento o barras de alta resistencia lisas o corrugadas sin recubrimiento, deberán cumplir con cualquiera de los siguientes estándares de materiales, como se especifica para su uso en las Especificaciones de Construcción de Puentes por el método LRFD (2017):

- AASHTO M 203/M 203M (ASTM A416/A416M) o
- AASHTO M 275/M 275M (ASTM A722/A722M)

AASHTO (2017) establecen las siguientes propiedades para el acero de preesfuerzo:

Tabla 2.7

Propiedades del Acero de Preesfuerzo.

Material	Tipo o Grado	Diámetro (pulg)	Esfuerzo de tensión última kgf/cm ² (klb/pulg ²)	Esfuerzo de fluencia
Torón	270 klb/pulg ²	0.375 a 0.6	18983 (270)	90% fpu
Barra	Tipo 1, simple	0.75 a 1.375	10546 (150)	85% fpu
	Tipo 2, deformada	0.625 a 2.5	10546 (150)	80% fpu

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

Si no hay más datos precisos disponibles, el módulo de elasticidad para el acero de preesfuerzo, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar como:

Para Torón: $E_p = 28\,500 \text{ klf/pulg}^2 (2\,003\,748 \text{ kgf/cm}^2)$ y

Para barra: $E_p = 30\,000 \text{ klf/pulg}^2 (2\,109\,209 \text{ kgf/cm}^2)$

2.2.3.5. Requerimientos para el dimensionamiento de puentes

2.2.3.5.1. Viga preesforzada

La investigación se basa en vigas preesforzadas AASHTO I, éstas se predimensionan de acuerdo a la Tabla 2.8, en la cual a partir de la luz del puente (L) y la separación entre vigas (S), ambas en mm, estipula peraltes mínimos.

Tabla 2.8

Peraltes mínimos utilizados tradicionalmente para superestructuras de peralte constante.

Superestructura		Peralte mínimo (incluyendo tablero)	
		Si se utilizan elementos de peralte variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Concreto Armado	Losa con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165mm$
	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas cajón	0.060L	0.055L
	Vigas de estructuras peatonales	0.035L	0.033L
Concreto Pretensado	Losas	$0.030L \geq 165mm$	$0.027L \geq 165mm$
	Vigas cajón coladas in situ	0.045L	0.040L
	Vigas doble T prefabricadas	0.045L	0.040L
	Vigas de estructuras peatonales	0.033L	0.030L
	Vigas cajón adyacentes	0.030L	0.025L
Acero	Peralte total de una viga doble T compuesta	0.040L	0.032L
	Peralte de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0.033L	0.027L
	Cerchas	0.100L	0.100L

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

Con el objetivo de trabajar con medidas estándar, se consideró conveniente emplear las recomendaciones de la PCI Bridge Design Manual (2011):

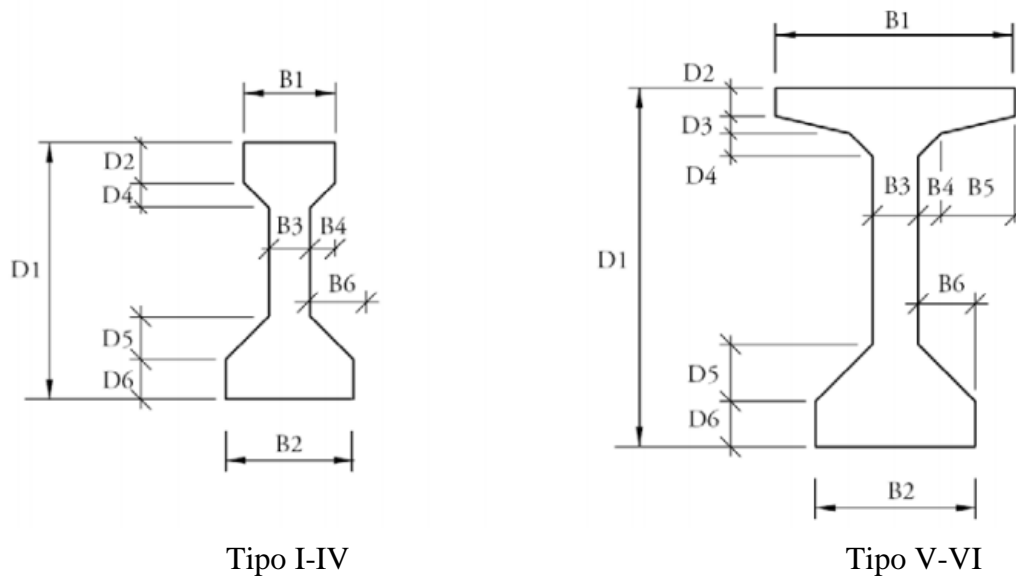


Figura 2.20 Vigas AASHTO I (Adaptado de PCI Bridge Design Manual, 2011).

Tabla 2.9

Dimensiones estándar para Vigas AASHTO I.

Tipo	Dimensiones (cm)											
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	B1	B2	B3	B4	B5	B6
I	71.12	10.16	0	7.62	12.70	12.70	30.48	40.64	15.24	7.62	0	12.70
II	91.44	15.24	0	7.62	15.24	15.24	30.48	45.72	15.24	7.62	0	15.24
III	114.30	17.78	0	11.43	19.05	17.78	40.64	55.88	17.78	11.43	0	19.05
IV	137.16	20.32	0	15.24	22.86	20.32	50.80	66.04	20.32	15.24	0	22.86
V	160.02	12.70	7.62	10.16	25.40	20.32	106.68	71.12	20.32	10.16	33.02	25.40
VI	182.88	12.70	7.62	10.16	25.40	20.32	106.68	71.12	20.32	10.16	33.02	25.40

Fuente: Adaptado de PCI Bridge Design Manual, 2011.

2.2.3.5.2. Peralte mínimo de la losa del tablero:

El peralte de la losa de un tablero de concreto debe cumplir con las siguientes exigencias del código AASHTO (2017):

A) Criterio 1:

Ver Tabla 2.8.

B) Criterio 2:

El peralte de una losa de tablero de concreto debe ser mayor e igual a 17.5cm

C) Criterio 3:

Los espesores mínimos en voladizo para losas de tablero de concreto son:

- | | |
|--|------|
| i) Cuando soportan un sistema de postes en el tablero: | 20cm |
| ii) Para sistema de postes montados lateralmente: | 30cm |
| iii) Cuando soportan parapetos o barreras de concreto: | 20cm |

2.2.3.5.3. Criterios de Deflexión:

En ausencia de otros criterios, se pueden considerar los siguientes límites de deflexión para puentes vehiculares de acero, aluminio y/o concreto.

- Carga vehicular, general.....Longitud/800
- Cargas vehiculares y peatonales.....Longitud/1000
- Carga vehicular sobre voladizos.....Longitud/300
- Cargas vehiculares y peatonales sobre voladizos.....Longitud/375

2.2.3.5.4. Luces horizontales para el tránsito vial:

El ancho del puente no debe ser menor que el ancho de la sección de la carretera de acceso, incluyendo las banquetas o cordones, las cunetas y las aceras. No se debería ubicar ningún objeto sobre o debajo de un puente, a excepción de una barrera de 1.2m del borde de un carril de circulación. La cara interna de la barrera no debería estar a menos de 60cm de la cara del objeto o del borde de un carril de circulación (AASHTO, 2017).

2.2.4. Requerimientos Mínimos para el Concreto Pretensado

2.2.4.1. Fluencia(Creep) y Contracción (Shrinkage)

A) Fluencia (Creep)

La normativa AASHTO (2017) toma el coeficiente de fluencia como:

$$\psi(t, t_i) = 1.9k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} \quad (2.8)$$

en el cual:

$$k_s = 1.45 - 0.13(V/S) \geq 1.0 \quad (2.9)$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008H \quad (2.10)$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_{ci}} \quad (2.11)$$

$$k_{td} = \frac{t}{12 \left(\frac{100 - 4f'_{ci}}{f'_{ci} + 20} \right) + t} \quad (2.12)$$

donde:

H: Promedio anual de humedad relativa del ambiente (%).

k_s : Factor para el efecto de la relación volumen/superficie del componente.

k_f : Factor para el efecto de resistencia del concreto.

k_{hc} , k_{td} : Factor de humedad para contracción y factor del tiempo de desarrollo.

t: Madurez del concreto (días), definido como la edad del concreto entre el momento de la carga para cálculos de fluencia, o al terminar el curado de cálculo de contracción, y el momento que comienza considerando el análisis de los efectos de fluencia o contracción.

t_i : Edad del concreto en el momento de aplicación de carga(días).

V/S: Relación volumen/superficie.

f'_{ci} : Resistencia de diseño a la compresión del concreto al momento del preesfuerzo para miembros pretensados y al momento de la carga inicial para miembros no pretensados. Si la edad del concreto al momento de la carga inicial no se conoce, f'_{ci} se puede tomar como $0.80f'_c$.

B) Contracción, Shrinkage:

La deformación debido a la contracción, e_{sh} , en el tiempo, t, se deberá tomar como:

$$e_{sh} = k_s k_{hs} k_f k_{td} 0.48 \times 10^{-3} \quad (2.13)$$

en el cual:

$$k_{hs} = 2.00 - 0.014H \quad (2.14)$$

donde:

Si el concreto es expuesto al secado antes de los 5 días de curado transcurridos, la contracción determinada en la Ec. 2.13 se deberá incrementar en 20%.

2.2.4.2. Pérdidas de Preesfuerzo:

Las pérdidas totales de preesfuerzo contempladas en la AASHTO (2017) son:

A) Para miembros pretensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (2.15)$$

B) Para miembros postensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (2.16)$$

donde:

Δf_{pT} =Pérdida total.

Δf_{pF} =Pérdida por fricción.

Δf_{pA} =Pérdidas por anclaje.

Δf_{pES} =Suma de todas las pérdidas o ganancias por acortamiento o extensión elástica en el momento de aplicación del pretensado y/o cargas externas.

Δf_{pLT} = Pérdidas debida a la contracción a largo plazo, fluencia del concreto, y relajación del acero.

2.2.4.3. Pérdidas Instantáneas:

A) Acuñaamiento en los anclajes:

La magnitud del acuñaamiento de los anclajes será el valor mayor entre la requerida para controlar la tensión en el acero de pretensado en el momento de la transferencia o la recomendada por el fabricante de los anclajes. La magnitud del acuñaamiento supuesta para el diseño y utilizada para calcular la pérdida deberá ser indicada en la documentación técnica y verificada durante la construcción (AASHTO, 2017).

B) Fricción:

Para los tendones de pretensado deformados se deberán considerar las pérdidas que pueden ocurrir en los dispositivos de fijación.

C) Acortamiento Elástico, Δf_{pES} :

Las pérdidas de acortamiento elástico según en miembros pretensados se tomarán como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} f_{cgp} \quad (2.17)$$

donde:

f_{cgp} : Esfuerzo del concreto en el C.G. de los tendones pretensados debido a la fuerza de pretensado inmediatamente después de la transferencia y el peso propio del miembro en la sección de máximo momento.

E_p : Módulo de elasticidad del acero pretensado

E_{ct} : Módulo de elasticidad del concreto en la transferencia o en el momento de aplicación de carga.

Alternativamente la pérdida de acortamiento elástico en miembros pretensados se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_g A_g}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}} \quad (2.18)$$

donde:

A_{ps} : Área de acero pretensado.

A_g : Área gruesa de la sección.

E_{ci} : Módulo de elasticidad del concreto en la transferencia.

E_p : Módulo de elasticidad del acero pretensado.

e_m : Excentricidad promedio del acero pretensado en el centro del tramo.

f_{pbt} : Esfuerzo en acero pretensado antes de la transferencia.

I_g : Momento de inercia de la sección de concreto gruesa alrededor del eje centroidal, sin considerar el refuerzo.

M_g : Momento en el centro del tramo debido al peso propio del miembro.

2.2.4.4. Pérdidas dependientes del tiempo o a largo plazo

La AASHTO (2017) contemplan 2 métodos:

A) Método Aproximado.

B) Método Refinado.

2.2.4.4.1 Estimación aproximada de las pérdidas a largo plazo

Las pérdidas a largo plazo, Δf_{pLT} , debido a la fluencia y contracción del concreto, y relajación del acero será estimado usando la siguiente fórmula:

$$\Delta f_{pLT} = 10 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad (2.19)$$

donde:

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H \quad (2.20)$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f'_{ci})} \quad (2.21)$$

donde:

f_{pi} : Esfuerzo del acero de preesfuerzo inmediatamente antes de la transferencia.

γ_h : Factor de corrección para la humedad relativa del ambiente.

γ_{st} : Factor de corrección para la resistencia del concreto especificada durante la transferencia del preesfuerzo al miembro del concreto.

Δf_{pR} : Pérdida por relajación, se debe tomar como 168 kgf/cm² para torones de baja relajación.

2.2.4.4.2. Estimación refinada de las pérdidas a largo plazo

Los cambios en esfuerzo del acero pretensado son debido a las pérdidas dependientes del tiempo, Δf_{pLT} , se determinará de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df} \quad (2.22)$$

donde:

Δf_{pSR} : Pérdidas de pretensado debido a la contracción de la viga de concreto entre la colocación y transferencia de la losa.

Δf_{pCR} : Pérdida de pretensado debido a la fluencia de la viga de concreto entre la colocación y transferencia de la losa.

Δf_{pR1} : Pérdida de pretensado debido a la relajación de los torones pretensados entre el momento de colocación y transferencia de la losa.

Δf_{pR2} : Pérdida de pretensado debido a la relajación de los torones pretensados en sección compuesta entre el momento de colocación de la losa y el momento final.

Δf_{pSD} : Pérdidas de pretensado debido a la contracción de la viga de concreto entre el momento de colocación de la losa y el momento final.

Δf_{pCD} : Pérdida de pretensado debido a la fluencia de la viga de concreto entre el momento de colocación de la losa y el momento final.

Δf_{pSS} : Ganancia de pretensado debido a la contracción de la sección compuesta de la losa.

$(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id}$: Suma de pérdidas de pretensado dependientes del tiempo entre la transferencia y la colocación de la losa.

$(\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$: Suma de pérdidas de pretensado dependientes del tiempo después de la colocación de la losa.

A) Pérdidas desde la transferencia hasta la colocación de la losa del tablero.

A.1. Contracción de viga de concreto, Shrinkage, Δf_{pSR} .

Las pérdidas de pretensado debido a la contracción de la viga de concreto entre el momento de transferencia y colocación de la losa, Δf_{pSR} se determinarán como:

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_p K_{id} \quad (2.23)$$

donde:

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left(1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g} \right) [1 + 0.7 \psi(t_f, t_i)]} \quad (2.24)$$

donde:

ε_{bid} : Deformación por contracción del concreto de la viga desde la transferencia hasta la colocación de la losa del tablero (Ec. 2.13)

E_p : Módulo de elasticidad del acero pretensado.

K_{id} : Coeficiente de sección transformada que cuenta por interacción dependiente del tiempo entre el concreto y el acero en el inicio de la sección considerada para un periodo de tiempo entre la transferencia y la colocación de la losa.

e_{pg} : Excentricidad de la fuerza de pretensado con respecto al centroide de la viga.

$\Psi_b(t_f, t_i)$: Coeficiente de fluencia de la viga al final de tiempo debido a la introducción de cargas en la transferencia (Ec. 2.8)

t_f : Edad final.

t_i : Edad del concreto en el tiempo de transferencia

A.2. Fluencia de viga de concreto, Creep, Δf_{pCR} .

La pérdida de pretensado debido a la fluencia de concreto en vigas entre el tiempo de transferencia y la colocación de la losa, Δf_{pCR} , se determinará como:

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \psi_b(t_d, t_i) K_{id} \quad (2.25)$$

donde:

$\Psi_b(t_f, t_i)$: Coeficiente de fluencia de la viga en el momento de colocación de la losa debido a la introducción de cargas en la transferencia (Ec. 2.8).

t_d : Edad de la losa colocada.

A.3. Relajación de torones de preesfuerzo, Δf_{pR1} .

La pérdida de pretensado debido a la relajación de los torones de pretensado entre el tiempo de transferencia y la colocación de la losa, Δf_{pR1} , se determinará:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L} \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (2.26)$$

donde:

f_{pt} : Esfuerzo en torones pretensados inmediatamente después de la transferencia, tomado no menos de $0.55f_{py}$ (Tabla 2.10).

K_L : factor que cuenta el tipo de acero tomado como 30 para torones de baja relajación y 7 para otros aceros pretensados.

Las pérdidas de relajación, Δf_{pR1} , se pueden asumir igual a 84kgf/cm^2 para torones de baja relajación.

B) Pérdidas desde la colocación de la losa del tablero hasta el momento final.

B.1. Contracción de viga de concreto, Shrinkage, Δf_{pSD} .

La pérdida de pretensado debido a la contracción de la viga de concreto entre el tiempo de colocación de la losa en el momento final, Δf_{pSD} , se determinará como:

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df} \quad (2.27)$$

en el cual:

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_c} \left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) \left[1 + 0.7\psi_b(t_f, t_i) \right]} \quad (2.28)$$

donde:

ε_{bdf} : Esfuerzo de contracción de las vigas desde la colocación de la losa del tablero hasta el momento final.

K_{df} : Coeficiente de sección transformada que cuenta la interacción dependiente del tiempo entre el concreto y el acero en la sección de inicio considerado para un periodo de tiempo entre lo colocación de la losa y el momento final.

e_{pc} : Excentricidad de la fuerza de pretensado con respecto al centroide de la sección compuesta.

A_c : Área de la sección calculada usando las propiedades de la sección compuesta gruesa de las vigas y la losa y la relación modular de losa-viga.

I_c : Momento de inercia de la sección calculada usando las propiedades de la sección compuesta gruesa de la viga y la losa y la relación modular en el servicio de losa-viga.

B.2. Fluencia de viga de concreto, Creep, Δf_{pCD} .

El cambio en el pretensado (pérdida es positivo, ganancia es negativa) debido a la fluencia del concreto de la viga entre el tiempo de colocación de la losa y el tiempo final, Δf_{pCD} , se determinará como:

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} [\Psi_b(t_f, t_i) - \Psi_b(t_d, t_i)] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} \Psi_b(t_f, t_d) K_{df} \quad (2.29)$$

donde:

Δf_{cd} : Variación de esfuerzo en el concreto en el centroide del torón de preesfuerzo debido a las pérdidas de largo plazo entre la transferencia y la colocación del tablero, combinado con el peso del tablero y las cargas impuestas.

$\Psi_b(t_f, t_d)$: Coeficiente de fluencia de la viga en el tiempo final, debido a la carga durante la colocación del tablero.

B.3. Relajación de torones de preesfuerzo, Δf_{pR2} .

Las pérdidas de pretensado debido a la relajación de los torones de preesforzado en sección compuesta entre el tiempo de colocación del tablero de la losa y el momento final, Δf_{pR2} , se determina como:

$$\Delta f_{pR1} = \Delta f_{pR2} \quad (2.30)$$

B.4. Contracción de losa de concreto, Shrinkage, Δf_{pSS} .

La ganancia debido a la contracción del tablero en la sección compuesta, Δf_{pSS} , se determinará:

$$\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cdf} K_{df} [1 + 0.7 \Psi_b(t_f, t_i)] \quad (2.31)$$

en el cual:

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf} A_d E_{c \text{ deck}}}{[1 + 0.7 \Psi(t_f, t_d)]} \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_{pc} e_d}{I_c} \right) \quad (2.32)$$

donde:

Δf_{cdf} : Variación de esfuerzo en el concreto en el centroide del torón de preesfuerzo debido a la contracción de la losa del tablero de concreto.

ε_{ddf} : Deformación por contracción del tablero de concreto entre el tiempo de colocación y el tiempo final (Ec. 2.13)

A_d : Área de la losa del tablero de concreto.

$E_{c \text{ deck}}$: Módulo de elasticidad de la losa del tablero de concreto.

e_d : Excentricidad del tablero con respecto a la sección compuesta.

$\Psi_b(t_f, t_d)$: Coeficiente de fluencia del concreto del tablero para el tiempo final, debido a la carga aplicada rápidamente tras la colocación del tablero, es decir, pavimentos, barreras, etc.

2.2.4.5. Esfuerzos Límites

2.2.4.5.1. Para el acero de preesfuerzo

Tabla 2.10

Esfuerzos límites para el acero de preesfuerzo.

Condición	Tipo de Tendón		
	Barras rectas de alta resistencia	Torones de baja relajación	Barras deformadas de alta resistencia
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia (f_{pbt})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	-
En el estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Postensado			
Antes del anclaje, se puede permitir f_{pbt} a corto plazo	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acople de los anclajes.	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En otro lugar a lo largo de la longitud del miembro lejos de los anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acople del anclaje	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En el estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

2.2.4.5.2. Esfuerzo límite para el concreto.

A) Para esfuerzos antes de las pérdidas

- Esfuerzo de compresión:

El esfuerzo límite de compresión para miembros de concreto pretensado y postensado, incluyendo los puentes segmentales, será de $0.65 f'_{ci}$.

$$\Delta f_{\text{lim comp}} = 0.65 f'_{ci} \quad (2.33)$$

- Esfuerzo de tracción:

Para esfuerzos de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la Tabla 2.11.

Tabla 2.11

Esfuerzos límites de tracción en el concreto preesforzado antes de las pérdidas.

Tipo de puente	Ubicación	Esfuerzo Límite
Cualquier puente, excepto los del tipo segmental	▪ En zonas de tracción precomprimidas sin acero preesforzado adherido al concreto.	N/A
	▪ En otras áreas que no sean de tracción precomprimidas sin acero preesforzado adherido al concreto.	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ $\leq 14.06 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
	▪ En zonas con refuerzo adherido (barras ordinarias o acero para pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no agrietada, donde el refuerzo es proporcionado usando una tensión admisible del acero de $0.5f_y$, que no exceda 2109.21 kgf/cm^2 .	$0.24\lambda\sqrt{f'_{ci}}$
	▪ Para tensiones de manejo en pilas preesforzadas.	$0.158\lambda\sqrt{f'_{ci}}$
Puentes segmentales	Esfuerzos longitudinales a través de las juntas en la zona de tracción precomprimida.	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}}$
	▪ Juntas con acero auxiliar de refuerzo mínimo adherido a través de las juntas, el cual es suficiente para resistir la fuerza de tracción calculada con una tensión de $0.5f_y$ en tendones internos o externos.	Sin tracción.
	▪ Juntas sin refuerzo auxiliar mínimo adherido.	

Tipo de puente	Ubicación	Esfuerzo Límite
	Esfuerzos transversales.	
	<ul style="list-style-type: none"> Para cualquier tipo de junta 	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}}$
Puentes segmentales	Esfuerzos en otras áreas.	
	<ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin refuerzo adherido no preesforzado. En áreas con refuerzo adherido (barras de refuerzo o acero de preesfuerzo) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no agrietada, donde el refuerzo es proporcionado con una tensión de $0.5f_y$, que no exceda 2109.21 kgf/cm^2. 	Sin tracción. $0.19\lambda\sqrt{f'_{ci}}$

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

B) Para esfuerzos en el estado límite de servicio después de las pérdidas

- Esfuerzo de compresión:

La compresión se deberá investigar utilizando la combinación de cargas para el estado límite de Servicio I especificada en la Tabla 2.4. Se aplicarán los límites de la Tabla 2.12.

Tabla 2.12

Esfuerzos límites de compresión en el concreto preesforzado en el estado límite de servicio después de las pérdidas.

Ubicación	Esfuerzo Límite
<ul style="list-style-type: none"> Debido a la suma del pretensado efectivo y cargas permanentes. 	$0.45f'_c$
<ul style="list-style-type: none"> Debido a la suma del pretensado efectivo, cargas permanentes, y cargas transitorias así como, las ocurridas durante el manejo y transporte. 	$0.60\phi_w f'_c$

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

- Esfuerzo de tracción:

Para las combinaciones de cargas de servicio que involucran cargas de tráfico, las tensiones de tracción en los elementos que tienen torones de pretensado adherentes o no adherentes se deberían investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III especificada en la Tabla 2.4. Se aplicarán los límites de la Tabla 2.13.

Tabla 2.13

Esfuerzos límites de tracción en el concreto preesforzado en el estado límite de servicio después de las pérdidas.

Tipo de Puente	Ubicación	Esfuerzo Límite
Cualquier puente, excepto los del tipo segmental. Estos límites pueden ser usados para concreto normal con resistencia a la compresión hasta 1 054.60 kgf/cm ² y concreto ligero hasta 703.07 kgf/cm ²	Tracción en la zona de tracción precomprimada, suponiendo secciones no fisuradas.	$0.19\lambda\sqrt{f'_c}$
	*Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente.	$\leq 42.18 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
	*Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas.	$0.0948\lambda\sqrt{f'_c}$
	*Para elementos con tendones de pretensado no adherentes.	$\leq 21.09 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Sin tracción.
Puentes segmentales. Estos límites pueden ser usados para concreto normal con resistencia a la compresión hasta 1 054.60 kgf/cm ² y concreto ligero hasta 703.07 kgf/cm ²	Esfuerzos longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimada.	
	*Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de 0.5f _y ; con tendones internos o tendones externos.	$0.0948\lambda\sqrt{f'_c}$ $\leq 21.09 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
	*Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones.	Sin tracción.
	Esfuerzos transversales.	$0.0948\lambda\sqrt{f'_c}$
	Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimada.	$\leq 21.09 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
	Esfuerzos en otras áreas.	
	*Para áreas sin refuerzo adherente.	Sin tracción.
	*En áreas con refuerzo adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando el refuerzo se dimensiona utilizando una tracción de 0.5f _y , que no exceda 2109.21 kgf/cm ² .	$0.19\lambda\sqrt{f'_c}$

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

2.2.4.6. Diseño por Flexión

El diseño por flexión de acuerdo a la normativa AASHTO (2017) debe satisfacer los siguientes requerimientos:

2.2.4.6.1. Esfuerzos en acero preesforzado a la Resistencia Nominal a la Flexión.

Para miembros con torones adheridos con secciones rectangulares o alas solicitadas a flexión respecto de un eje donde la distribución de esfuerzos aproximado es rectangular y para las cuales f_{pe} es mayor e igual que $0.5f_{pu}$, el esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo, f_{ps} , se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (2.34)$$

para la cual:

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (2.35)$$

Para comportamiento de sección T:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (2.36)$$

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (2.37)$$

donde:

A_{ps} : Área de acero de preesfuerzo.

f_{pu} : Resistencia a la tracción especificado del acero de preesfuerzo.

f_{py} : Resistencia a la cedencia del acero de preesfuerzo.

A_s : Área de refuerzo en tracción no preesforzado.

A'_s : Área de refuerzo en compresión.

f'_s : Esfuerzo en el refuerzo a compresión no preesforzado a la resistencia nominal a la flexión.

b : Ancho de la cara a compresión del miembro.

b_w : Ancho de alma o diámetro de una sección circular.

h_f : Peralte del ala en compresión.

d_p : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la fuerza de preesforzado.

c: Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

α_1 : Factor de bloque de esfuerzos.

β_1 : Factor de bloque de esfuerzos.

Distribución rectangular de Esfuerzos.

La relación natural entre el esfuerzo y la deformación del concreto se puede considerar satisfecha por un bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión de $\alpha_1 f'_c$ en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra extrema en compresión. La distancia c se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro. El factor de bloque de esfuerzos α_1 , se tomará como 0.85 para diseño de concreto de resistencias a la compresión que no superen 703 kgf/cm^2 . Para diseño de concreto con resistencias a la compresión que superen 703 kgf/cm^2 , α_1 , será reducido a una tasa de 0.02 por cada 70 kgf/cm^2 de resistencia en exceso de 703 kgf/cm^2 , además α_1 , no será menor que 0.75.

El factor de bloque de esfuerzos β_1 se deberá tomar como 0.85 para diseño de concreto de resistencias a la compresión que no superen 280 kgf/cm^2 . Para diseño de concreto con resistencias a la compresión que superen 280 kgf/cm^2 , β_1 , será reducido a una tasa de 0.05 por cada 70 kgf/cm^2 de resistencia en exceso de 280 kgf/cm^2 , además β_1 , no será menor que 0.65.

2.2.4.6.2. Momento Resistente:

La resistencia a la flexión factorizada, M_r , será tomado como:

$$M_r = \phi M_n \quad (2.38)$$

donde:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (2.39)$$

M_n : Resistencia nominal a la flexión.

ϕ : Factor de resistencia (Tabla 2.14)

A_{ps} : Área de acero de preesfuerzo.

f_{ps} : Esfuerzo promedio en acero de preesfuerzo.

d_p : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la fuerza de preesforzado.

A_s : Área de refuerzo en tracción no preesforzado.

f_s : Esfuerzo en el refuerzo a tracción no preesforzado a la resistencia nominal a la flexión.

d_s : Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tracción no preesforzado.

A'_s : Área de refuerzo en compresión.

f'_s : Esfuerzo en el refuerzo a compresión no preesforzado a la resistencia nominal a la flexión.

d'_s : Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en compresión.

f'_c : Resistencia del concreto a la compresión especificada.

α_1 : Factor de bloque de esfuerzos.

b : Ancho de la cara a compresión del miembro.

b_w : Ancho de alma o diámetro de una sección circular.

β_1 : Factor de bloque de esfuerzos.

h_f : Peralte del ala en compresión.

a : $\beta_1 c$, peralte del bloque de esfuerzos equivalentes.

Los factores de resistencia se precisan a continuación:

Tabla 2.14

Factores de resistencia.

Descripción	Factor de resistencia, ϕ
Para secciones de concreto armado controladas a tracción.	
▪ Concreto normal	0.90
▪ Concreto ligero	0.90
Para secciones de concreto preesforzado controladas a tracción con tendones o torones adheridos.	
▪ Concreto normal	1.00
▪ Concreto ligero	1.00
Para secciones de concreto postensado controladas a tracción con tendones o torones no adheridos.	
▪ Concreto normal	0.90
▪ Concreto ligero	0.90
Para corte y torsión en secciones de concreto armado.	
▪ Concreto normal	0.90
▪ Concreto ligero	0.90

Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

2.2.4.6.3. Momento último:

El momento último será calculado de acuerdo con el Estado Límite de Resistencia, dentro de la cual tenemos las siguientes combinaciones:

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75(M_{BR} + M_{PL} + M_{LL}) \quad (2.40)$$

$$M_u = 1.25M_{DC} + 0.65M_{DW} + 1.75(M_{BR} + M_{PL} + M_{LL}) \quad (2.41)$$

$$M_u = 0.90M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75(M_{BR} + M_{PL} + M_{LL}) \quad (2.42)$$

$$M_u = 0.90M_{DC} + 0.65M_{DW} + 1.75(M_{BR} + M_{PL} + M_{LL}) \quad (2.43)$$

De las expresiones anteriores seleccionamos la que mayor demanda genera, y la comparamos con el momento resistente, de tal manera que:

$$M_u < M_r \quad (2.44)$$

2.2.4.6.4. Reforzamiento mínimo:

En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre:

- 1.33 veces el momento factorizado requerido por la combinación de carga de resistencia.

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad (2.45)$$

Para el caso de losas de concreto armado, la expresión se reduce a:

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r) S_c \right] \quad (2.46)$$

donde:

M_{cr} : Momento de agrietamiento.

f_r : Módulo de rotura del concreto.

f_{cpe} : Esfuerzo de compresión en el concreto debido a las fuerzas de pretensado efectivo (después de todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección, donde los esfuerzos de tracción son causados por cargas aplicadas externamente.

M_{dnc} : Momento total no factorizado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta.

S_c : Módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas externas aplicadas provocan un esfuerzo de tracción.

S_{nc} : Módulo de sección para la fibra extrema de la sección no compuesta o monolítica en la cual las cargas externas aplicadas provocan un esfuerzo de tracción.

Los siguientes factores se usarán para tomar en cuenta la variación en la resistencia del concreto, variabilidad del preesfuerzo, y la relación del esfuerzo de cedencia nominal y el refuerzo último:

γ_1 : Factor de variabilidad del momento de agrietamiento.

- 1.2 para estructuras segmentales prefabricadas.
- 1.6 para todas las demás estructuras de concreto.

γ_2 : Factor de variabilidad de preesfuerzo.

- 1.1 para torones adheridos.
- 1.0 para torones no adheridos.

γ_3 : Relación entre la resistencia a la cedencia mínima especificada y la resistencia a la tracción última del refuerzo no preesforzado.

- 0.67 para AASHTO M31, refuerzo Grado 60.
- 0.75 para AASHTO M31, refuerzo Grado 75.
- 0.76 para AASHTO M31, refuerzo Grado 80.
- 0.75 para A706, refuerzo Grado 60.
- 0.80 para A706, refuerzo Grado 80.
- 0.67 para AASHTO M334, refuerzo Grado 100.

Para acero de preesfuerzo se tomará como 1.

2.2.4.7. Diseño por Corte

El diseño por corte de acuerdo a la normativa AASHTO (2017) debe satisfacer los siguientes requerimientos:

2.2.4.7.1. Esfuerzo de corte en el concreto:

El esfuerzo de corte en el concreto se determinará como:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (2.47)$$

donde:

ϕ : Factor de resistencia para corte (Tabla 2.14).

b_v : Ancho efectivo del alma tomado como el mínimo ancho del alma, medido paralelo al eje neutro, entre las resultantes de la fuerza a compresión y tensión debido a flexión.

d_v : Peralte efectivo de corte tomado como la distancia, medido perpendicular al eje neutro, entre la resultante de fuerzas a compresión y tensión debido a flexión, no necesita ser tomado para ser menor que el mayor de $0.9d_c$ o $0.72h$.

d_c : Distancia desde la fibra extrema en compresión de la sección compuesta hasta el centro de gravedad del acero a flexión.

2.2.4.7.2. Resistencia nominal al corte:

La resistencia nominal al corte, V_n , se determinará como el menor de las siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (2.48)$$

$$V_n = 0.25 f_c b_v d_v + V_p \quad (2.49)$$

en la cual:

$$V_c = 0.0316 \beta \lambda \sqrt{f_c} b_v d_v \quad (2.50)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (2.51)$$

donde:

Θ : Ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión diagonal determinado según ítem 2.2.4.7.3.

b_v : Ancho efectivo del alma tomado como el mínimo ancho del alma dentro del peralte d_v .

d_v : Peralte efectivo de corte.

s : Espaciamiento de refuerzo transversal medido en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

β : Factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente para transmitir la tracción y corte.

A_v : Área de refuerzo transversal dentro de la distancia, s .

V_p : Componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte.

λ : Factor de modificación de densidad del concreto.

α : Ángulo de inclinación del refuerzo transversal al eje longitudinal.

2.2.4.7.3. Procedimiento para determinar los parámetros de resistencia de corte β y Θ .

Empleando el procedimiento general, tenemos:

- Para sección que poseen la cantidad de refuerzo transversal mínimo especificado en el ítem 2.2.4.7.6., el valor de β se puede determinar como:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \quad (2.52)$$

- Cuando la sección no posee la cantidad de refuerzo transversal mínimo, el valor de β se puede determinar como:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + s_{xe})} \quad (2.53)$$

El valor de Θ en ambos casos se puede determinar como:

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (2.54)$$

Además, ε_s es igual a:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (2.55)$$

donde:

A_{ps} : Área de acero de preesfuerzo en el lado de tracción en flexión del miembro.

A_s : Área de refuerzo en tracción no pretensado.

V_u : Fuerza de corte factorizado.

f_{po} : Parámetro tomado como el módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo multiplicado por la diferencia relacionada con la deformación unitaria asociada a la tensión en los tendones y el concreto que lo rodea. Para niveles usuales de preesfuerzo puede tomarse como un 70% de f_{pu} , tanto para miembros pretensados como para miembros postensados.

N_u : Fuerza axial factorizada, tomada como positiva si está en tracción y negativa en compresión.

$|M_u|$: Valor absoluto del momento factorizado en la sección, no mayor que $|V_u - V_p| d_v$

El parámetro de espaciamiento de grieta, es influenciado por el tamaño del agregado, s_{xe} , será determinado por:

$$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \quad (2.56)$$

En el cual:

$$30.48cm \leq s_{xe} \leq 203.2cm$$

donde:

a_g : Tamaño máximo del agregado.

s_x : Parámetro de espaciamiento de grieta, tomado como el menor valor entre d_v o la máxima distancia entre capas de armadura longitudinal para limitar la fisuración, siendo el área de la armadura en cada capa no menor que $0.003b_v s_x$.

2.2.4.7.4. Cortante resistente, V_r :

La resistencia al corte factorizado, V_r , será tomado como:

$$V_r = \phi V_n \quad (2.57)$$

donde:

V_n : Resistencia nominal al corte.

2.2.4.7.5. Requerimiento de refuerzo transversal:

A excepción de losas, cimientos y alcantarillas, se proveerá refuerzo transversal donde:

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p) \quad (2.58)$$

donde:

V_c : Resistencia nominal al corte del concreto.

V_p : Componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte.

2.2.4.7.6. Reforzamiento mínimo transversal:

El área de acero debe satisfacer:

$$A_v \geq 0.0316\lambda\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (2.59)$$

donde:

A_v : Área de refuerzo transversal dentro de la distancia, s .

b_v : Ancho de alma ajustado por la presencia de ductos.

s : Espaciamiento de refuerzo transversal.

f_y : Resistencia a la cedencia del refuerzo transversal $\leq 7\ 030\ \text{kgf/cm}^2$.

λ : Factor de modificación de densidad del concreto.

2.2.4.7.7. Máximo espaciamiento del refuerzo transversal:

El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder el máximo espaciamiento permitido, $s_{m\acute{a}x}$, determinado como:

- Si $v_u < 0.125f'_c$, entonces

$$s_{m\acute{a}x} = 0.8d_v \leq 60.96\text{cm} \quad (2.60)$$

- Si $v_u \geq 0.125f'_c$, entonces

$$s_{m\acute{a}x} = 0.4d_v \leq 30.48\text{cm} \quad (2.61)$$

donde:

V_u : Esfuerzo de corte calculado según el ítem 2.2.4.7.1.

d_v : Peralte efectivo de corte.

2.2.4.8. Reforzamiento Longitudinal:

En todas las secciones la capacidad de tracción de la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión se deberá dimensionar de manera que satisfaga la siguiente condición:

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5V_s \right) \text{Cot}\theta \quad (2.62)$$

donde:

V_s : resistencia al corte proporcionado por la armadura transversal en la sección, V_s nunca se deberá tomar mayor que V_u/ϕ .

ϕ_f , ϕ_v , ϕ_c : Factores de resistencia para momento, corte y axial.

2.2.5. Lecciones y avances que dejaron los terremotos en la Ingeniería de Puentes

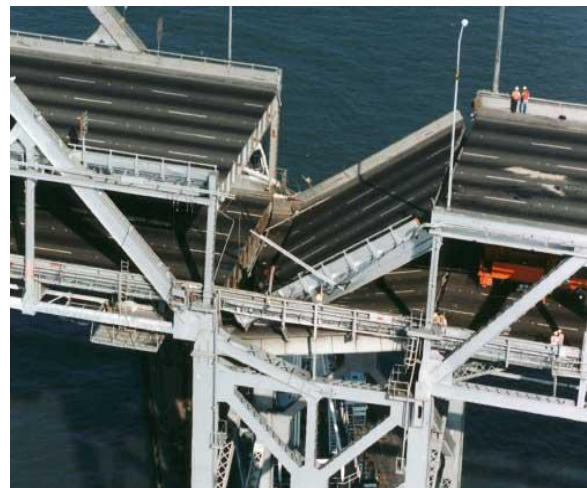
LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (FHWA, 2014) presenta 4 daños típicos en puentes que se manifestaron en los terremotos de Estados Unidos, Japón, Taiwán y Chile; entre ellos:

- Desacople de tramo debido a longitudes de soporte insuficientes (Figura 2.21).
- Colapso o daño de superestructura debido a trayectorias de carga inadecuada (por ejemplo, topes sísmicos y vigas transversales deficientes, rigideces de las pilas desbalanceadas) (Figura 2.22)
- Falla de columna en flexión y corte debido a un detallado inadecuado para la ductilidad (Figura 2.23)
- Daño estructural debido a falla del suelo, licuefacción, y ruptura de falla (Figura 2.24).

Ejemplos de estos daños se evidencian en las siguientes imágenes:



(a) Río Showa, Niigata, 1964.



(b) Puente de la bahía de San Francisco, Loma Prieta, 1989.



(c) Vespucio-Lo Echevers, Chile, 2010.



(d) Elevado I-5, San Francisco, 1971.

Figura 2.21 Ejemplos de desacople de tramo debido a longitudes de soporte insuficientes.



(a) Elevado I-5/SR 14 Northridge, 1994.



(b) Puente Capitol Arch, Nisqually, 2001.



(c) Kobe, 1995.



(d) Vespucio- Lo Echevers, Chile, 2010.

Figura 2.22 Ejemplos de daños en superestructuras debido a trayectorias de carga inadecuada.



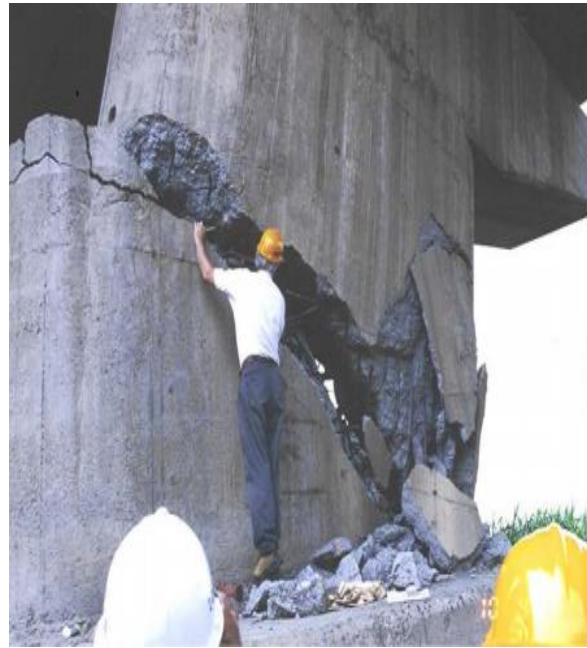
(a) San Fernando, 1971.



(b) San Fernando, 1971.



(c) Viaducto Cypress, Loma Prieta, 1989.



(d) Puente Wu Shi, Chi Chi, Taiwán, 1991.

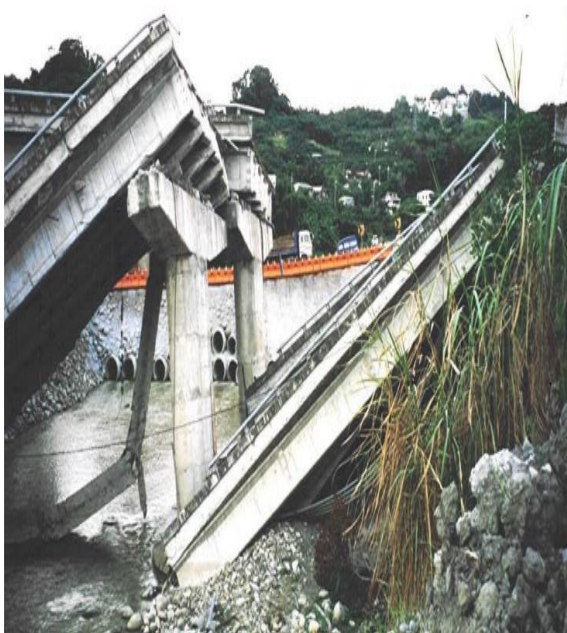
Figura 2.23 Ejemplos de daños en columnas y pilas debido a la ausencia de un detallado dúctil.



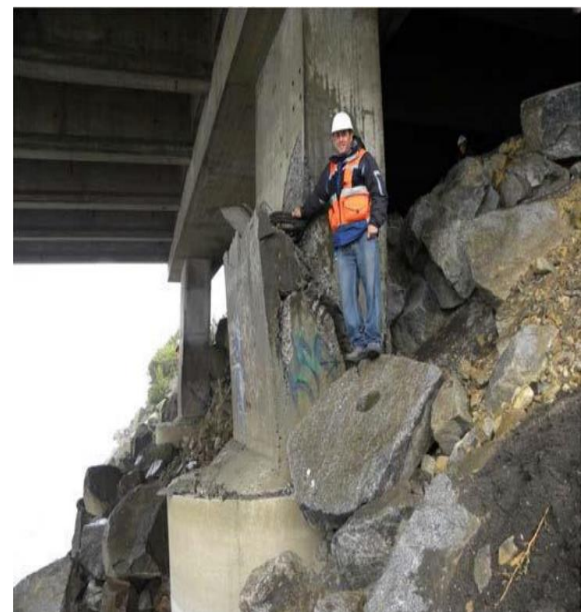
(a) Struve Slough, Loma Prieta, 1989.



(b) Chi Chi, Taiwán, 1991.



(c) Chi Chi, Taiwán, 1991.



(d) Puente Juan Pablo II, Chile, 2010.

Figura 2.24 Ejemplos de daños estructural debido a la falla del suelo.

Estos terremotos generaron grandes avances en la Ingeniería de Puentes, tal como se aprecia a en la siguiente Tabla:

Tabla 2.15

Lecciones y avances que dejaron los terremotos.

Año	Terremoto	Lecciones principales	Importantes avances
1964	Prince William Sound, AK	Falla del suelo debido a licuefacción, tramo sin apoyo.	Susceptibilidad del sitio a la licuefacción, longitudes de soporte mayores.
1964	Niigata, Japón	Falla del suelo debido a licuefacción, tramo sin apoyo.	Susceptibilidad del sitio a la licuefacción, longitudes de soporte mayores.
1971	San Fernando, CA	Fallo en la columna, tramo sin apoyo.	Diseño por capacidad, longitudes de soporte mayores
1989	Loma Prieta, CA	Detalles no dúctiles en estructuras antiguas, tramo sin apoyo, efectos de amplificación del suelo	Limitadores, encamisado de columnas, caja de herramientas extensa de medidas de rehabilitación, evaluación de factores de amplificación de sitio.
1994	Northridge, CA	Distribución desfavorable de la carga en pilas con rigidez desequilibrada, desmontaje en puentes sesgados, fallas en las columnas ensanchadas, daños en marcos en superestructuras de vigas de placas de acero.	Equilibrar las rigideces del pilar en estructuras continuas de varios tramos, longitudes de soporte mayores, nuevos detalles para columnas ensanchadas, diseño explícito de la trayectoria de carga en superestructuras de vigas de placa, diseño basado en desplazamiento.
1995	Kobe, Japón	Daños a la superestructura acero y soportes, respuesta no dúctil de columnas de concreto.	Aumento de las fuerzas de conexión mínimas, prueba a gran escala de columnas de puentes diseñadas por Japón en mesa vibratoria E-defense en Kobe.
2001	Nisqually, WA	Licuefacción, daño en vigas transversales en superestructuras de vigas de placa de acero.	Mejoramiento del suelo, estimación de flujos laterales debido a licuefacción, vigas transversales dúctiles para puentes de vigas de placas.
2008	Wenchuan, China	Disminución de la capacidad de asentamiento y daños en el estribo debido a desprendimientos de rocas, desvinculación de vigas curvas.	Estabilizar los taludes de roca adyacentes, diseño explícito de la trayectoria de carga en superestructuras de puentes curvos; longitudes de soporte mayores.
2010	Maule Chile	Desvinculación del apoyo debido a topes sísmicos inadecuados, rotación en tramos inclinados y no inclinados, asentamiento de la columna inducida por licuefacción y fallas de corte, socavación inducida por el tsunami y daños en la columna.	Diseño explícito de la ruta de carga en todas las superestructuras del puente, incluidos diafragmas y conexiones, ancho de soporte mayores para puentes sesgados, mejora de suelos licuables bajo fundaciones de puentes para minimizar el asentamiento y el flujo lateral.

Año	Terremoto	Lecciones principales	Importantes avances
2010, 2011	Christchurch, Nueva Zelanda	El flujo lateral inducido por licuefacción daña los estribos y pilares y, cuando estos se resisten, pueden pandear por compresión los tramos simplemente apoyados de las superestructuras, el programa intenso de rehabilitación reduce la extensión del daño del puente.	Mejora del terreno bajo los enfoques de puentes para reducir la extensión del flujo lateral (mejoramiento del sitio), se demuestran los beneficios del programa de rehabilitación sísmica.
2011	Gran terremoto del este de Japón, Japón	El daño del puente debido al sismo fue principalmente en puentes que aún no se han rehabilitado, o sólo se han rehabilitado parcialmente. El daño del puente debido a la inundación del tsunami fue mayor en los puentes no integrales.	Se han demostrado los beneficios del programa de rehabilitación sísmica, la supervivencia durante la inundación del tsunami es posible si se proporciona una conexión adecuada entre la superestructura y la subestructura.

Fuente: Adaptado de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual, 2014.

2.2.6. Filosofía y Metodologías de Diseño Sísmico en Puentes

2.2.9.1. Filosofía de Diseño Sísmico

La filosofía actual AASHTO para el diseño sísmico tiene sus raíces según LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (2014) en las respuestas a tres preguntas fundamentales:

1. ¿Es posible diseñar un puente para que permanezca sin daños durante un sismo de moderado a fuerte, tal y como se realiza para cargas de viento, frenado y otras acciones laterales?

La respuesta es no de forma económica. Para evitar daños, el puente debe responder en rango elástico, y como resultado, fuerzas elevadas se desarrollarán sobre pilares y cimentaciones (ver Figura 2.25). En todas las regiones sísmicas, excepto en las más bajas, estas fuerzas serán muy grandes para ser resistidas de forma económica. Además, existe una pequeña pero significativa posibilidad de que un sismo mayor al de diseño ocurra durante la vida útil del puente y produzca fuerzas aún mayores.

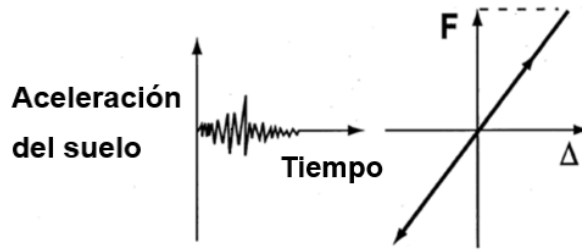


Figura 2.25 Desempeño Elástico

(Adaptado de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual, 2014).

2. ¿Cómo pueden ser diseñados los puentes para permitir el daño y permanecer seguros?

Los puentes pueden ser construidos para comportarse de forma dúctil bajo grandes cargas debidas a sismo (ver Figura 2.26). Estos modos de daño dúctil por lo general implican la cedencia de varios miembros estructurales y la correspondiente deformación plástica en estos miembros. Una vez que ha ocurrido la cedencia, las fuerzas en el puente no pueden exceder las que producen los miembros, incluso durante sismos de gran intensidad. Esta acción tipo fusible puede alcanzarse de forma segura evitando el colapso, si los miembros son diseñados y detallados para las deformaciones plásticas esperadas. Este es un concepto muy poderoso, ya que pone un límite a las fuerzas consideradas en el diseño, desde las uniones hasta las cimentaciones, incluso para sismos de gran intensidad.

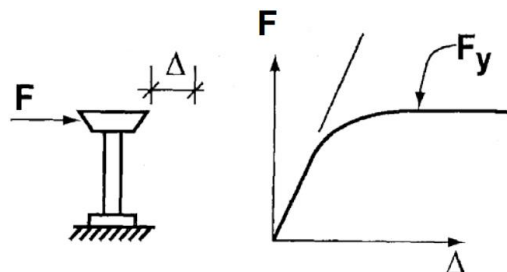


Figura 2.26 Desempeño Inelástico

(Adaptado de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual, 2014).

3. ¿Cómo puede analizarse un puente en condición de cedencia bajo cargas dinámicas sin demasiado costo y esfuerzo?

De muchos análisis rigurosos de tiempo- historia de estructuras en condición de cedencia, la experiencia ha demostrado que las técnicas convencionales de análisis elástico pueden ser utilizadas para predecir de forma adecuada los desplazamientos máximos de un puente. En otras palabras, ocurre que, para muchos puentes convencionales, los desplazamientos que suponen un comportamiento elástico son aproximadamente los mismos que para la condición de cedencia, es decir, $\Delta_{Inelástico\ Máx} = \Delta_{Elástico\ Máx}$ en la Figura 2.27.

Para ciertos puentes rígidos, la estructura cedente tiende a experimentar mayores desplazamientos y por lo tanto se deben aplicar ciertos factores de ajuste para corregir este efecto.

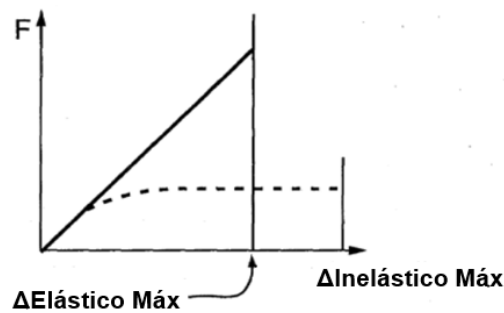


Figura 2.27 Desplazamientos máximos elástico e inelástico

(Adaptado de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual, 2014).

La exposición a sismos de moderados a grandes no debe causar el colapso de todo el puente o parte del puente. Sin embargo, el daño es aceptado siempre que sea de naturaleza dúctil, fácilmente detectable y accesible para su inspección y posterior reparación si fuera necesario (FHWA, 2014).

Esta es esencialmente una filosofía de “no colapso” para el diseño sísmico y ha sido adoptada por muchas agencias estatales y federales, no solo para puentes sino también para edificios públicos y privados. Se cree que el “no colapso” garantiza la “seguridad de la vida”, que es un objetivo fundamental de los códigos estructurales.

Sin embargo, a pesar del hecho de que ningún tramo colapsará, el puente puede dañarse hasta el punto de no ser utilizable aún por vehículos de emergencia, y los costos de reparación pueden exceder los costos de un puente nuevo. Esto puede ser indeseable para ciertas clases de puentes, como los que son de importancia crítica. Como consecuencia, se han desarrollado metodologías de diseño basado en el desempeño que aseguran elevados niveles de desempeño a discreción del propietario. Como se muestra en la Figura 2.28, el costo inicial de un puente diseñado para un nivel de desempeño mayor que la prevención de colapso (cuadro “f”) puede ser significativo, en particular para los sismos con periodos de retorno mayores (cuadro “a”). Pero el incremento en el costo puede ser pequeño en comparación con los costos de reparación/reemplazo y las pérdidas sociales/comerciales durante el cierre, si el sismo de diseño ocurre durante la vida útil del puente (compare las casillas “f” y “d”) (FHWA, 2014).

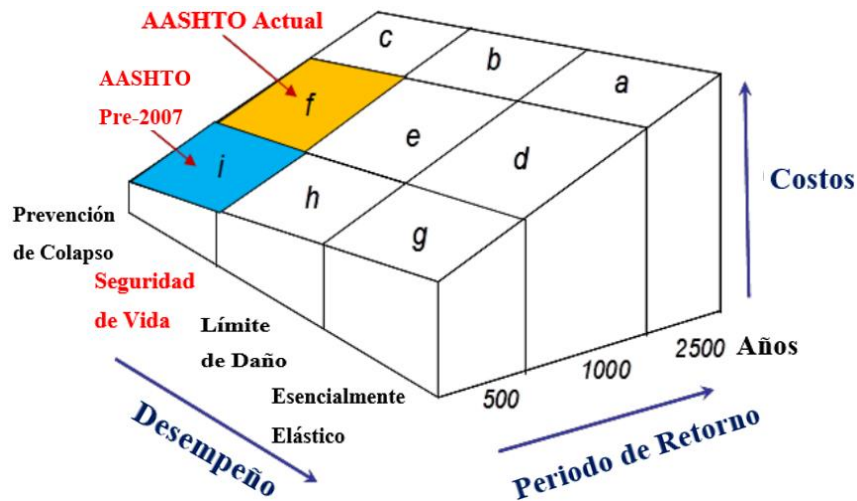


Figura 2.28 Implicación de Costos del Diseño Basado en el Desempeño
 (Adaptado de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual, 2014).

2.2.9.2. Metodologías de Diseño Sísmico

Con la adopción de la Guía Sísmica, ahora se utilizan dos metodologías distintas para el diseño sísmico de un puente, uno es el tradicional Método Basado en la Fuerza (FBA) como se usa en la Especificación del Puente AASHTO LRFD y el segundo es el Método Basado en Desplazamiento (DBA) tal como se presenta en la Guía Sísmica. Ambos métodos se basan en lograr un diseño dúctil con un nivel de desempeño de "seguridad de vida" para un movimiento sísmico que tenga un período de retorno de 1000 años (Chen y Duan, 2014).

El FBA con factores de ductilidad prescritos R , para permitir el daño, abarca muchas incertidumbres y es menos confiable que el DBA como se usa en la Guía de Especificaciones (2011). Sin embargo, el FBA se considera aceptable para la zona sísmica más baja ya que las incertidumbres se reducen. Aunque el uso de factores de ductilidad se ha eliminado en la Guía de Especificaciones (2011), lo que reduce sustancialmente el nivel de incertidumbre, el nivel de desempeño de "seguridad de vida" no ha cambiado (Chen y Duan, 2014).

Este nuevo enfoque, que elimina el uso de un factor " R " y permite una respuesta dúctil, utiliza un procedimiento de desplazamiento implícito simplificado o una evaluación más rigurosa de la capacidad de desplazamiento. La selección de qué procedimiento utilizar se basa en SDC, similar al enfoque de zona sísmica utilizado en las Especificaciones AASHTO (2017). Tanto la Guía de Especificaciones (2011) como los procedimientos de diseño de la Especificación AASHTO (2017) incluyen detalles prescriptivos para las regiones de rótulas plásticas y para la protección de la capacidad de aquellos elementos que no deberían sufrir daños. Al aprovechar una cantidad sustancial de pruebas de laboratorio y lecciones aprendidas

de terremotos pasados, los requisitos de detalle y diseño en la Guía de Especificaciones (2011) son una mejora significativa para el diseño sísmico de puentes (Chen y Duan, 2014).

Inconsistencias del Método Basado en la Fuerza (FBA)

Se han encontrado algunas inconsistencias en el método de las fuerzas, principalmente debido a que se conoce que cuando una estructura desarrolla su comportamiento inelástico; el daño en la misma se correlaciona mejor con los desplazamientos generados que con la resistencia lateral desarrollada. Algunas de las inconsistencias más importantes son (Gómez, 2012):

- Suponer que la rigidez del elemento no depende de la resistencia para una sección dada, de donde se concluye que la curvatura de fluencia varía según la resistencia, como se muestra en la Figura 2.29a. Sin embargo, realizando análisis de momento-curvatura y experimentalmente (Priestley et al., 1996) se ha demostrado que la curvatura de fluencia no depende de la resistencia como se muestra en la Figura 2.29b.

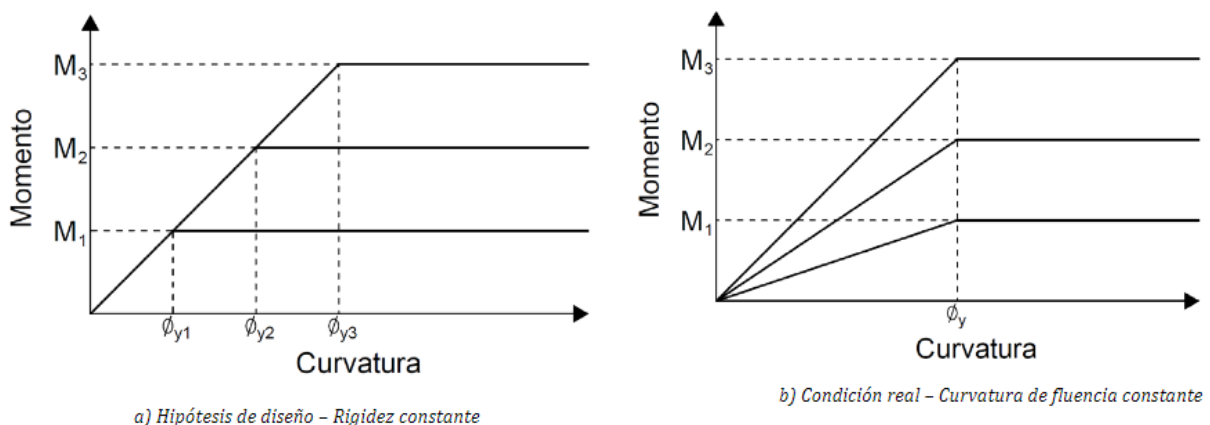


Figura 2.29 Influencia de la resistencia en la relación momento-curvatura.

(Adaptado de Calvi et al., 2013).

- Suponer que la ductilidad de desplazamiento y el factor de reducción R del sistema estructural no varían en estructuras similares. Considerando vigas empotradas similares y una distribución de curvatura aproximada (Park y Paulay, 1976) se demuestra que para vigas de distinta longitud e igual sección la ductilidad de desplazamiento no puede ser la misma, ni siquiera pueden ser aproximadamente iguales, y por ende el valor de R no puede ser el mismo.

- Gran dispersión en la definición de los factores de reducción R para estructuras similares en los distintos códigos, lo que resulta en una gran dispersión en las cargas sísmicas obtenidas.
- Utilizar un factor de reducción global para disminuir las fuerzas sísmicas. Lo cual es inadecuado en estructuras con distintas alturas de columnas como un muelle marginal o un puente sobre un río con un lecho irregular, ya que es posible que las columnas más largas se mantengan en el rango elástico mientras que las columnas más cortas actúen inelásticamente.
- Realizar una estimación adecuada del agrietamiento en estructuras de concreto armado, el cual es necesario para la determinación de la rigidez de cada elemento; el nivel de agrietamiento a considerar usualmente es recomendado en los códigos y entre ellos presentan una gran dispersión. La rigidez queda afectada directamente por el nivel de agrietamiento adoptado, de tal manera se ve afectado el periodo y cortante basal tiene una variación significativa.
- Se asume que las propiedades elásticas de la estructura son buenos indicadores del comportamiento inelástico. Lo cual contradice las curvas de esfuerzo-deformación del concreto bajo carga cíclica (Takeda et al., 1970), en donde se observa que luego de varios ciclos de carga, la rigidez elástica no representa el comportamiento del elemento en el rango inelástico.
- Utilización de la aproximación de los desplazamientos iguales y de la aproximación de igual energía. Se ha demostrado que la aproximación de los desplazamientos iguales no es adecuada para estructuras con periodo corto ni para estructuras con periodo largo, y para estructuras con periodo medio se cumple cuando el comportamiento inelástico es cercano a la idealización elasto-plástica (Priestley et al., 2007).

El método basado en el desplazamiento surge ante las inconsistencias del método basado en la fuerza teniendo como fin proporcionar una metodología de diseño que los ingenieros puedan emplear para lograr los objetivos de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (PBEE), cuyo objetivo principal es diseñar una estructura para lograr niveles predecibles de desempeño bajo niveles definidos de entrada sísmica, dentro de niveles definibles de confiabilidad, según lo establecido por SEAOC (Asociación de Ingenieros Estructurales de California) en 1999 (Calvi et al., 2013), en ese sentido el diseño adoptado por la Guía Sísmica es una mejora significativa para el diseño sísmico de puentes.

2.2.10. Requerimientos de la Guía de Especificaciones AASHTO para el Diseño Sísmico de Puentes por el Método LRFD

2.2.10.1. Aplicación de la Guía de Especificaciones AASHTO

La Guía de Especificaciones (2011) no aborda específicamente los puentes clasificados como esenciales y críticos. Para estos últimos el propietario deberá especificar las disposiciones apropiadas. Un puente puede ser clasificado como crítico / esencial como sigue:

- **Puentes Críticos:** Aquellos que deben permanecer abiertos a todo el tráfico después del sismo de diseño y ser utilizados por vehículos de emergencia y para fines de seguridad y defensa inmediatamente después de un sismo de gran magnitud, por ejemplo, un evento con un periodo de retorno de 2500 años.
- **Puentes Esenciales:** Son generalmente los que deberían, como mínimo, estar abiertos a los vehículos de emergencia y para fines de seguridad y defensa inmediatamente después de un sismo de diseño, es decir un evento con un periodo de retorno de 1000 años.

Para otros tipos de construcción (por ejemplo, puentes colgantes, puentes atirantados, puentes de celosía, puentes tipo arco y puentes móviles), el propietario deberá especificar o aprobar las disposiciones apropiadas.

2.2.10.2. Procedimiento para el Diseño Sísmico

El proceso de diseño sísmico consiste en tres partes esencialmente: en primer lugar, decidir el nivel de desempeño requerido durante el sismo de diseño (para la mayoría de los puentes este requisito es “no colapso”); segundo, calcular la demanda que el sismo de diseño establece en el puente; y el tercero, asegurarse de que el puente tenga la capacidad para soportar la demanda y satisfacer el nivel de desempeño requerido (por ejemplo, “no colapso”). El lineamiento para el diseño sísmico de un puente es por tanto como sigue (FHWA, 2014):

PARTE A: Determinación del nivel de Desempeño.

- Paso 1: Determinar el nivel de desempeño requerido en consulta con el propietario. En la mayoría de casos, este será simplemente el requisito de “prevención de colapso”.

PARTE B: Análisis de la Demanda.

- Paso 2: Determine las cargas sísmicas en el sitio del puente a partir de mapas de coeficientes de diseño nacionales o de una evaluación de riesgos sísmicos específico del sitio.
- Paso 3: Determinar las condiciones del suelo en el sitio y acorde a estas, modificar las cargas sísmicas.
- Paso 4: Analizar el puente para las cargas dadas usando uno de los varios métodos dinámicos elásticos posibles seleccionado de acuerdo a la complejidad del puente. Como mínimo, obtener valores máximos para fuerzas y desplazamientos. Realizar este análisis en cada una de las dos direcciones ortogonales y combinar los resultados para obtener los valores de diseño.

PARTE C: Diseño por Capacidad.

- Paso 5: Establecer en el puente los lugares donde se permita la cedencia, es decir, seleccione el mecanismo de rótula plástica.
- Paso 6: Diseño de elementos cedentes para tener una capacidad que exceda la demanda en el Paso 4 sin degradación. Detallar estas zonas para desarrollar ductilidad.
- Paso 7: Compruebe la trayectoria de carga a través del puente y proteja todos los componentes (excepto los miembros cedentes) contra daños. Este paso se conoce como “protección por capacidad”.

Demanda vs Capacidad

Es fundamental para el éxito del diseño por capacidad que la demanda de un puente (o cualquier componente de la estructura) sea menor que la capacidad del puente (o el componente) para resistir esa demanda. Este requisito puede expresarse de la siguiente manera (FHWA, 2014):

$$\frac{Demanda}{Capacidad} < 1.0 \quad (2.63)$$

Dado que el diseñador tiene pocas opciones sobre la demanda, la mayor parte del esfuerzo de diseño se destina a proporcionar la capacidad suficiente para satisfacer la ecuación 2.63. Una excepción notable a este enfoque es el uso del aislamiento sísmico para reducir la demanda, entonces es posible satisfacer esta ecuación sin exceder la capacidad elástica de la estructura (FHWA, 2014).

2.2.10.3. Criterio de desempeño:

La Guía de Especificaciones AASHTO (2011) para el diseño sísmico de puentes, establece que los puentes se deberán diseñar para un objetivo de desempeño de seguridad de vida considerando una peligrosidad sísmica correspondiente al siete por ciento de probabilidad de excedencia en 75 años, es decir para un periodo de retorno de 1000 años (Este es el llamado Sismo de Diseño).

2.2.10.4. Peligro Sísmico:

El peligro sísmico se debe caracterizar mediante un espectro de respuesta de aceleración; el cual se obtiene a través del procedimiento general contemplado en la Guía de Especificaciones AASHTO (2011).

2.2.10.4.1. Procedimiento General

El espectro de diseño con un porcentaje de 5% de amortiguamiento crítico para un periodo de retorno de 1000 años se construye en base al coeficiente de aceleración pico del terreno (PGA) y a los coeficientes de aceleración espectral para periodos cortos y largos denominados S_s y S_1 respectivamente. Estos coeficientes se obtienen a partir de mapas de peligro sísmico para periodos estructurales correspondientes a 0.0s, 0.2s y 1.0s. El Anexo 4 muestra los mapas de isoaceleraciones espectrales en roca elaborados por el Manual de Puentes del MTC (2018).

Los valores de PGA, S_s y S_1 en roca, se deben multiplicar por los factores de sitio F_{pga} (para periodo de 0.0s), F_a (para periodos cortos) y F_v (para periodos largos), con el objetivo de ajustar el espectro a las condiciones locales del terreno.

2.2.10.4.2. Clases de Sitio

La Guía de Especificaciones AASHTO (2011) establece 6 clases de sitio que van desde la A hasta la F, éstas se definen en base a la velocidad promedio de onda de corte, cantidad de golpes promedio en la prueba de SPT o resistencia al corte no drenado, tal como se presenta en la siguiente Tabla:

Tabla 2.16

Clase de sitio en función del tipo de suelo o perfil.

Clase de Sitio	Tipo de Suelo o Perfil
A	Roca dura con velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s > 1524m/s$
B	Roca con $762 m/s < \bar{v}_s < 1524 m/s$
C	Suelo muy denso y suelo rocoso con $366m/s < \bar{v}_s < 762m/s$ o $\bar{N} > 50golpes / pie$ o $\bar{s}_u > 1kgf / cm^2$
D	Suelo rígido con $183m/s < \bar{v}_s < 366m/s$ o $15golpes / pie < \bar{N} < 50golpes / pie$ o $0.5kgf / cm^2 < \bar{s}_u < 1kgf / cm^2$
E	Perfil de suelo con $\bar{v}_s < 183m/s$ o $\bar{N} < 15golpes / pie$ o $\bar{s}_u < 0.5kgf / cm^2$ o cualquier perfil con más de 3m de arcilla blanda definida como suelo con $IP > 20$, $w > 40\%$ y $\bar{s}_u < 0.25kgf / cm^2$
F	Suelos que requieren evaluación de respuestas al movimiento del terreno específicos del sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Turba o arcillas altamente orgánicas ($H > 3m$ de turba o arcilla altamente orgánica donde $H =$ espesor del suelo) ▪ Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.6m$ con $IP > 75$) ▪ Arcillas muy gruesas, duras, suaves y medianas ($H > 36.6m$)

Excepciones:

Cuando las propiedades del suelo no se conocen con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se debe realizar una investigación que permita determinar la clase de sitio. La clase de sitio E o F no se debe asumir a menos que la autoridad competente determine que la Clase de sitio E o F podría estar presente en el sitio o en el caso de que los datos geotécnicos establezcan la Clase de sitio E o F.

donde:

\bar{v}_s : velocidad promedio de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 30.5m.

\bar{N} : cantidad promedio de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT) para perfiles de suelo superiores a los 30.5m.

\bar{s}_u : Resistencia promedio al corte no drenado para perfiles de suelo superiores a los 30.5m.

IP : Índice de plasticidad.

w : Contenido de humedad.

Fuente: Adaptado de AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011.

2.2.10.4.3. Factores de sitio:

Las Tablas 2.17 y 2.18 muestran los valores de los factores de sitio F_{pga} , F_a y F_v en función de la clase de sitio (Tabla 2.16) y los coeficientes de aceleración obtenidos de mapas de peligro sísmico para periodos de 0.0s (PGA), 0.2s (S_s) y 1.0s (S_1):

Tabla 2.17

Valores de F_{pga} y F_a en función de la clase de sitio y la aceleración pico del terreno o coeficiente de aceleración espectral para periodos cortos.

Clase de sitio	Aceleración pico del terreno o coeficiente de aceleración espectral para periodos cortos.				
	PGA \leq 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA \geq 0.50
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>

Notas:

Utilice la interpolación en línea recta para los valores intermedios de PGA y S_s , donde PGA es la aceleración pico del terreno y S_s es el coeficiente de aceleración espectral a 0.2 segundos obtenido de los mapas de peligro sísmico.

^a Se debe considerar la investigación geotécnica específica del sitio y los análisis dinámicos de la respuesta del sitio.

Fuente: Adaptado de AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011.

Tabla 2.18

Valores de F_v en función a la clase de sitio y el coeficiente de aceleración espectral para periodos de largos.

Clase de sitio	Coeficiente de aceleración espectral para periodos largos				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>	<i>a</i>

Notas:

Utilice la interpolación en línea recta para los valores intermedios de S_1 , donde S_1 es el coeficiente de aceleración espectral para 1.0 segundo obtenido de los mapas de peligro sísmico.

^a Se debe considerar la investigación geotécnica específica del sitio y los análisis dinámicos de la respuesta del sitio.

Fuente: Adaptado de AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011.

2.2.10.4.4. Espectro de Respuesta de Diseño:

El peligro sísmico se caracteriza mediante el espectro de diseño que se muestra en la Figura 2.30, el cual tiene las siguientes características:

- 5% de amortiguamiento crítico.
- Probabilidad de excedencia de 7% en 75 años (es decir un periodo de retorno de 1000 años)

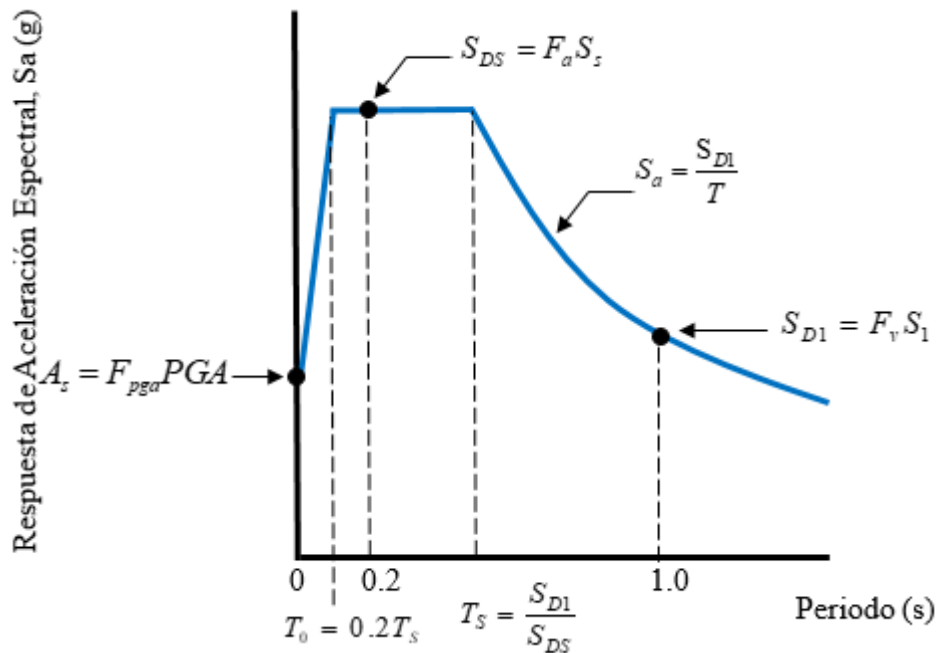


Figura 2.30 Espectro de respuesta de diseño, construcción utilizando el método de los tres puntos (Adaptado de AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011).

De la Figura anterior observamos 3 tramos, para lo cual el código AASHTO ha dispuesto:

- Para periodos menores o iguales que T_0 , el coeficiente de aceleración de respuesta espectral, S_a , será definido como sigue:

$$S_a = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (2.64)$$

en el cual:

$$A_s = F_{pga} PGA \quad (2.65)$$

$$S_{DS} = F_a S_s \quad (2.66)$$

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (2.67)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.68)$$

- Para periodos mayores o iguales que T_0 y menores o iguales que T_s , el coeficiente de aceleración de respuesta espectral, S_a , será definido como sigue:

$$S_a = S_{DS} \quad (2.69)$$

- Para periodos mayores a T_s , el coeficiente de aceleración de respuesta espectral, S_a , será definido como sigue:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.70)$$

en el cual:

$$S_{D1} = F_v S_1 \quad (2.71)$$

donde:

A_s : coeficiente de aceleración.

S_{D1} : coeficiente de aceleración espectral de diseño para un periodo de 1.0 s.

S_{DS} : coeficiente de aceleración espectral de diseño para un periodo de 0.2s.

T: periodo de vibración.

S_{DS} : coeficiente de aceleración para periodos cortos (0.2s)

S_{D1} : coeficiente de aceleración para periodos largos (1.0s)

PGA, S_s y S_1 : Coeficientes de aceleración espectral obtenidos del mapa de peligro sísmico.

F_{pga} , F_a y F_v : Factores de Sitio.

2.2.10.5. Categorías de Diseño Sísmico (SDC):

Tanto la Guía de Especificaciones (2011) como las Especificaciones AASHTO (2017) establecen 4 categorías de diseño sísmico, las mismas que varían de acuerdo al valor de S_{D1} :

Tabla 2.19

Categorías de Diseño Sísmico.

Valor de $S_{D1} = F_v S_1$	SDC
$S_{D1} < 0.15$	A
$0.15 \leq S_{D1} < 0.30$	B
$0.30 \leq S_{D1} < 0.50$	C
$0.50 \leq S_{D1}$	D

Fuente: Adaptado de la AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011.

Los requerimientos propuestos por la AASHTO (2011) para Diseño Sísmico de Puentes de acuerdo a la categoría de diseño sísmico (SDC) son los siguientes:

SDC A:

- Identificación del sistema resistente a sismos (ERS)
- No es necesario realizar un análisis de demanda.
- No es necesario verificación implícita de la capacidad.
- No se requiere diseño por capacidad.
- Requisitos mínimos de detalle para longitud de soporte, fuerza de diseño para conexión subestructura/superestructura y acero transversal en columnas.

SDC B:

- Identificación del sistema resistente a sismos (ERS)
- Análisis de demanda.
- Requiere revisión implícita de capacidad. (desplazamientos, $P-\Delta$, longitud de soporte)
- Considerar diseño por capacidad para cortante en columnas, se deben considerar la revisión de capacidad para evitar enlaces débiles en el sistema resistente a sismos (ERS).
- Nivel de detalle para categoría B.
- Considerar chequeo de licuefacción para ciertas condiciones.

SDC C:

- Identificación del sistema resistente a sismos (ERS)
- Análisis de demanda.
- Requiere revisión implícita de capacidad (desplazamientos, $P-\Delta$, longitud de soporte)
- Requiere diseño por capacidad incluyendo requerimiento de corte en columna.
- Nivel de detalle para categoría C.
- Requiere evaluación de licuefacción.

SDC D:

- Identificación del sistema resistente a sismos (ERS)
- Análisis de demanda.
- Capacidad de desplazamiento requerida mediante análisis pushover (Revisar $P-\Delta$ y longitud de soporte)
- Requiere diseño por capacidad incluyendo requerimiento de corte en columna.
- Nivel de detalle para categoría D.
- Requiere evaluación de licuefacción.

2.2.10.6. Sistema Resistente a Sismos (ERS):

Para SDC C o D todos los puentes y sus cimentaciones deben tener un sistema resistente a sismos (ERS) claramente identificable seleccionado para alcanzar los criterios de seguridad de vida. Para SDC B, se debe considerar la identificación del ERS.

El ERS proporcionará una ruta de carga confiable e ininterrumpido para transmitir fuerzas inducidas sísmicamente al suelo circundante y medios de disipación de energía y/o restricciones para controlar de forma fiable desplazamientos inducidos sísmicamente.

Todos los elementos estructurales y de cimentación del puente deberán ser capaces de lograr desplazamientos anticipados compatibles con los requisitos de estrategia de diseño elegida de resistencia sísmica y otros requisitos estructurales (AASHTO, 2011).

2.2.10.7. Estrategias Globales de Diseño Sísmico

La Guía de Especificaciones AASHTO (2011) ha establecido en base a la respuesta de los pilares del puente, tres estrategias de diseño:

- **Tipo 1 - Subestructura Dúctil con Superestructura Esencialmente Elástica**

Esta categoría incluye rótulas plásticas convencionales en columnas, muros y pilares que limitan las fuerzas de inercia mediante la movilización total de la resistencia pasiva del suelo. (Guía de Especificaciones AASHTO para Diseño Sísmico de Puentes, 2011).

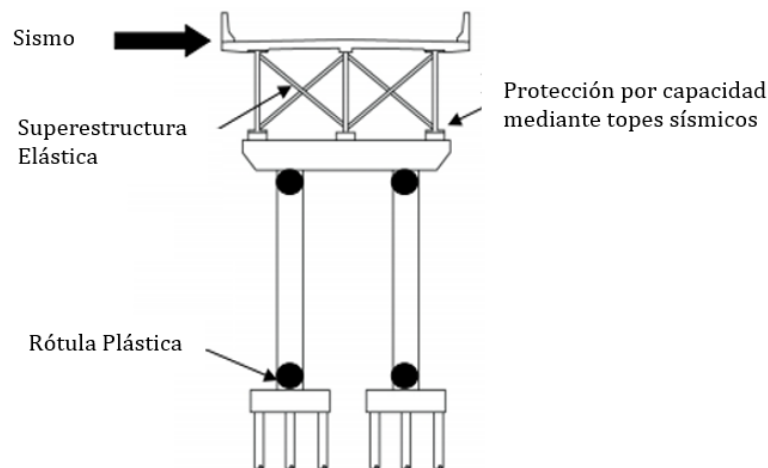
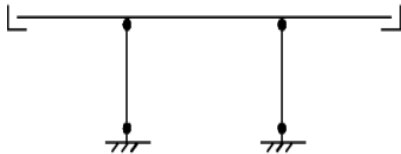
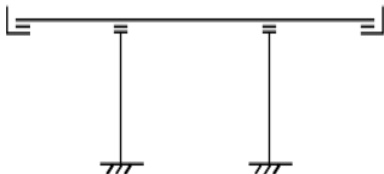
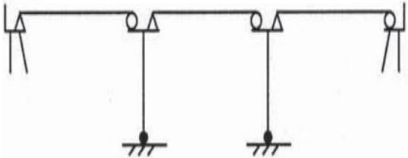
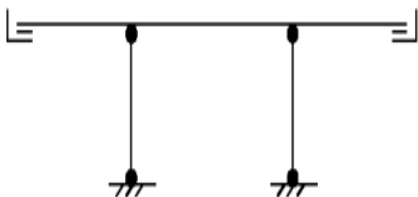
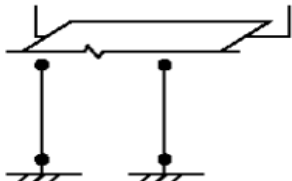
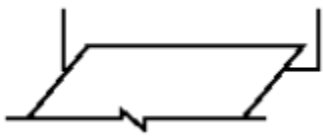


Figura 2.31 Subestructura Dúctil con Superestructura Esencialmente Elástica
(Adaptado de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual, 2014).

Los sistemas permitidos por la Guía de Especificaciones AASHTO (2011) son:

Tabla 2.20

Sistema Resistente a Sismos permitidos.

Caso	Sistema Resistente a Sismos (ERS)	Descripción del ERS
1		<p>Respuesta Longitudinal:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Rótulas plásticas en lugares inspeccionables o diseño elástico de columna. ▪ No se requiere resistencia en estribos como parte del ERS. ▪ Se permite el uso de respaldos para estribos que fallará después de ser impactado por la superestructura.
2		<p>Respuesta Longitudinal:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Dispositivos de aislamiento para desarrollar el desplazamiento completo. ▪ No se requiere resistencia en estribos como parte del ERS.
3		<p>Respuesta Longitudinal:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Múltiples tramos simplemente apoyados con longitudes de soporte adecuadas. ▪ Rótulas plásticas en lugares inspeccionables o diseño elástico de columna.
4		<p>Respuesta Longitudinal o Transversal:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Rótulas plásticas en lugares inspeccionables o diseño elástico de columna. ▪ Dispositivos de aislamiento con o sin disipadores de energía para limitar los desplazamientos globales.
5		<p>Respuesta Transversal:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Rótulas plásticas en lugares inspeccionables o diseño elástico de columna. ▪ No se requiere resistencia en estribos como parte del ERS, se permiten llaves de corte.
6		<p>Respuesta Longitudinal o Transversal</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Estribo requerido para resistir el sismo de diseño elásticamente. ▪ Presión del suelo pasiva longitudinal menor al 70% del máximo que se puede desarrollar.

Fuente: Adaptado de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual, 2014.

- **Tipo 2 - Subestructura Esencialmente Elástica con Superestructura Dúctil**

Esta categoría se aplica solamente a estructuras de acero, y la ductilidad se logra por elementos dúctiles en el arriostramiento.

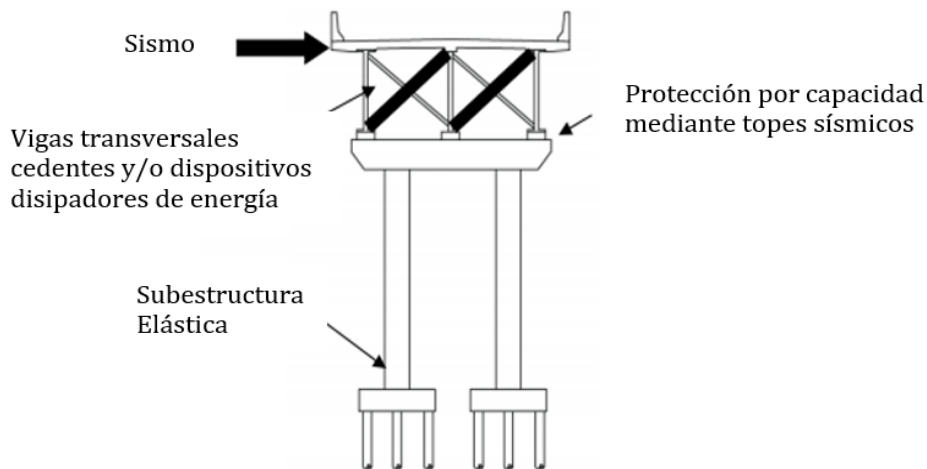


Figura 2.32 Subestructura Elástica con Superestructura Dúctil

(Adaptado de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual, 2014).

- **Tipo 3 - Subestructura y Superestructura Elásticas con un mecanismo de conexión entre ellos**

El enfoque de colocar una interfaz fusible entre la subestructura y la superestructura adopta una cantidad de conceptos diferentes donde la capacidad de desplazamiento sísmico de un puente se proporciona en esta interfaz, como se muestra en la Figura 2.33. La tecnología más común y más desarrollada para tales elementos es el aislamiento sísmico, mediante el cual se coloca un apoyo que aumenta la flexibilidad lateral del puente y proporciona cierto amortiguamiento adicional entre la superestructura y subestructura (FHWA, 2014).

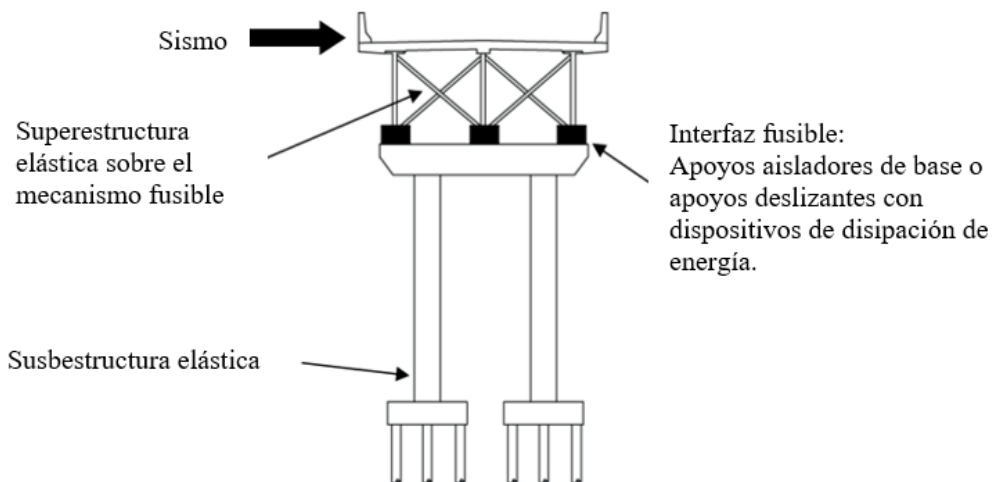


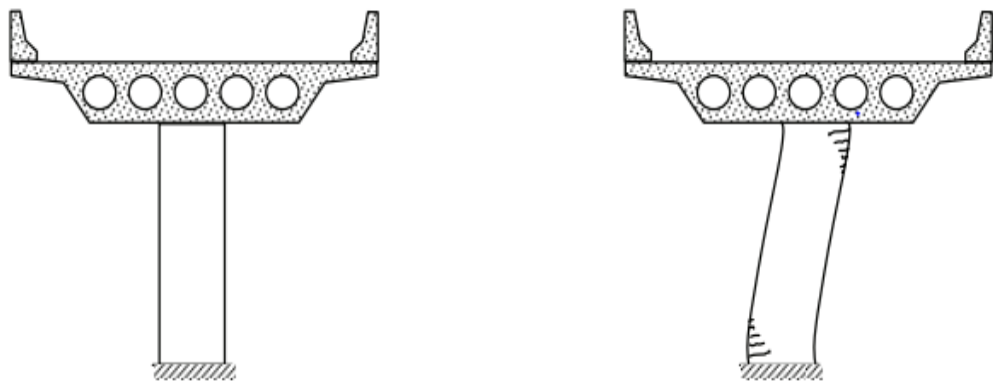
Figura 2.33 Subestructura y Superestructura Elástica con un mecanismo de conexión

(Adaptado de LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual, 2014).

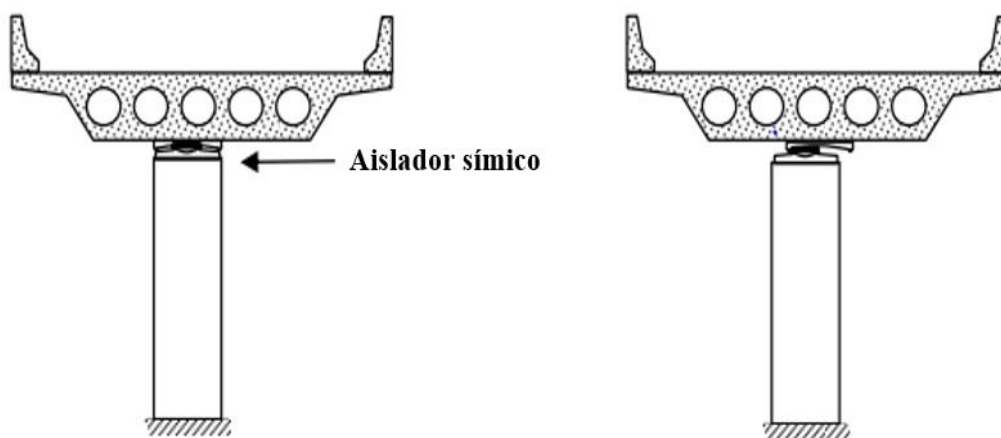
2.2.11. Aislamiento Sísmico

2.2.11.1. Principios básicos de la aislación sísmica.

El aislamiento sísmico es una técnica de modificación de respuesta que reduce los efectos de los terremotos en puentes y otras estructuras. El aislamiento físicamente desacopla la superestructura del puente de los componentes horizontales del movimiento del suelo del terremoto, lo que lleva a una reducción sustancial de las fuerzas generadas por un terremoto. El desacoplamiento se logra interponiendo dispositivos con una rigidez horizontal muy baja entre la superestructura y subestructura como se muestra en la Figura 2.34. Estos dispositivos se denominan aisladores sísmicos de soporte o simplemente aisladores. Así cuando un puente aislado se somete a un terremoto, la deformación ocurre en los aisladores en lugar de los elementos de la subestructura. Esto reduce en gran medida las fuerzas sísmicas y desplazamientos transmitidos desde la superestructura a la subestructura (Buckle et al., 2006).



a) Puente convencional donde la deformación ocurre en la subestructura



b) Puente sísmicamente aislado donde la deformación ocurre en el aislador.

Figura 2.34 Comparación de un puente convencional y sísmicamente aislado

(Adaptado de Buckle et al., 2006).

De acuerdo con Buckle et al. (2006) un aislador sísmico posee como mínimo las siguientes características:

- Flexibilidad para alargar el período de vibración del puente para reducir las fuerzas sísmicas en la subestructura.
- Disipación de energía para limitar los desplazamientos relativos entre la superestructura por encima del aislador y la subestructura ubicada por debajo.
- Rigidez adecuada para las cargas de servicio (por ejemplo, viento y frenado del vehículo) al tiempo que se adaptan a efectos ambientales como la expansión térmica, la deformación, la contracción y el acortamiento de pretensado.

A) Flexibilidad:

La baja rigidez horizontal de un aislador sísmico cambia el período fundamental de un puente y hace que sea mucho más largo que el período sin aislamiento (el llamado período de "base fija"). Este periodo más largo se elige para ser significativamente mayor que el período predominante del movimiento del suelo y como resultado la respuesta del puente se reduce. El efecto de la flexibilidad del aislador en la respuesta del puente se ilustra en Figura 2.35. La figura muestra el espectro de respuesta de aceleración de la AASHTO (o coeficiente de respuesta sísmica) para condiciones de suelo rígido (Suelo tipo II) y 5% de amortiguamiento (Buckle et al., 2006).

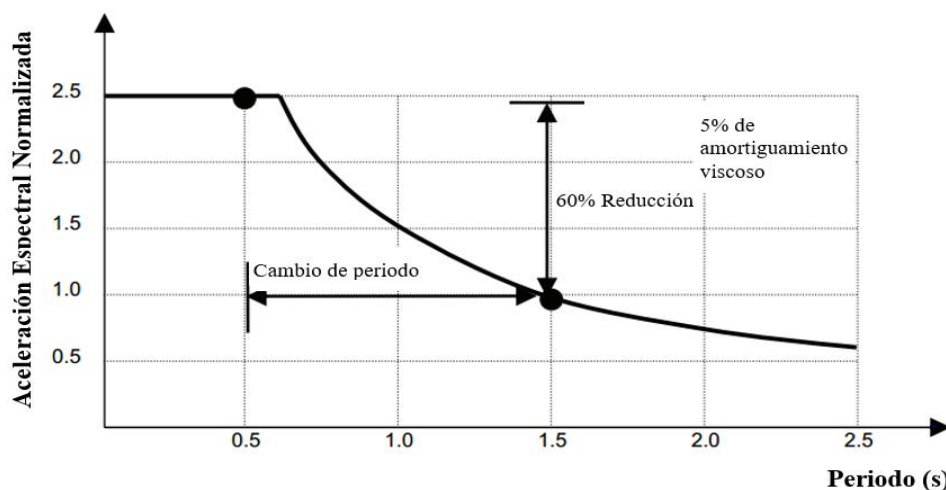


Figura 2.35 Efectos de la flexibilidad del aislador en la respuesta del puente (Adaptado de Buckle et al., 2006).

Si bien la baja rigidez horizontal de los aisladores sísmicos conduce a una reducción de las fuerzas sísmicas, puede dar lugar a mayores desplazamientos de la superestructura tal como se muestra en la Figura 2.36. Es posible que se requieran juntas de expansión más anchas y mayores longitudes de soporte para acomodar estos desplazamientos (Buckle et al., 2006).

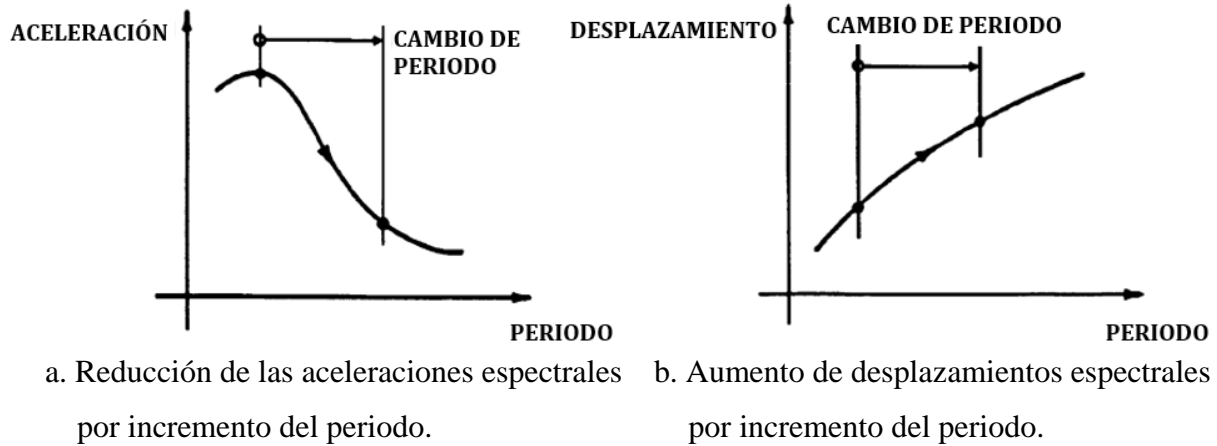


Figura 2.36 Efecto del incremento del periodo.

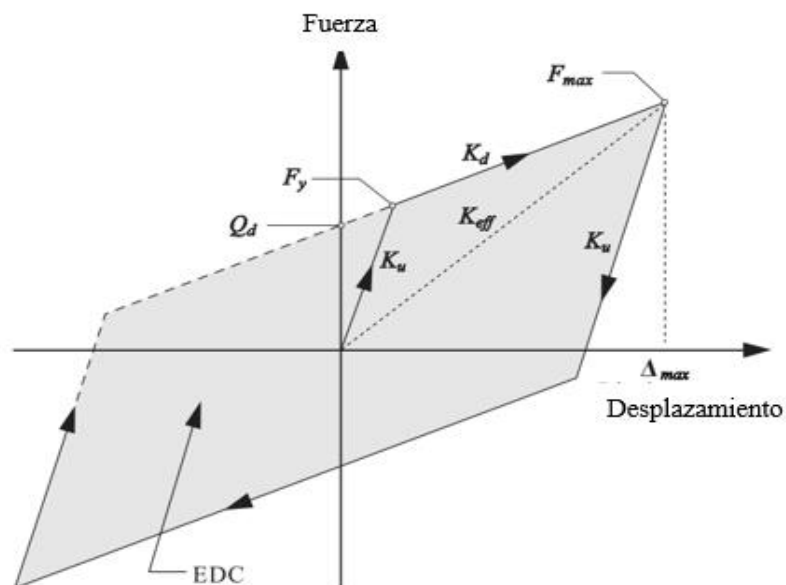
(Adaptado de AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 2010).

B) Disipación de Energía:

La mayoría de los sistemas de aislamiento incluyen un mecanismo de disipación de energía para introducir un nivel significativo de amortiguación en el puente para limitar los desplazamientos a niveles aceptables. Estos mecanismos son frecuentemente de naturaleza histórica, lo que significa que hay un desplazamiento entre las curvas de fuerza de carga y descarga bajo la carga invertida (cíclica). La energía, que no se recupera durante la descarga, se disipa principalmente como calor del sistema. Por ejemplo, la energía se puede disipar por fricción en un mecanismo que utiliza placas deslizantes. La Figura 2.37 muestra una relación bilineal de fuerza-desplazamiento para un aislador sísmico típico que incluye un disipador de energía. El área sombreada debajo de la curva es la energía disipada durante cada ciclo de movimiento del aislador (Buckle et al., 2006).

El incremento en el amortiguamiento, debido a la energía disipada por el sistema de aislamiento, reduce los desplazamientos y además conduce a una mayor reducción de las fuerzas sísmicas. La Figura 2.38 ilustra este efecto. Las curvas sólidas y discontinuas representan los espectros de respuesta de aceleración para un amortiguamiento de 5 % y 30% respectivamente, para condiciones de suelo rígido (Tipo de suelo II). Se observa una reducción

del 60% en un período de 1.5s, debido a la flexibilidad y se puede incrementar hasta un 77% cuando el amortiguamiento aumenta del 5% al 30% (Buckle et al., 2006).



- Q_d = Resistencia característica (fuerza en desplazamiento cero)
- F_y = Fuerza de fluencia
- F_{max} = Fuerza máxima
- K_d = Rigidez post-elástica
- K_u = Rigidez elástica (descarga)
- K_{eff} = Rigidez efectiva
- Δ_{max} = Desplazamiento máximo del apoyo
- EDC = Energía disipada por ciclo = área del lazo de histéresis (sombreado)

Figura 2.37 Características de soporte de aislamiento bilineal

(Adaptado de Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 2010).

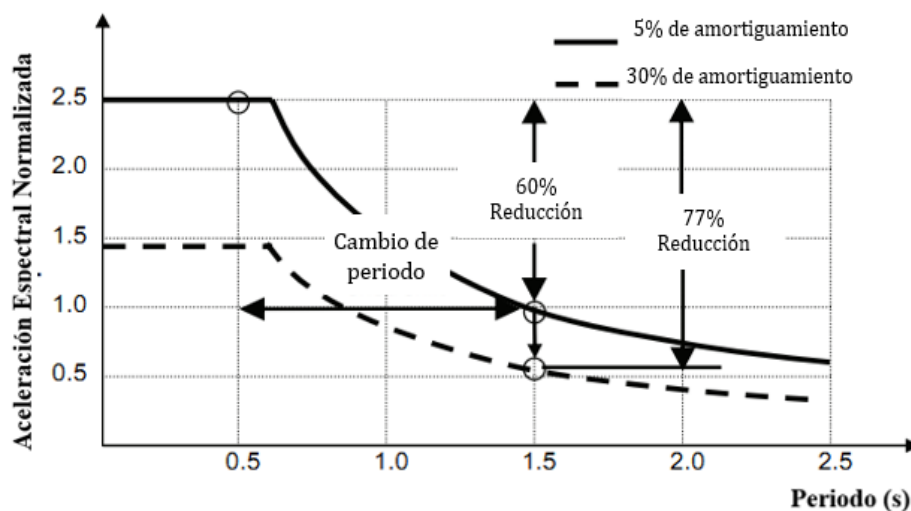
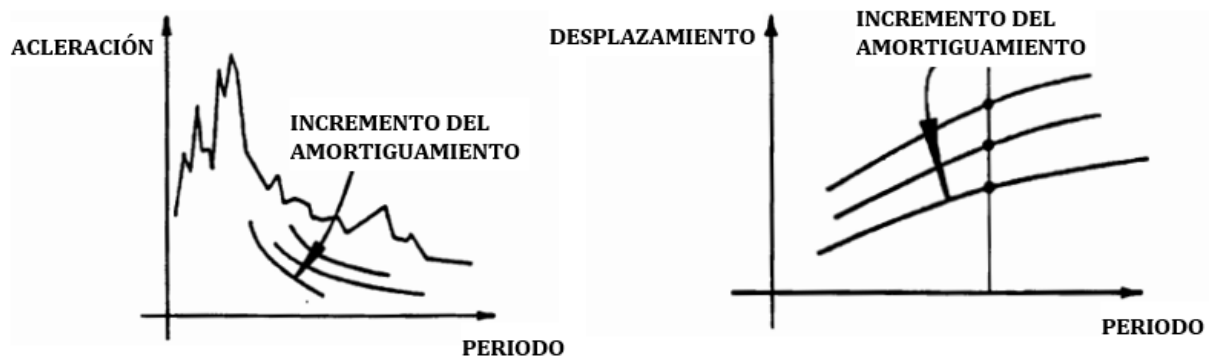


Figura 2.38 Efecto del amortiguamiento en la respuesta del puente

(Adaptado de Buckle et al., 2006).

La Guía de Especificaciones ASHTO (2011) resume el efecto del incremento de amortiguamiento en la Figura 2.39:



- a. Reducción de las aceleraciones espectrales por incremento del amortiguamiento. b. Reducción de desplazamientos espectrales por incremento del amortiguamiento.

Figura 2.39 Efecto del incremento del amortiguamiento.

(Adaptado de AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 2010).

C) Rigidez bajo cargas de Servicio:

La flexibilidad lateral de un sistema de aislamiento sísmico puede hacer que la superestructura se mueva de forma inaceptable bajo cargas de servicio, como el viento o las fuerzas de frenado del vehículo. La resistencia a estas fuerzas es importante y el requisito doble de rigidez para las cargas de servicio y la flexibilidad para las cargas sísmicas se puede acomodar de varias maneras. Por ejemplo, los dispositivos que son elásticos para cargas de viento pero que producen cargas sísmicas se utilizan comúnmente. Por la misma razón, los dispositivos de fricción son populares porque el coeficiente de fricción se puede ajustar para resistir la carga del viento sin deslizamiento. De ello se deduce que, si la carga de viento es mayor que la carga del terremoto, el aislamiento no será práctico. Este no suele ser el caso en aplicaciones de puentes, pero puede ocurrir en edificios de gran altura (Buckle et al., 2006).

Los principios de aislamiento sísmico se ilustran en la Figura 2.40. La línea discontinua es el espectro de respuesta de diseño como se especifica en las Especificaciones de Diseño para un puente en zona sísmica 4 y clase de sitio C. La línea continua representa el espectro de respuesta compuesto para un puente aislado. El cambio de periodo proporcionado por la flexibilidad del sistema de aislamiento reduce la aceleración espectral de A1 a A2. El incremento de la amortiguación proporcionada por el sistema de aislamiento reduce aún más

la aceleración espectral de A2 a A3. Tenga en cuenta que la aceleración A1 y A3 se utilizan para determinar las fuerzas para el diseño de puentes convencionales y aislados respectivamente (Guía de Especificaciones para el Diseño de Aislamiento Sísmico, 2010)

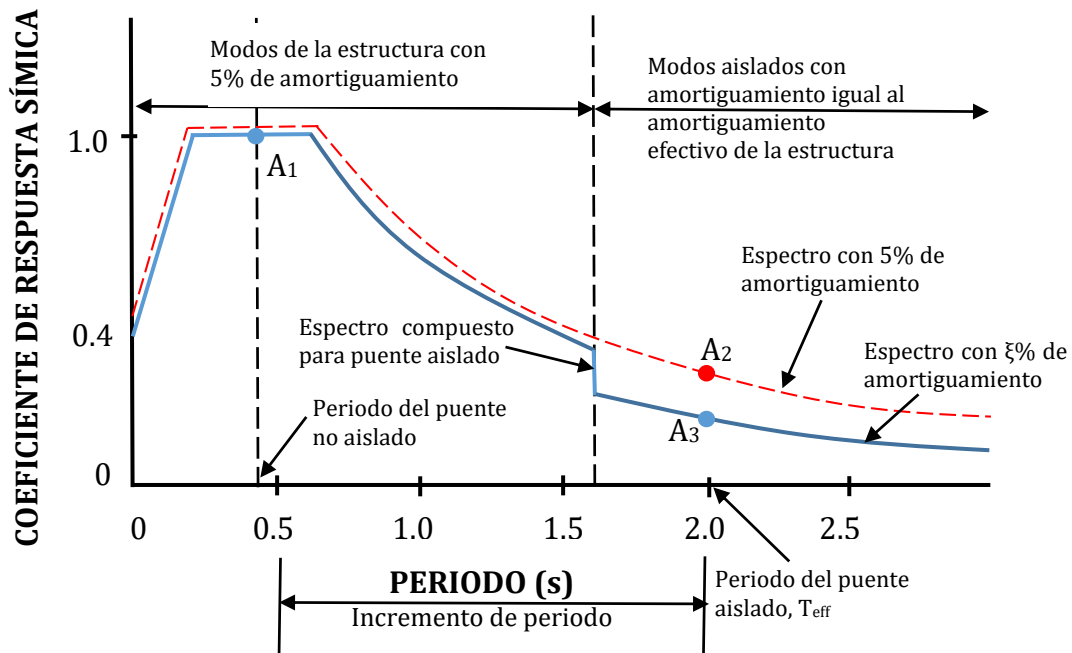


Figura 2.40 Ejemplo de Espectro de Respuesta de Diseño para Puente Aislado (Adaptado de AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 2010).

El espectro de respuesta de diseño para un puente aislado se obtiene dividiendo los valores de coeficiente de respuesta sísmica del espectro con 5% de amortiguamiento definido en la Figura 2.30, por el coeficiente de amortiguamiento B, siempre y cuando el periodo sea superior a $0.8T_{eff}$ (Constantinou et al., 2011).

2.2.11.2. Tipos de aisladores:

Los aisladores sísmicos generalmente pueden clasificarse en dos categorías: los que utilizan componentes elastoméricos y aquellos que utilizan componentes deslizantes (Buckle et al. 2006). La mayoría de los aisladores de puente en los EE.UU. están basados en elastómeros, con o sin núcleo de plomo denominados (LRB). Los aisladores deslizantes más comunes son los de péndulo de fricción (aislador FPS), los cuales utilizan la fricción como disipador de energía. (Buckle et al., 2006).

- **Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDRB)**

Son apoyos de caucho reforzada, compuestos por láminas de acero y caucho vulcanizados. Generalmente tienen una forma circular, pero pueden también fabricarse en forma cuadrada o rectangular. Estos dispositivos se caracterizan por una rigidez horizontal baja, una rigidez vertical alta, y una adecuada capacidad de amortiguación. Estas características permiten, respectivamente, aumentar el periodo fundamental de vibración de la estructura, soportar cargas verticales sin que la estructura se resista notablemente, y limitar los desplazamientos horizontales en las estructuras aisladas sísmicamente. La capacidad de amortiguación de los aisladores está determinada por el tipo de compuesto elastomérico, que en general tiene una alta capacidad de amortiguación (FIP Industriale).



Figura 2.41 Aislador elastomérico HDRB (Tomado de FIP Industriale).

- **Aislador Elastomérico con núcleo de plomo (LRB)**

Estos aisladores son muy similares a los HDRB, con la diferencia que usan un núcleo de plomo que le proporciona una capacidad adicional de disipar energía y le brinda una rigidez inicial un poco más alta respecto a los anteriores, disminuyendo los desplazamientos para pequeños sismos y fuerzas de viento que actúen sobre la estructura (Rico y Chio, 2012). El caucho en el aislador actúa como un resorte. Es muy suave lateralmente pero muy rígido verticalmente. La alta rigidez vertical se logra al tener capas delgadas de caucho reforzado por placas de acero (Dynamic Isolation System, DIS).

Estos aisladores inicialmente fueron desarrollados y usados en Nueva Zelanda, de ahí que algunos autores se refieran a ellos como sistemas N-Z. En su proceso de fabricación, es necesario que el hueco realizado en el caucho sea más pequeño que el diámetro del elemento

de plomo, para que éste sea forzado a entrar. Esta característica garantiza la uniformidad del bloque y la consiguiente deformación por cortante de todo el volumen del núcleo de plomo. La plastificación del núcleo de plomo garantiza elevados valores de amortiguamiento, que originan, no sólo menores desplazamientos de la superestructura, sino también mayor rigidez lateral del tablero para niveles bajos de acciones horizontales. La tensión de cedencia a cortante del núcleo de plomo es de, aproximadamente, 10MPa sobrepasado este valor, la rigidez del dispositivo es la rigidez del caucho, lo que proporciona al dispositivo una rigidez bi-lineal. Este comportamiento es excelente, incluso a bajas temperaturas, pues el caucho presenta buenas características de resistencia a fatiga bajo estas condiciones. La rigidez inicial del aparato LRB es cerca de 10 veces la rigidez post-elástica, resultante de la cedencia del núcleo de plomo. Este tipo de sistema de aislamiento sísmico es la solución más utilizada en puentes, dada su simplicidad, comportamiento y bajo costo (Rico y Chio, 2012).

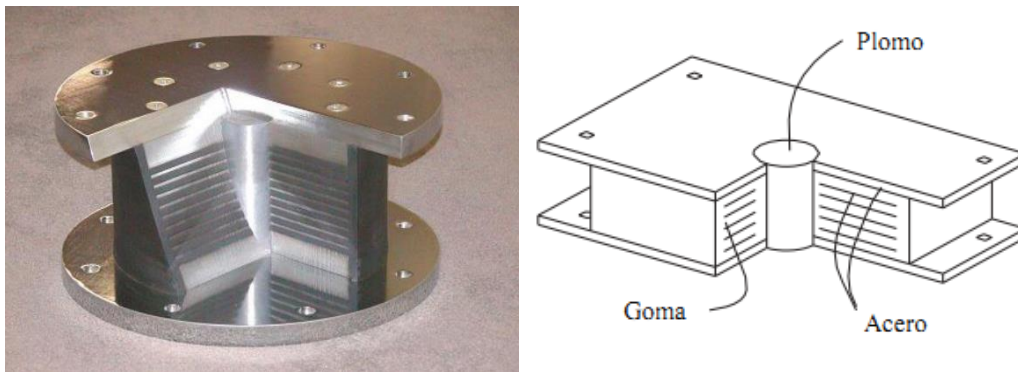


Figura 2.42 Aislador elastomérico con núcleo de plomo
(Tomado de Dynamic Isolation System, DIS).



Figura 2.43 Puente Golden Gate, San Francisco (EE. UU) reforzado con aisladores elastoméricos.

- **Sistema de péndulo de fricción (FPS)**

El sistema de péndulo de fricción (FPS), ofrece mejoras en resistencia, versatilidad y facilidad de instalación en comparación con los sistemas anteriores. Se basa en principios de ingeniería bien conocidos del movimiento pendular y está construido con materiales con longevidad demostrada y resistencia al deterioro ambiental (Zayas et al., 1990). El sistema de péndulo de fricción está compuesto por un deslizador articulado sobre una superficie de acero inoxidable. La parte del apoyo articulado que está en contacto con la superficie esférica, está rodeada por una película de un material compuesto de baja fricción Teflón (Politetrafluoroetileno PTFE) (Rico y Chio, 2012).

La fuerza impuesta hace que se produzca desplazamiento en las direcciones horizontal y vertical, cuando esta fuerza desaparece se genera la fuerza restaurada, generando que el deslizador regrese al centro de la concavidad. La rigidez efectiva del aislador y el periodo de oscilación de la estructura están controlados por el radio de curvatura de la superficie cóncava, los movimientos de torsión de la estructura se reducen al mínimo, ya que el centro de la rigidez de los rodamientos de forma automática coincide con el centro de masa de la estructura de apoyo. Los rangos de amortiguamiento de este sistema se encuentran entre 10% y 40%, por otra parte, los coeficientes de fricción están entre 3% y 20%. El péndulo de fricción requiere un mantenimiento mínimo, ya que la superficie de teflón protege al deslizador de la corrosión, si el deslizamiento sólo se produce durante los sismos, se puede decir que el recubrimiento de teflón funcionará durante la vida útil del diseño; incluso se han desarrollado dispositivos con capacidad de resistir fuerzas a tensión. Recientemente, se han desarrollado péndulos de fricción con dos y tres superficies cóncavas, produciendo el mismo movimiento horizontal y disminuyendo el tamaño del aislador (Rico y Chio, 2012).

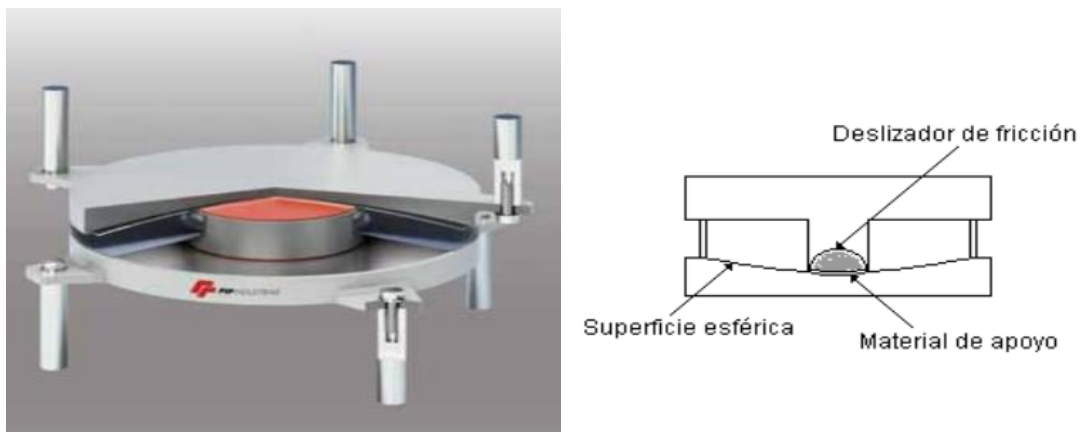


Figura 2.44 Sistema de péndulo de fricción, FPS (Tomado de FIP Industriale).

Por ser los aisladores de goma con núcleo de plomo LRB los más empleados en puentes dada su simplicidad, comportamiento y bajo costo en comparación a los otros, se han escogido para la aplicación de la estrategia global tipo 3, por lo que, a continuación, se presenta sus propiedades:

2.2.11.3. Propiedades de los Aisladores LRB.

Las propiedades principales de los aisladores LRB se definen en las siguientes Tablas.

Tabla 2.21

Propiedades de diseño, desplazamiento y capacidad de carga axial máx. en función del diámetro del aislador.

Diámetro Aislador, DI(cm)	PROPIEDADES DE DISEÑO			Desplazamiento Máximo Dmáx(cm)	Capacidad Carga Axial Pmáx(Tnf)
	Rigidez post cedencia Kd (Tnf/m)	Resistencia característica Qd (Tnf)	Resistencia a la compresión Kv (Tnf/m)		
30.5	20.4-40.8	0-6.6	>5098.6	15	45.89
35.5	20.4-40.8	0-6.6	>10 197.2	15	71.38
40.5	30.6-51.0	0-11.2	>10 197.2	20	91.77
45.5	30.6-71.4	0-11.2	>10 197.2	25	117.27
52.0	40.8-71.4	0-18.4	>20 394.3	30	137.66
57.0	51.0-91.8	0-18.4	>50 985.8	36	183.55
65.0	51.0-112.2	0-22.4	>71 380.1	41	275.32
70.0	51.0-142.8	0-22.4	>81 577.3	46	316.11
75.0	71.4-163.2	0-27.0	>91 774.5	46	367.10
80.0	71.4-163.2	0-27.0	>101 971.6	51	407.89
85.0	71.4-183.5	0-36.2	>122 365.9	56	499.66
90.0	71.4-193.7	0-36.2	>142 760.3	56	591.44
95.0	71.4-203.9	0-50.0	>183 548.9	61	683.21
100.0	81.6-203.9	0-50.0	>193 746.1	66	774.98
105.0	91.8-214.1	0-59.1	>214 140.4	71	866.76
116.0	112.2-214.1	0-67.8	>285 520.5	76	1407.21
126.0	122.4-234.5	0-77.0	>377 295.0	81	2090.42
136.0	142.8-254.9	0-90.8	>520 055.3	86	2814.42
145.0	163.2-254.9	0-104.5	>540 449.6	91	3405.85
155.0	183.5-254.9	0-104.5	>662 815.5	91	4078.86

Fuente: DIS (Dynamic Isolation System)

Tabla 2.22*Dimensiones del dispositivo y de las placas de montaje.*

TAMANO DEL DISPOSITIVO				DIMENSIONES DE LAS PLACAS DE MONTAJE					
Diámetro Aislador, DI(cm)	Altura Aislador, H(cm)	Número de capas de caucho, N	Diámetro Plomo, DL(cm)	L (cm)	t (cm)	Cant. Orificios	Orificio Ø (cm)	A (mm)	B (mm)
30.5	12.5-28.0	4-14	0-10.0	35.5	2.5	4	2.7	50	-
35.5	15.0-30.5	5-16	0-10.0	40.5	2.5	4	2.7	50	-
40.5	17.5-33.0	6-20	0-12.5	45.5	2.5	4	2.7	50	-
45.5	17.5-35.5	6-20	0-12.5	51.0	2.5	4	2.7	50	-
52.0	20.5-38.0	8-24	0-18.0	57.0	2.5	8	2.7	50	50
57.0	20.5-38.0	8-24	0-18.0	62.0	2.5	8	2.7	50	50
65.0	20.5-38.0	8-24	0-20.5	70.0	3.2	8	2.7	50	50
70.0	20.5-43.0	8-30	0-20.5	75.0	3.2	8	3.3	65	75
75.0	23.0-45.5	8-30	0-23.0	80.0	3.2	8	3.3	65	75
80.0	23.0-51.0	8-33	0-23.0	85.0	3.2	8	3.3	65	75
85.0	23.0-53.5	8-35	0-25.5	90.0	3.8	12	3.3	65	95
90.0	25.5-56.0	9-37	0-25.5	95.5	3.8	12	3.3	65	95
95.0	25.5-58.5	10-40	0-28.0	100.5	3.8	12	3.3	65	95
100.0	28.0-63.5	11-40	0-28.0	105.5	3.8	12	4.0	75	115
105.0	30.5-66.0	12-45	0-30.5	110.5	4.4	12	4.0	75	115
116.0	33.0-76.0	14-45	0-33.0	120.5	4.4	12	4.0	75	115
126.0	33.5-76.0	16-45	0-35.5	133.5	4.4	16	4.0	75	115
136.0	40.5-76.0	18-45	0-38.0	143.5	5.1	16	4.0	75	115
145.0	43.0-76.0	20-45	0-40.5	152.5	5.1	20	4.0	75	115
155.0	43.5-76.0	22-45	0-40.5	162.5	5.1	20	4.0	75	115

Fuente: DIS (Dynamic Isolation System)**Tabla 2.23***Propiedades del material.*

Nombre	Límite inferior	Límite Superior	Unidades
Módulo efectivo de corte de goma, G(kgf/cm ²)	4.22	5.98	kgf/cm ²
Módulo volumétrico de goma, k (kgf/cm ²)	20389.02	20389.02	kgf/cm ²
Módulo de corte del plomo, G _P (kgf/cm ²)	1300.14	1759.01	kgf/cm ²
Esfuerzo de corte del plomo, τ _{py} (kgf/cm ²)	101.95	198.97	kgf/cm ²

Fuente: DIS (Dynamic Isolation System)

2.2.11.4. Procedimientos de análisis

Ya que la mayoría de los sistemas de aislamiento no son lineales, a primera vista puede parecer que solo se pueden usar métodos de análisis no lineales en su diseño (como un método no lineal tiempo historia). Sin embargo, si las propiedades no lineales se pueden linealizar, se pueden usar métodos lineales equivalentes (elásticos), en cuyo caso muchos métodos son adecuados para puentes aislados. Estos métodos incluyen:

- Método de carga uniforme
- Método espectral de modo único
- Método espectral multimodal
- Método Tiempo-Historia

Los tres primeros métodos son métodos elásticos. El método Tiempo-Historia puede ser elástico o inelástico. Se usa para estructuras complejas o donde se requiere un modelado explícito de la disipación de energía para representar mejor los sistemas de aislamiento con altos niveles de amortiguación histerética (amortiguación viscosa equivalente > 30 por ciento)

Una variación del método de carga uniforme es el método de análisis basado en el desplazamiento que es particularmente útil para realizar diseños iniciales y verificar la viabilidad del aislamiento para un puente en particular. Puede usarse como un punto de partida en el diseño, seguido de métodos más rigurosos a medida que avanza el diseño. En algunas publicaciones, este método también se denomina método de espectro de capacidad (Buckle et al. 2006).

2.2.11.4.1. Método de Análisis Basado en el desplazamiento (Método de Carga Uniforme Modificado).

Este método llamado también método simplificado por Guía de Especificaciones para el Diseño de Aislamiento Sísmico (2010) se ha adaptado para la aplicación en puentes aislados, y presenta las siguientes suposiciones (Buckle et al. 2006):

A) Suposiciones:

1. La superestructura del puente actúa como un diafragma rígido en el plano y flexible fuera del plano. En comparación con la flexibilidad de los aisladores, las superestructuras del puente son relativamente rígidas y esta suposición es aplicable a una amplia gama de tipos de superestructuras (por ej., vigas cajón, vigas de placas con marcos cruzados, losas y vigas con diafragmas y similares)

2. El puente puede ser modelado como un sistema de un grado de libertad. La carga uniforme y los métodos de análisis espectral de un único modo en el diseño sísmico convencional hacen esta misma suposición, y está sujeto a las mismas limitaciones de aplicabilidad.
3. El espectro de respuesta de desplazamiento para el sitio del puente es linealmente proporcional al periodo dentro del rango de periodo del puente asilado (es decir, la velocidad espectral es constante y la aceleración espectral es inversamente proporcional al periodo en este rango).
4. Las propiedades del desplazamiento de fuerza lateral de los aisladores sísmicos se pueden representar mediante lazos histeréticos bilineales.
5. La disipación de energía histerética puede ser representada mediante una amortiguación viscosa equivalente.
6. El espectro de respuesta de diseño puede escalarse para diferentes relaciones de amortiguamiento viscoso por factores de amortiguamiento que son independientes del periodo.

B) Ecuaciones básicas para el análisis:

▪ **Fuerza Sísmica Estática Equivalente:**

La fuerza sísmica estática equivalente se determinará como sigue:

$$F = C_{smd} W \quad (2.72)$$

donde:

$$C_{smd} = \frac{C_{sm}}{B_L} \quad (2.73)$$

$$B_L = \left(\frac{\beta}{0.05} \right)^{0.03} \quad (2.74)$$

donde:

B_L : Coeficiente de amortiguamiento para periodos largos del espectro de respuesta de diseño.

ξ : Relación de amortiguamiento viscoso equivalente.

W : Carga vertical total para diseño del sistema de aislamiento sísmico.

▪ **Rigidez Efectiva**

De la Figura 2.37. la rigidez efectiva K_{eff} , de un aislador bilineal en el desplazamiento D , está dado por:

$$K_{eff} = F / D = \frac{Q_d + K_d D}{D} = \frac{Q_d}{D} + K_d \quad (2.75)$$

donde:

F: Fuerza lateral total en el aislador en el desplazamiento D.

Q_d : Resistencia característica del aislador (fuerza en el aislador en el desplazamiento cero), y

K_a : Rigidez post-elástica del aislador.

▪ **Periodo Efectivo**

El periodo efectivo T_{eff} , del sistema de un grado de libertad de masa W/g y rigidez K_{eff} , en el desplazamiento D, está dado por:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK_{eff}}} \quad (2.76)$$

donde: W= Peso de la superestructura del puente.

▪ **Relación de Amortiguamiento Viscoso Equivalente**

La energía disipada histerética en un solo ciclo de un aislador bilineal es dado por el área del lazo de histéresis como sigue:

$$\text{Área} = 4Q_d(D - D_y) \quad (2.77)$$

donde D_y = desplazamiento de cedencia del aislador (2.54cm, Recomendado)

La relación de amortiguamiento viscoso equivalente β , es como sigue:

$$\beta = \frac{2Q_d(D - D_y)}{\pi K_{eff} D^2} \quad (2.78)$$

▪ **Desplazamiento de la superestructura:**

El desplazamiento D, del sistema de un grado de libertad con periodo T_{eff} y relación de amortiguamiento viscoso β , es dado por:

$$D = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \left(\frac{S_{D1} T_{eff}}{B_L} \right) (\text{pulg}) \quad (2.79)$$

▪ **Cortante basal total y fuerzas de aislamiento individuales.**

La fuerza lateral total en el sistema de aislación en el desplazamiento D es dado por:

$$F = K_{eff} D \quad (2.80)$$

La Guía de Especificaciones para Diseño de Aislamiento Sísmico (2010) se ha desarrollado en base a la estrategia global de diseño que considera la subestructura flexible, tal como se detalla a continuación:

C) Método para puentes con subestructura flexible.

Rigidez Efectiva de Puentes con Subestructura Flexible:

La rigidez efectiva de una superestructura aislada en una subestructura flexible se obtiene sumando la rigidez efectiva de las subestructuras individuales. La Figura 2.45 muestra una subestructura idealizada con un aislador apoyado en una columna flexible. Se asume que el aislador tiene propiedades bilineales y se asume que la columna es elástica (Buckle et al. 2006)..

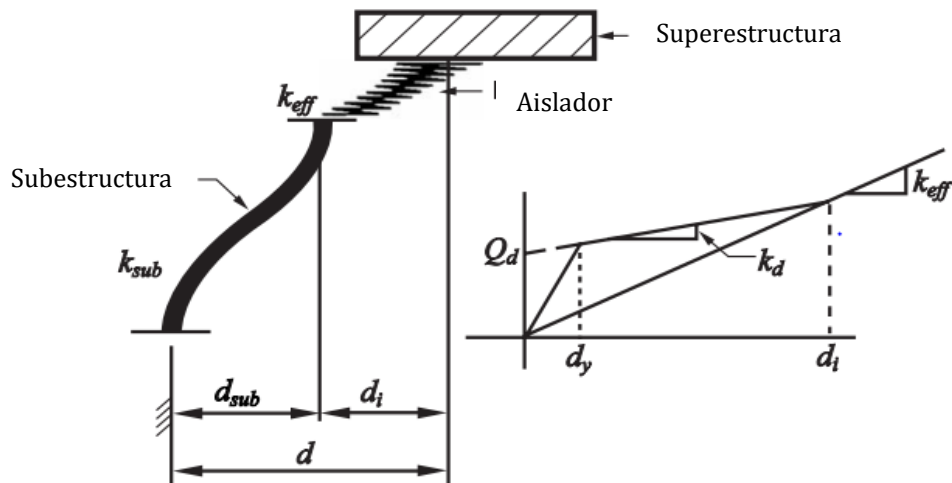


Figura 2.45 Deformaciones del aislador y de la subestructura debido a carga lateral (Adaptado de AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 2010).

Constantino lo describe como: “método iterativo ya que muchos de los parámetros clave que describen las propiedades del puente (K_{eff} , T_{eff} y β) dependen del desplazamiento del puente D , que no se conoce al comienzo del análisis. Por lo tanto, el método comienza asumiendo un desplazamiento para la superestructura del puente (D) e iterando hasta que se logre la convergencia”. El procedimiento es tal como se presenta a continuación:

Paso 1: Asumir un valor para el desplazamiento de la superestructura D .

Paso 2: Calcular la rigidez efectiva del puente K_{eff} , de la ecuación 2.73.

Paso 3: Calcular el periodo efectivo T_{eff} , de la ecuación 2.74.

Paso 4: Calcular la relación de amortiguamiento viscoso equivalente β , de la ecuación 2.76.

Paso 5: Obtener factor de amortiguamiento B , de la ecuación 2.72.

Paso 6: Calcular el desplazamiento D , de la ecuación 2.77.

Paso 7: Comparar el valor calculado para el desplazamiento D , con el que se ha asumido en el paso 1. Si está cerca al acordado ir al paso 8, de lo contrario repita el paso 2 usando el valor de desplazamiento D , encontrado en el paso 6.

2.2.12. Desempeño Sísmico en Puentes

2.2.12.1. Curva de Capacidad

La curva de capacidad es una representación gráfica que relaciona el cortante en la base, V con el desplazamiento en el nivel más alto de la estructura, δ , en el caso de los puentes el nivel más alto es la placa (losa del tablero). En la Figura 2.46 se muestra la curva de capacidad típica. La capacidad de una estructura en general depende de la resistencia y de la capacidad de deformación de los elementos individuales de la misma. Para determinar la capacidad en especial más allá del punto del límite elástico, se requiere de un análisis no lineal que incluya la variación en rigidez de los elementos una vez que se sobrepasa dicho punto (Arroyave, 2013).

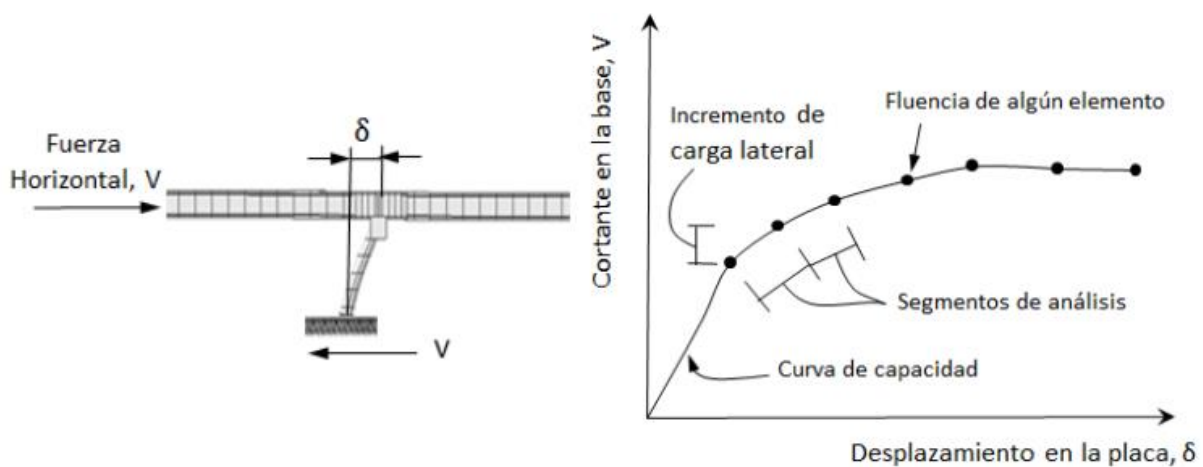


Figura 2.46 Curva de capacidad típica (Adaptado del ATC-40, 1996).

2.2.12.2. Plastificación Progresiva o Pushover

El procedimiento de plastificación progresiva es un método estático que considera las propiedades no lineales de los materiales (ATC-40, 1996). Este procedimiento utiliza una serie de análisis secuenciales elásticos en los que se aplica un incremento de carga horizontal, y mediante los cuales se determina la curva fuerza-desplazamiento de la estructura. En la medida que se ejecuta el análisis de plastificación progresiva, se reduce la rigidez de los elementos que alcanzan el punto de fluencia o plastificación. Este proceso se ejecuta continuamente hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta un límite especificado tal como un desplazamiento. La curva de capacidad de los puentes es generalmente construida representando el primer modo de respuesta de la estructura, basándose en la premisa de que el periodo fundamental de vibración es el modo predominante en la respuesta de la estructura. Lo anterior se comprueba con el hecho de que la participación de masas del puente en el modo fundamental es del 85% o superior. Esto puede no ser cierto en estructuras como los edificios, donde los demás modos

de vibración tienen un aporte considerable. En la actualidad los diferentes softwares de análisis y diseño incluyen módulos de ejecución automática de plastificación progresiva (Arroyave, 2013).

2.2.12.3. Punto de Desempeño

El punto de desempeño corresponde al estado de la estructura durante el sismo de diseño, es decir, la sollicitación máxima de desplazamiento y de fuerza que se espera tenga la misma durante su vida útil; también se conoce como el punto de comportamiento. Esto implica que se considera la estructura con su rigidez degradada, efecto del comportamiento inelástico en cada uno de sus elementos (Arroyave, 2013). Actualmente existen varios métodos para determinar el punto de desempeño, sin embargo, esta investigación sólo se abarcará el Método de Linealización Equivalente (FEMA 440).

Método de Linealización Equivalente

Este método se publicó en el año 2005 y fue presentado por el FEMA 440 como modificación del método de Espectro de Capacidad (ATC-40), por lo tanto, supone una versión más actualizada del método. El procedimiento se resume en los siguientes pasos:

- 1) Obtención del espectro de respuesta.
- 2) Conversión el espectro de respuesta en espectro de demanda (Formato ADRS).
- 3) Obtención de la curva de capacidad de la estructura.
- 4) Conversión la curva de capacidad en espectro de capacidad (Formato ADRS).
Transformación a sistema equivalente de 1 gdl.
- 5) Superposición del espectro de capacidad con el espectro de demanda en formato ADRS.
- 6) Elección el punto inicial del comportamiento (inicio de proceso iterativo) y representación bilineal del espectro de capacidad.
- 7) Linealización del sistema equivalente: Cálculo del T_{eff} y β_{eff} .
- 8) Cálculo del espectro de respuesta reducido para β_{eff} .
- 9) Cálculo del punto de desempeño.

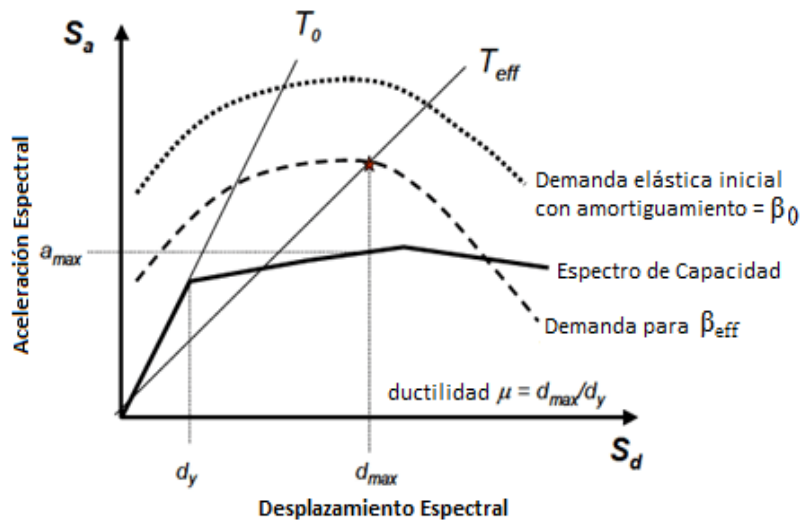


Figura 2.47 Representación gráfica del método de Linealización equivalente
(Adaptado del FEMA 440, 2005).

2.2.12.4. Evaluación del Nivel de Desempeño

La Asociación de Ingenieros Estructurales de California (1995) definió cinco niveles de desempeño sísmico de acuerdo a los límites de desplazamiento de la estructura (Tabla 2.24).

Tabla 2.24

Niveles de desempeño sísmico.

Nivel de desempeño	Descripción de los daños	Estado de daño	Límite de desplazamiento del sistema
Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Todas las instalaciones y servicios operan normalmente luego del sismo	Depreciable	Δy
Operacional	Daños ligeros en elementos estructurales y en componentes no estructurales. Las instalaciones y servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero de fácil recuperación.	Leve	$\Delta y + 0.03\Delta p$
Seguridad de Vida	Daño estructural y no estructural moderado. La estructura aún conserva un margen de seguridad contra el colapso. La estructura podría repararse aunque no siempre sea económicamente aconsejable.	Moderado	$\Delta y + 0.06\Delta p$
Pre-Colapso	Daño estructural severo. Falla de elementos no estructurales. La seguridad de los ocupantes se encuentra comprometida, las réplicas podrían ocasionar colapso.	Extenso	$\Delta y + 0.08\Delta p$
Colapso	Colapso estructural. No es posible reparar la estructura.	Completo	$\Delta y + 1.00\Delta p$

Fuente: Adaptado de SEAOC, 1995.

La Figura 2.48 ilustra en base al desplazamiento de fluencia efectiva (Δy) y la capacidad de desplazamiento inelástico (Δp) la sectorización de la curva de capacidad.

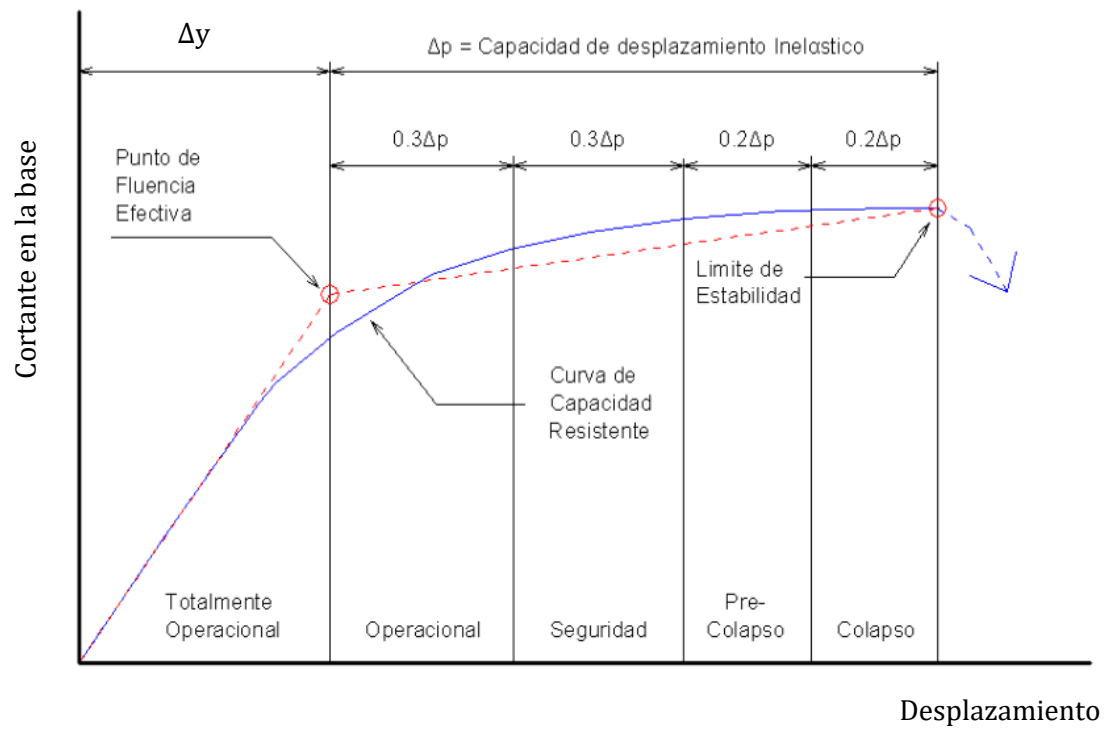


Figura 2.48 Sectorización de curva de capacidad (SEAO, 1995)

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La investigación determinó el nivel de desempeño sísmico en puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico ubicados en el distrito, provincia y departamento de Lima.

3.2. ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación “NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO EN PUENTES PREESFORZADOS CON Y SIN AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA CIUDAD DE LIMA” se realizó desde el mes de Noviembre del 2018 hasta Setiembre del 2019.

3.3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación se clasifica según:

- Finalidad: Aplicada.
- Objetivos: Descriptivo.
- Control de diseño de la prueba: No experimental.
- Temporalidad: Transversal
- Estrategia o Enfoque teórico metodológico: Cuantitativo.

3.3.2. POBLACIÓN DE ESTUDIO

La población de estudio está conformada por todos los puentes de concreto preesforzado ubicados de la ciudad de Lima.

3.3.3. MUESTRA

La muestra está constituida dos puentes preesforzados de 80m (2 tramos de 40m) y 120m (3 tramos de 40m) de longitud cada uno ubicados en la ciudad de Lima y expuestos a un peligro sísmico de 7% de probabilidad de excedencia en 75 años, es decir para un periodo de retorno de 1000 años. La superestructura para ambos puentes es la misma y lo conforma un tablero de concreto armado de 16.60m de ancho, cuya estructura principal son vigas preesforzadas (prefabricadas) AASHTO I tipo VI. La subestructura es base de pilares multicolumna (3 columnas circulares de 1.80m de diámetro), donde la altura de las columnas son 12m y 9.50m para los puentes de 2 tramos y 3 tramos respectivamente. La muestra se seleccionó empleando el muestreo de tipo por conveniencia, no probabilístico.

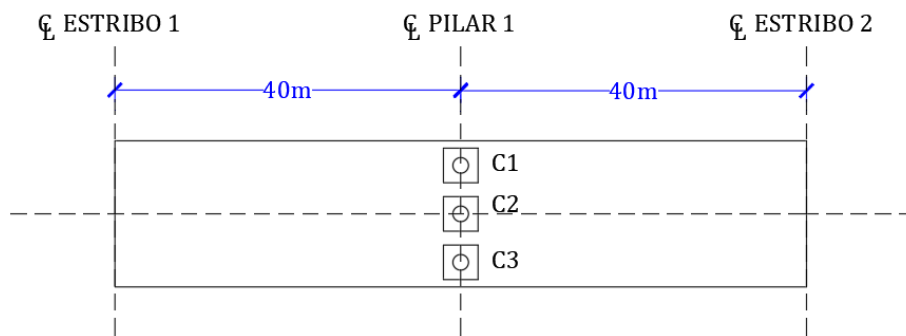
3.3.4. UNIDAD DE ANÁLISIS

La unidad de análisis corresponde a un puente con vigas prefabricadas ubicado en la ciudad de Lima.

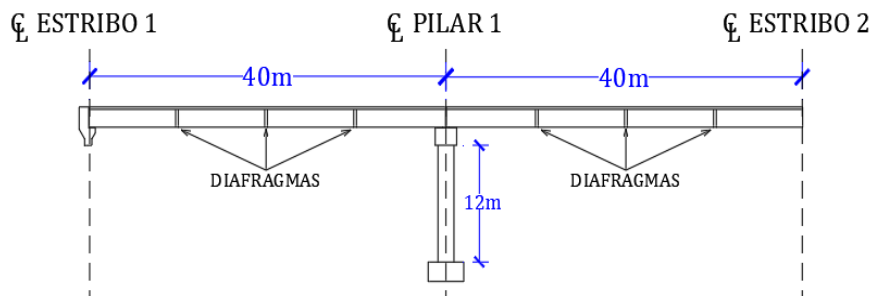
3.4. PROCEDIMIENTO

3.4.1. DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES PREESFORZADOS

Los puentes preesforzados son de eje recto y tienen una longitud de 80m y 120m con tramos simplemente apoyados de 40m cada uno, tal como se plasma en las Figuras 3.1 y 3.2. La superestructura para ambos puentes es la misma y lo conforma una losa de concreto armado de 20cm de espesor, la cual soporta las cargas transitorias (vehiculares y peatonales), así como las cargas permanentes provenientes de las barreras, veredas y superficie de rodadura (espesor de 5cm). El ancho del tablero impuesta permite tener 4 carriles de circulación de 3.60m. La estructura principal se basa por cada tramo en 7 vigas preesforzadas (prefabricadas) AASHTO I tipo VI separadas en forma equidistante cada 2.50m (Ver Figura 3.3). Asimismo, se han dispuesto diafragmas de 0.40mx1.30m en los cuartos de cada tramo.

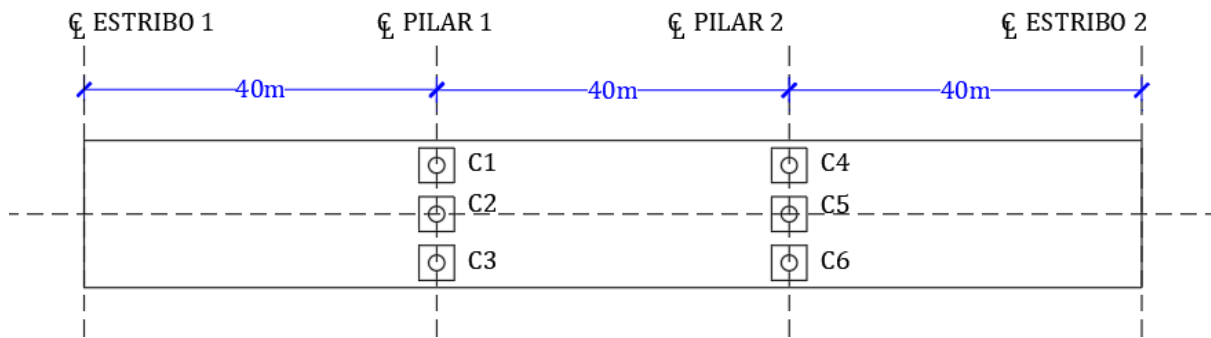


(a) Vista en planta puente preesforzado 1.

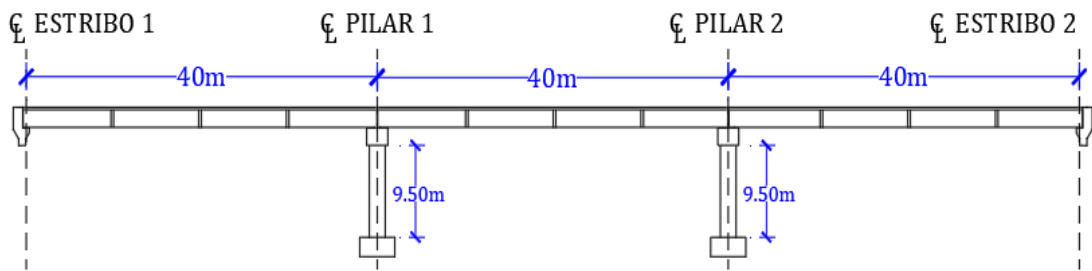


(b) Vista en elevación puente preesforzado 1.

Figura 3.1 Vista planta y elevación del puente preesforzado 1.



(a) Vista en planta puente preesforzado 2.



(b) Vista en elevación puente preesforzado 2.

Figura 3.2 Vista planta y elevación del puente preesforzado 2.

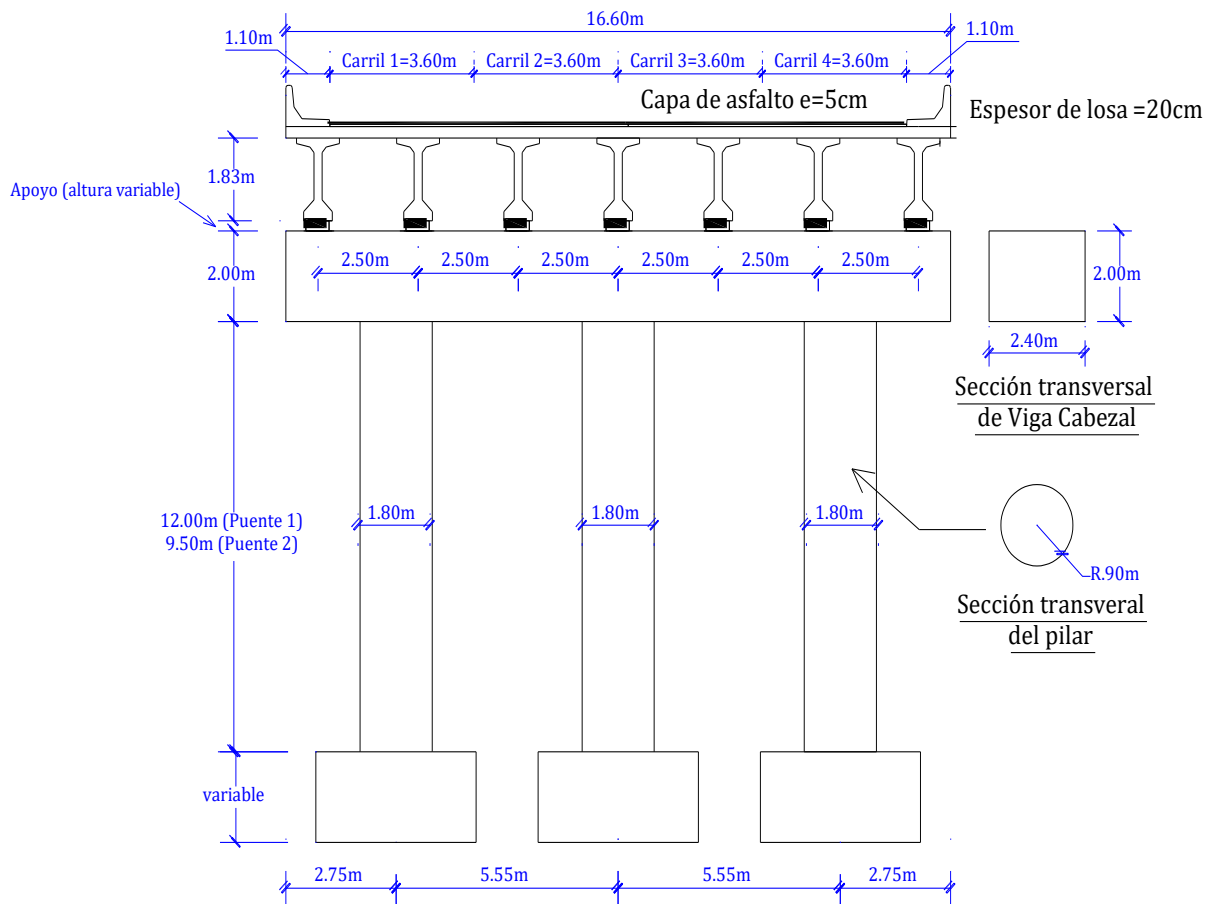


Figura 3.3 Sección transversal típica de los puentes preesforzados convencionales.

La subestructura del puente lo conforman dos estribos y dos pilares (multicolumna) de concreto armado (Ver Figura 3.3). Cada pilar consta de 3 columnas de sección circular de 1.80m de diámetro unidas mediante una viga cabezal de sección rectangular de 16.60m de longitud. Las columnas tienen una altura de 12m y 9.50m para el puente preesforzado 1 y 2 respectivamente.

Por otro lado, para ambos puentes, la viga preesforzada (prefabricada) AASHTO I tipo VI tiene 38 torones adheridos, de los cuales 32 son rectos y 6 son deformados. Los torones rectos se localizan en la parte inferior de la viga mientras que los torones deformados varían su posición a lo largo de la longitud de la viga.

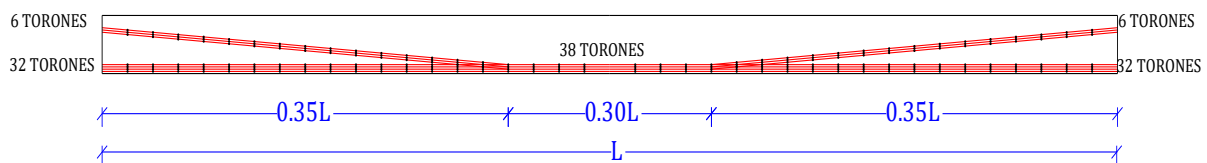


Figura 3.4 Perfil de distribución de torones de preesfuerzo en los extremos y a 0.35L.

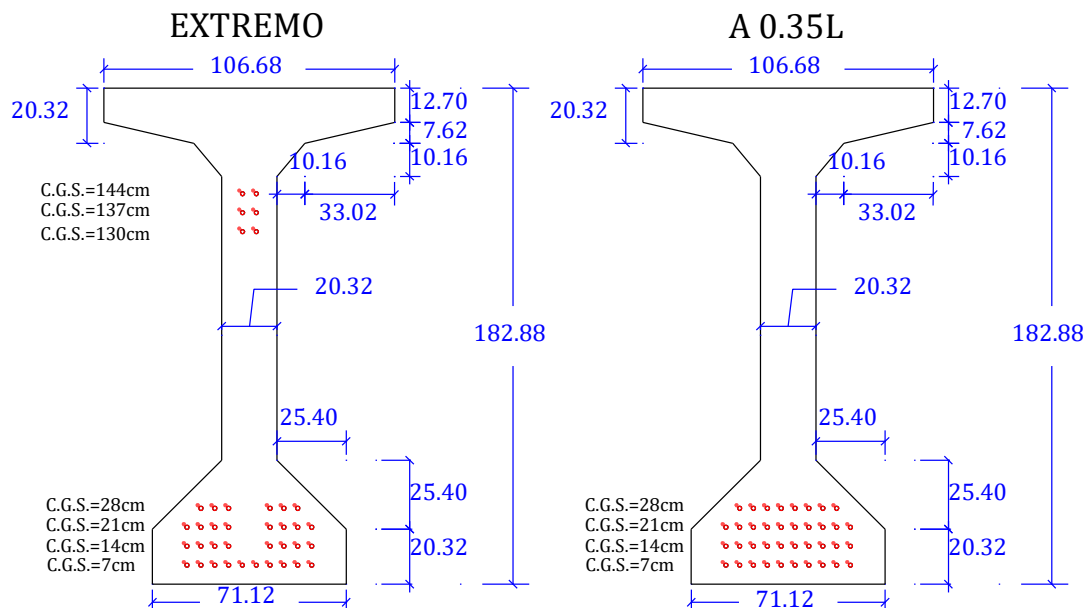
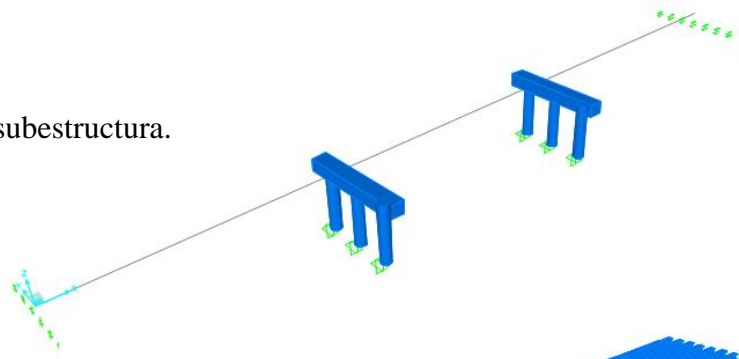


Figura 3.5 Sección de la viga preesforzada en los extremos y a 0.35L.

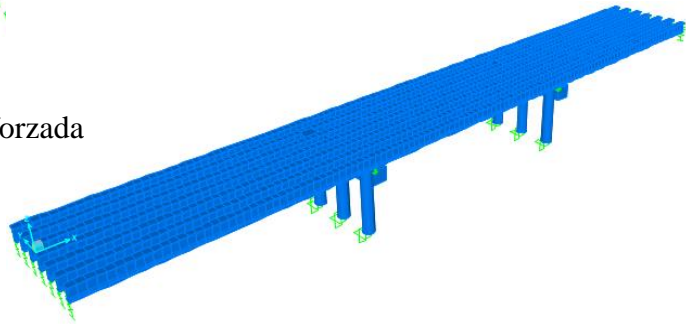
A) SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN DE LOS PUENTES PREESFORZADOS

Los puentes preesforzados durante su construcción pasan por distintas etapas, que ameritan ser analizadas, por ejemplo, la Figura 3.6 ilustra la secuencia de construcción para el puente preesforzado 2:

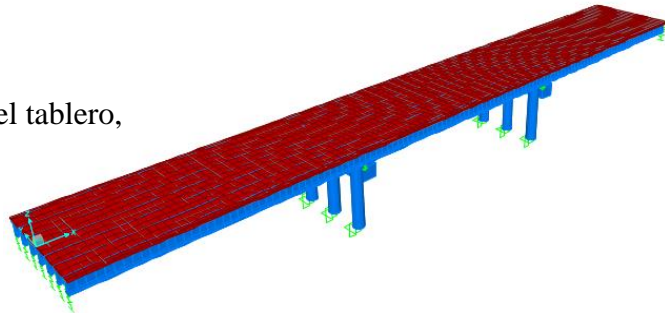
ETAPA N° 01: Construcción de la subestructura.



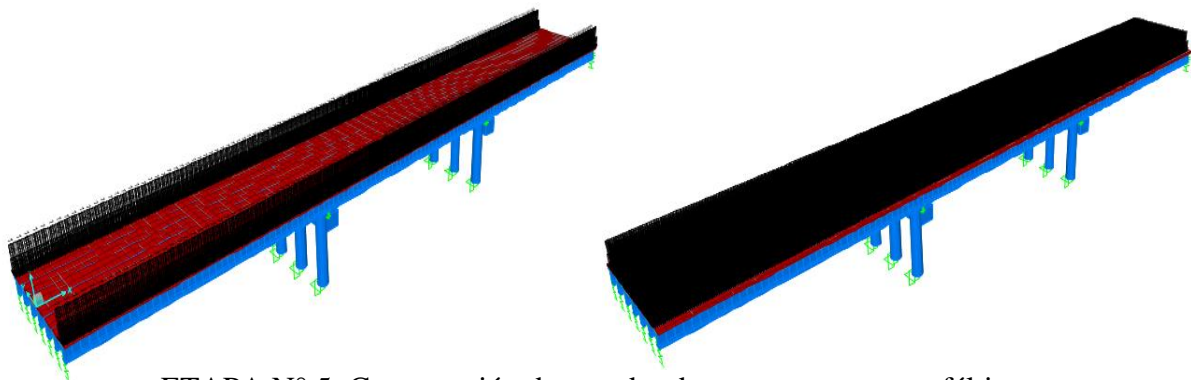
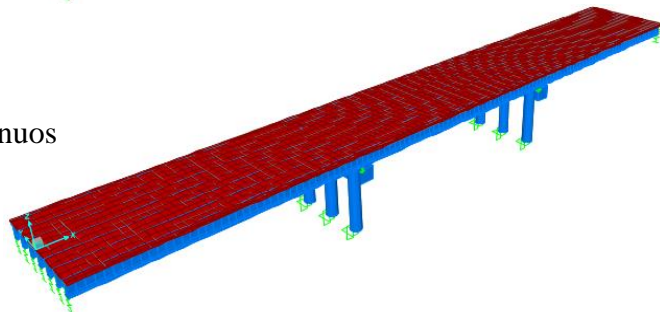
ETAPA N° 02: Montaje de vigas preesforzadas
AASHTO I tipo VI (Edad del concreto
en vigas: 90 días).



ETAPA N° 03: Construcción de la losa del tablero,
tramos no continuos (Sección no
compuesta, losa sin fraguar)



ETAPA N° 04: Losa curada, tramos continuos
(sección compuesta entre viga y
losa del tablero)



ETAPA N° 5: Construcción de veredas, barreras y carpeta asfáltica.

Figura 3.6 Secuencia de construcción de los puentes preesforzados.

Para el cómputo de las pérdidas teniendo presente la secuencia de construcción del puente, se definió:

- Edad del concreto de la viga en la colocación de la losa del tablero, t_d (días) : 90
- Edad del concreto de la viga en la transferencia, t_i (días) : 7
- Edad del concreto de la viga en el tiempo final de servicio, t_r (días) : 27 000
- Humedad relativa del ambiente (H) : 70%

B) ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

B.1) Concreto:

B.1.1) Superestructura:

- **Vigas preesforzadas (prefabricada):**
 - ✓ Nominación: **Viga AASHTO I Tipo VI.**
 - ✓ Resistencia a la compresión especificada, f'_c : **$f'_c = 420 \text{ kgf/cm}^2$**
 - ✓ Peso unitario del concreto, w_c (Tabla 2.1): **$w_c = 2\ 402.77 \text{ kgf/m}^3$**
 - ✓ Módulo de elasticidad del concreto, E_c (Ec. 2.5): **$E_c = 342\ 393.58 \text{ kgf/cm}^2$**
 - ✓ Coeficiente de Poisson, μ (ítem 2.2.3.4.1): **$\mu = 0.20$**
 - ✓ Coeficiente de expansión térmica (ítem 2.2.3.4.1): **$1.8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$**
- **Vigas preesforzadas en la etapa de transferencia:**
 - ✓ Resistencia a la compresión especificada en la transferencia, $f'_{ci}(0.80f'_c)$: **$f'_{ci} = 336 \text{ kgf/cm}^2$**
 - ✓ Peso unitario del concreto en la transferencia, w_{ci} (Tabla 2.1): **$w_{ci} = 2\ 402.77 \text{ kgf/m}^3$**
 - ✓ Módulo de elasticidad del concreto en la transferencia, E_{ci} (Ec. 2.5): **$E_{ci} = 318\ 086.55 \text{ kgf/cm}^2$**
 - ✓ Coeficiente de Poisson, μ (Ítem 2.2.3.4.1): **$\mu = 0.20$**
 - ✓ Coeficiente de expansión térmica (Ítem 2.2.3.4.1): **$1.8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$**
- **Losa del tablero y diafragma:**
 - ✓ Resistencia a la compresión especificada, $f'_{c \text{ deck}}$: **$f'_{c \text{ deck}} = 280 \text{ kgf/cm}^2$**
 - ✓ Peso unitario del concreto, $w_{c \text{ deck}}$ (Tabla 2.1): **$w_{c \text{ deck}} = 2\ 402.77 \text{ kgf/m}^3$**
 - ✓ Módulo de elasticidad del concreto, $E_{c \text{ deck}}$ (Ec. 2.5): **$E_{c \text{ deck}} = 299\ 512.87 \text{ kgf/cm}^2$**
 - ✓ Coeficiente de Poisson, μ (Ítem 2.2.3.4.1): **$\mu = 0.20$**
 - ✓ Coeficiente de expansión térmica (Ítem 2.2.3.4.1): **$1.8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$**

▪ **Losa del tablero en la etapa de transferencia**

- ✓ Resistencia a la compresión especificada, $f'_{ci\ deck}$: $f'_{ci\ deck}= 224\ \text{kgf/cm}^2$
- ✓ Peso unitario del concreto, $w_{c\ deck}$ (Tabla 2.1): $w_{c\ deck}=2\ 402.77\ \text{kgf/m}^3$
- ✓ Módulo de elasticidad del concreto, $E_{c\ deck}$ (Ec. 2.5): $E_{c\ deck}=278\ 250.01\ \text{kgf/cm}^2$
- ✓ Coeficiente de Poisson, μ (Ítem 2.2.3.4.1): $\mu = 0.20$
- ✓ Coeficiente de expansión térmica (Ítem 2.2.3.4.1): $1.8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$
- ✓ Recubrimiento superior **5cm**
- ✓ Recubrimiento inferior **2.5cm**
- ✓ Veredas y barreras $f'_c= 210\ \text{kgf/cm}^2$

B.1.2) Subestructura:

▪ **Viga cabezal y pilares:**

- ✓ Resistencia a la compresión especificada, f'_c : $f'_c= 280\ \text{kgf/cm}^2$
- ✓ Peso unitario del concreto, w_c (Tabla 2.1): $w_c=2\ 402.77\ \text{kgf/m}^3$
- ✓ Módulo de elasticidad del concreto, E_c (Ec. 2.5): $E_c=299\ 512.87\ \text{kgf/cm}^2$
- ✓ Coeficiente de Poisson, μ (Ítem 2.2.3.4.1): $\mu = 0.20$
- ✓ Coeficiente de expansión térmica (Ítem 2.2.3.4.1): $1.8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

B.2) Acero de refuerzo:

- ✓ Denominación: **Fierro Corrugado ASTM A615 Grado 60**
- ✓ Esfuerzo de cedencia, f_y (Ítem 2.2.3.4.2): $f_y= 4\ 218\ \text{kgf/cm}^2$
- ✓ Peso unitario del acero de refuerzo, w_s (Tabla 2.1): $w_s=7\ 849.05\ \text{kgf/m}^3$
- ✓ Módulo de elasticidad, E_s (Ítem 2.2.3.4.2): $E_s = 2\ 038\ 901.69\ \text{kgf/cm}^2$

B.3) Acero de preesfuerzo:

- ✓ Denominación: **Torón de preesfuerzo de baja relajación ASTM A416 G 270**
- ✓ Tipo **Adherido**
- ✓ Diámetro: **0.6 pulg**
- ✓ Área, A_p : **$A_p=1.40\ \text{cm}^2$**
- ✓ Esfuerzo de tracción, f_{pu} (Tabla 2.7): **$f_{pu}= 18\ 982.88\ \text{kgf/cm}^2$**
- ✓ Esfuerzo de cedencia, f_{py} (Tabla 2.7): **$f_{py}=17\ 084.59\ \text{kgf/cm}^2$**
- ✓ Módulo de elasticidad, E_p (Ítem 2.2.3.4.3): **$E_p= 2\ 003\ 748.22\ \text{kgf/cm}^2$**

C) NORMAS EMPLEADAS

Las normas y códigos que se han empleado para el análisis y diseño del puente son:

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2017).
- AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2011).
- Guide Specifications for Seismic Isolation Design (2011).
- Caltrans Bridge Design Practice (2015).
- Manual de Puentes (2018).

D) ESTRATEGIAS GLOBALES DE DISEÑO SÍSMICO

El diseño sísmico de los puentes preesforzados se realizó en base a 2 estrategias globales:

- 1) Tipo 1: Subestructura dúctil con superestructura esencialmente elástica.
- 2) Tipo 3: Subestructura y superestructura elásticas con un mecanismo de conexión entre ellos.

La diferencia entre ambas estrategias radicó en que la segunda emplea aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) como un mecanismo de conexión entre la subestructura y la superestructura. Para determinar el nivel de desempeño sísmico se empleó el procedimiento de diseño sísmico basado en el desplazamiento, el cual se describe a continuación.

3.4.2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN EL DESPLAZAMIENTO PARA PUENTES PREESFORZADOS CONVENCIONALES - ESTRATEGIA GLOBAL DE DISEÑO TIPO 1

El diseño sísmico basado en el desplazamiento fue desarrollado en la Guía de Especificaciones AASHTO (2011) y aplica tanto para puentes preesforzados convencionales (Estrategia Tipo 1) como para puentes preesforzados con aisladores sísmicos (Estrategia tipo 3). Este procedimiento se detalla en el diagrama de flujo de las Figuras 3.7 y 3.8. Cabe resaltar, que la investigación sólo abarca hasta la determinación del nivel de desempeño de la estructura, en otras palabras, se culmina con la comparación de capacidad de la estructura y la demanda de la acción sísmica.

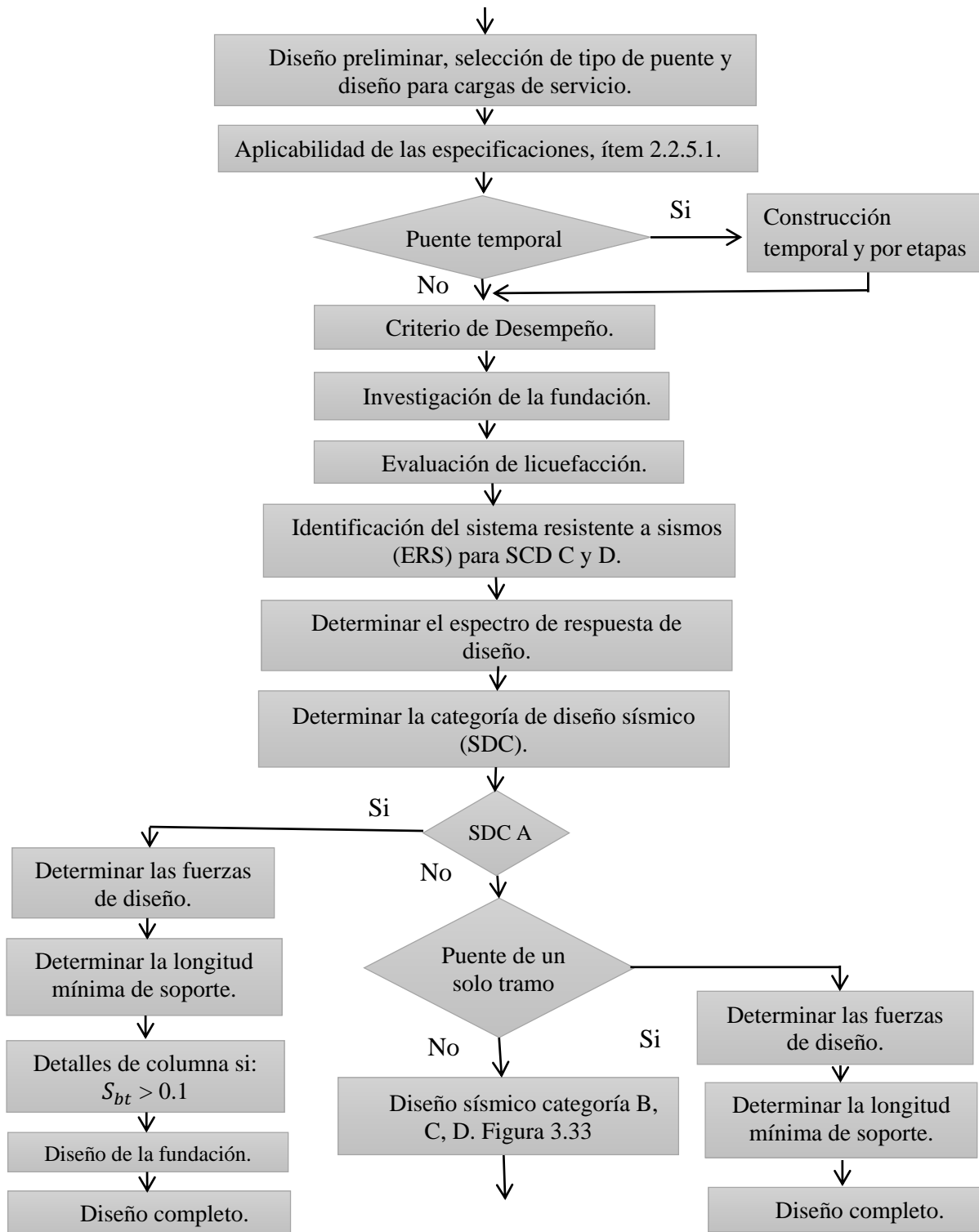


Figura 3.7 Diagrama de flujo del procedimiento de diseño sísmico basado en el desplazamiento (Adaptado de AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2011).

Continúa de la Figura 3.7

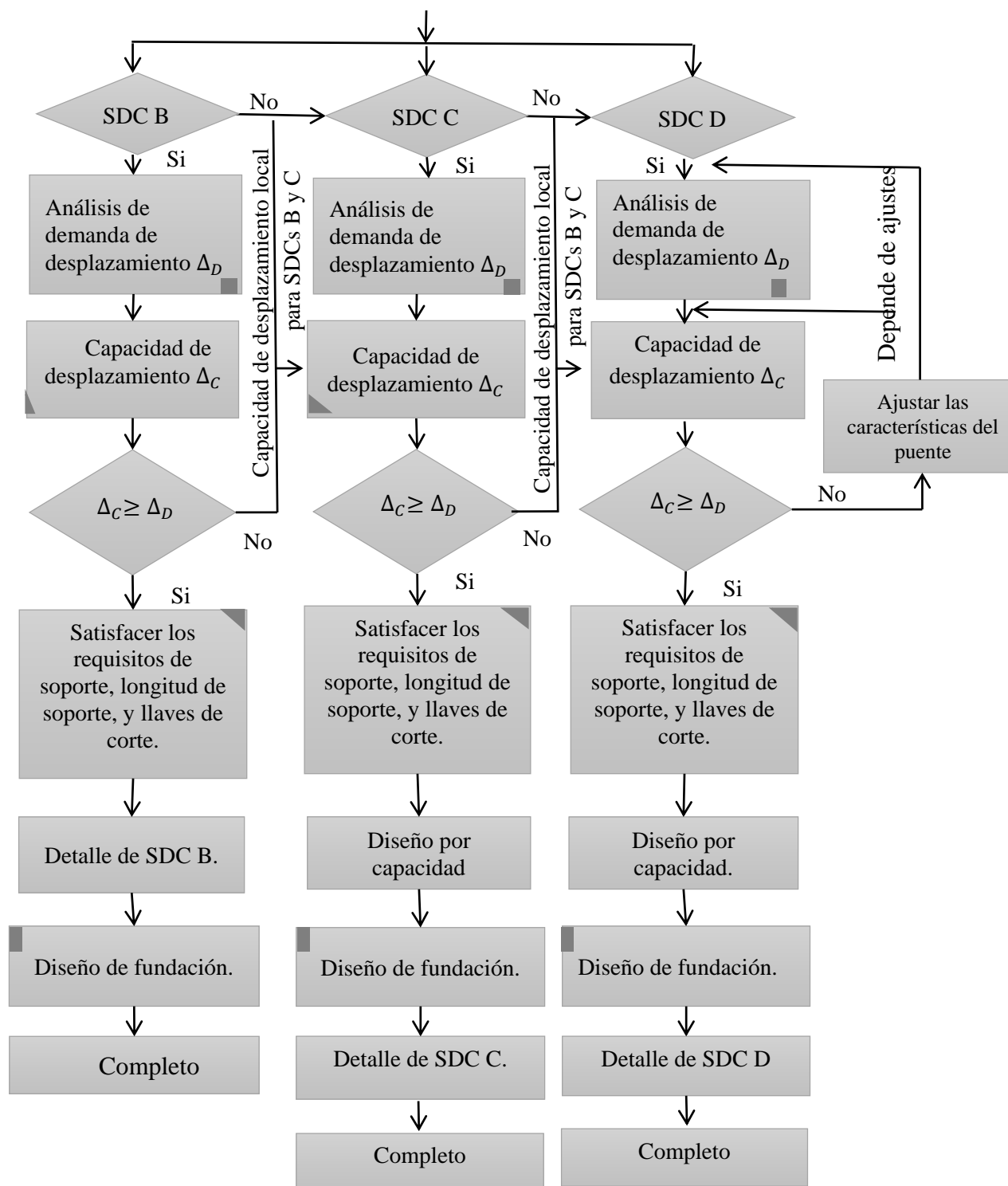


Figura 3.8 Diagrama de flujo del procedimiento de diseño sísmico basado en el desplazamiento, continuación (Adaptado de AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2011).

3.4.2.1. Diseño preliminar de los puentes

El diseño sísmico para ambas estrategias inicia con el diseño preliminar de los puentes, el cual se desarrolla en el ANEXO 1. Las Figuras 3.9 y 3.10 muestran los modelos matemáticos de los puentes se desarrollaron en el software CSiBridge v20.2.0:

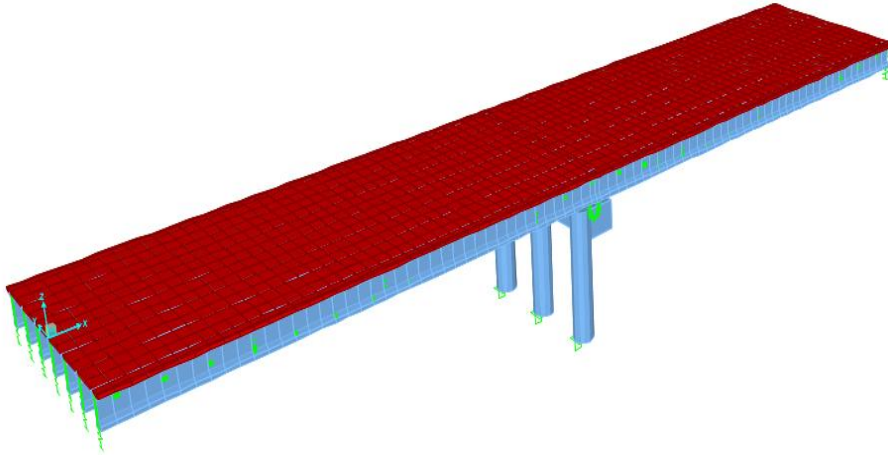


Figura 3.9 Vista 3D del modelo matemático del puente preesforzado convencional 1.

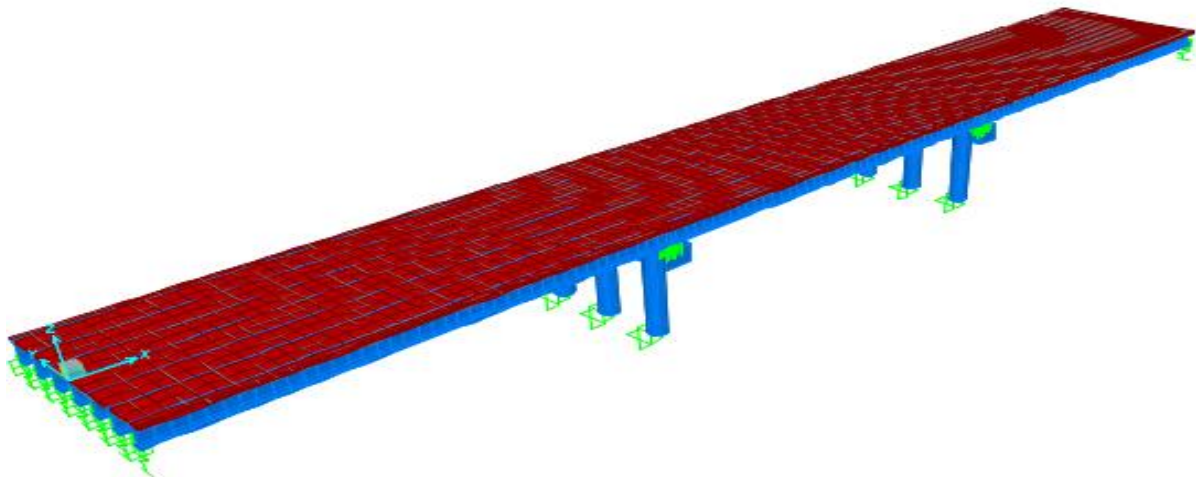


Figura 3.10 Vista 3D del modelo matemático del puente preesforzado convencional 2.

3.4.2.2. Clasificación de los puentes para fines de diseño sísmico

Los puentes se clasificaron como “Esenciales”. Los puentes esenciales son aquellos que deben estar abiertos a los vehículos de emergencia y para fines de seguridad y defensa inmediatamente después de un sismo de diseño, es decir un evento con un periodo de retorno de 1000 años.

3.4.2.3. Puente temporal

El puente no es temporal.

3.4.2.4. Criterio de desempeño

El puente se diseñará para un objetivo de desempeño de “SEGURIDAD DE VIDA”, considerando un peligro sísmico de 7% de probabilidad de excedencia en 75 años, es decir para un periodo de retorno de 1000 años.

3.4.2.5. Investigación de la fundación

El estudio geotécnico del lugar de emplazamiento del puente ha determinado que el perfil del suelo es “Roca”.

3.4.2.6. Evaluación de Licuefacción

No presente.

3.4.2.7. Identificación del Sistema Resistente a Sismos (ERS)

Para la dirección longitudinal y transversal el ERS será el caso 3 y 4 de la Tabla 2.20. respectivamente.

3.4.2.8. Espectro de Respuesta de Diseño

El espectro de respuesta se construyó empleando el procedimiento general para lo cual se definió los siguientes parámetros.

A) Peligro Sísmico

Para estimar los coeficientes de aceleración espectral, se emplearon los mapas de peligro sísmico del Manual de Puentes del MTC (2018) (Ver Anexo 3).

B) Factores de Sitio:

Los factores de sitio se obtuvieron a partir de las Tablas 2.17 y 2.18.

Tabla 3.1

Parámetros para la construcción del Espectro de Respuesta para puente Esencial.

Parámetros	Puente Esencial Tr=1000 años
PGA	0.51 g
S _s	1.26 g
S ₁	0.50 g
F _{PGA}	1.00
F _a	1.00
F _v	1.00
A _s	0.51 g
S _{DS}	1.26 g
S _{D1}	0.50 g
T ₀	0.08 s
T _s	0.40 s

Con estos datos se construyó el Espectro de Respuesta de Diseño, tal como se muestra en la Fig. 3.11:

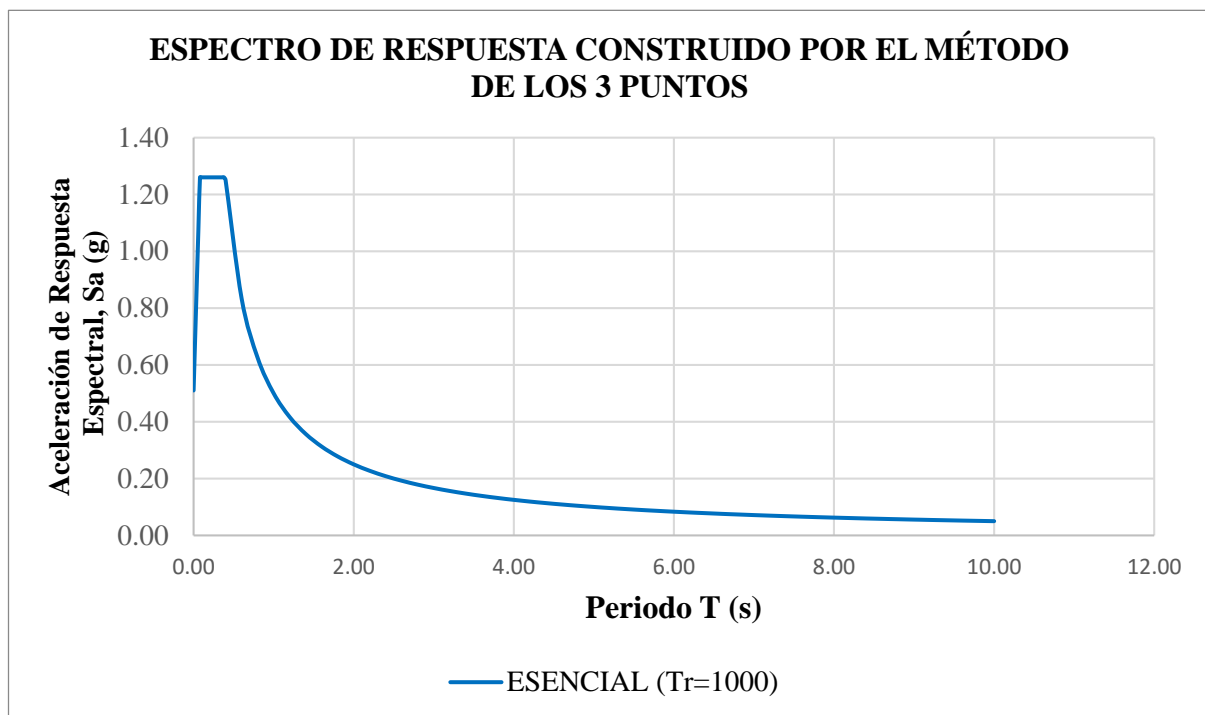


Figura 3.11 Espectro de Respuesta construido mediante el Método de los tres puntos.

3.4.2.9. Categoría de Diseño Sísmico (SDC)

La categoría de diseño sísmico depende del coeficiente de aceleración espectral para periodos largos, S_{D1} :

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1 = 0.50$$

De acuerdo con la Tabla 2.19, para $S_{D1} \geq 0.50$, le corresponde una categoría de diseño sísmico “SDC D”.

3.4.2.10. Estrategia de Diseño Global

La estrategia de diseño global que se empleó para los puentes preesforzados convencionales fue: Tipo 1-Subestructura dúctil con superestructura esencialmente elástica.

3.4.2.11. Análisis de demanda

3.4.2.11.1. Procedimiento de análisis.

A) Determinación de regularidad del puente

Un puente se clasifica como regular si cumple con los requisitos de la Tabla 3.2:

Tabla 3.2

Requisitos para puentes regulares.

Parámetro	Valor				
Número de tramos.	2	3	4	5	6
Ángulo máximo de subtendido (puente curvo).	30°	30°	30°	30°	30°
Relación máxima de longitudes de tramo a tramo.	3	2	2	1.5	1.5
Relación máxima de rigidez pilar/pilar entre tramo y tramo (excluyendo estribos)	-	4	4	3	2

Fuente: Adaptado de AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011.

A continuación, se analiza cada parámetro:

- Número de tramos: 3 tramos de 40m cada uno.
- Máximo ángulo de subtendido: El puente es recto, por lo tanto, ángulo de esviaje es 0°.
- Máxima relación de longitudes de tramo a tramo: Debido a que todos los tramos del puente tienen la misma longitud, la relación de longitudes es igual a 1.
- Máxima relación de rigidez de pilar/pilar: La relación de rigideces entre pilares debido a la geometría del puente es igual a 1.

Los requisitos anteriores clasifican al puente como “regular”.

B) Procedimiento de análisis para determinar la demanda sísmica.

El procedimiento de análisis se selecciona de acuerdo a las Tablas 3.3 y 3.4.

Tabla 3.3

Procedimientos de análisis según categoría de diseño sísmico.

Categoría de Diseño Sísmico	Puentes regulares de 2 a 6 tramos	Puentes no regulares con 2 o más tramos
A	No requerido	No requerido
B, C, o D	Utilizar el procedimiento 1 o 2	Utilizar el procedimiento 2

Fuente: Adaptado de AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011.

Tabla 3.4

Procedimientos de análisis según número de procedimiento.

Número de procedimiento	Descripción
1	Estático equivalente (ESA)
2	Análisis dinámico elástico (EDA)
3	Tiempo historia no lineal

Fuente: Adaptado de AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2011.

El procedimiento de análisis depende tanto de la categoría de diseño sísmico como del N° de tramos y tipo de puente. Para un puente regular con dos y tres tramos que pertenece a la categoría de diseño sísmico D, la Guía de especificaciones AASHTO exige aplicar el procedimiento 1 (Análisis Estático Equivalente) o 2 (Análisis Dinámico Elástico).

3.4.2.11.2. Combinación de demandas de desplazamiento sísmicas ortogonales

Se ha considerado 2 casos de carga, esto en concordancia con la Guía de Especificaciones AASHTO (2011), donde:

- Caso de carga 1: 100% de la demanda sísmica en la dirección longitudinal +30% en la dirección transversal.
- Caso de carga 2: 100% de la demanda sísmica en la dirección transversal +30% en la dirección longitudinal.

3.4.2.11.3. Selección de Procedimiento de Análisis

El procedimiento de análisis que se ha empleado es el Análisis Dinámico Elástico (EDA), el cual emplea la combinación cuadrática completa (CQC) en su cálculo. Éste análisis de acuerdo con exigencia de la norma debe capturar al menos el 90% de participación de masa tanto en la dirección longitudinal como transversal.

3.4.2.12. Análisis de la capacidad

La capacidad del puente para “SDC D” en concordancia con la Guía de Especificaciones (2011) se determina mediante el Procedimiento Estático no Lineal (NSP) comúnmente referido como análisis “pushover”. NSP es un análisis lineal incremental que captura el comportamiento general no lineal de los elementos, incluidos los efectos del suelo, “empujándolos” lateralmente para iniciar la acción plástica. Cada incremento de carga “empuja” el pórtico lateralmente a través de todas las etapas posibles, hasta que se logra el posible mecanismo de colapso.

Para iniciar el análisis pushover se calculó en primer lugar la longitud de plastificación, seguidamente mediante el software CSiBridge v20.2.0 se definieron las rótulas plásticas en las columnas de los pilares según el ASCE 41-13, luego se crearon casos de carga para el análisis estático no lineal en cada dirección, tomando como condición inicial un caso de carga no lineal para las cargas gravitacionales gobernado principalmente por las cargas permanentes. Los nudos de control que se establecieron para el análisis fue el 2088 (puente preesforzado convencional 1) y 3149 (puente preesforzado convencional 2), los cuales se ubican en las vigas cabezales.

Una vez establecidos los casos de carga no lineales se corrió el modelo, obteniéndose como resultado las curvas de capacidad de la estructura. A continuación, se ilustra el proceso descrito:

A) Longitud de plastificación:

La longitud de plastificación de acuerdo a la Guía de Especificaciones AASHTO (2011) es igual a:

$$L_p = 0.08L + 0.15f_{ye}d_{bl} \geq 0.3f_{ye}d_{bl}$$

Donde:

L =9.50m (Longitud de la columna desde el punto de momento máximo hasta el punto de momento contra-flexión)

f_{ye} =4218 kgf/cm² (Resistencia de cedencia esperada de las barras de acero de refuerzo longitudinal de las columnas)

$d_{bl}=1$ pulg (Diámetro nominal de las barras de acero de refuerzo longitudinal de las columnas)

Reemplazando datos tenemos:

- Para el puente preesforzado convencional 1:

$$L_p = 0.99 \text{ m} \geq 0.46 \text{ m}$$

Entonces:

$$L_p = \mathbf{0.99 \text{ m}}$$

La longitud relativa inicial y final son 0.047 y 0.858 respectivamente.

- Para el puente preesforzado convencional 2:

$$L_p = 1.23 \text{ m} \geq 0.46 \text{ m}$$

Entonces:

$$L_p = \mathbf{1.23 \text{ m}}$$

La longitud relativa inicial y final son 0.046 y 0.880 respectivamente.

Es preciso resaltar que se asumió tanto para los puentes preesforzados convencionales como para los puentes preesforzados con aislamiento sísmico el siguiente armado para las columnas de los pilares:

$$54 \Phi 1''$$

3.4.2.12.1. Análisis pushover en CSiBridge v20.2.0

Debido a que el procedimiento de análisis pushover para ambos puentes preesforzados convencionales es el mismo, se ilustra sólo uno de ellos, en este caso el procedimiento para el puente de 3 tramos.

- A) Rótulas plásticas en columnas según ASCE 41-13.

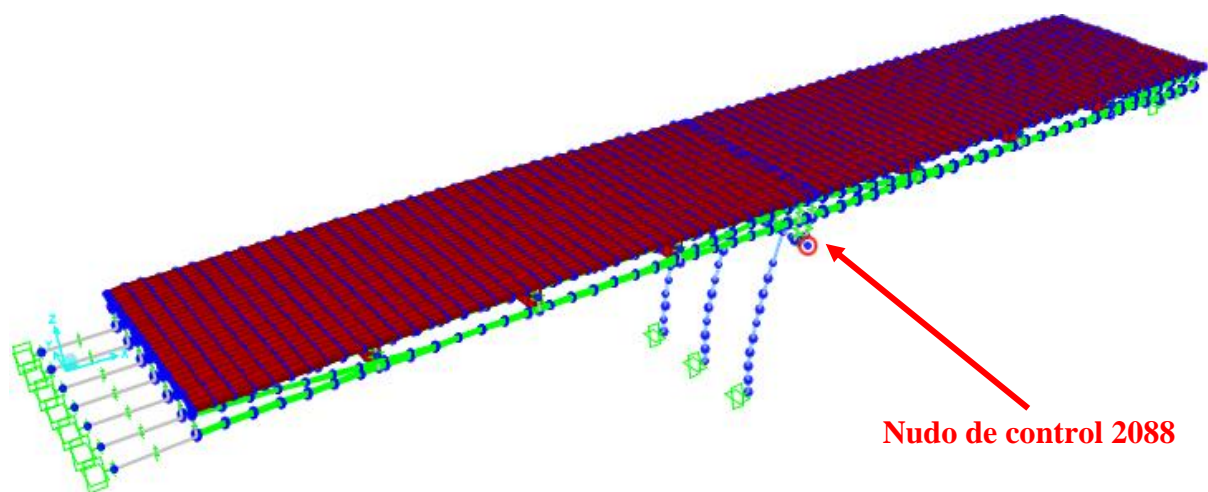


Figura 3.12 Nudo de control en puente preesforzado convencional 1.

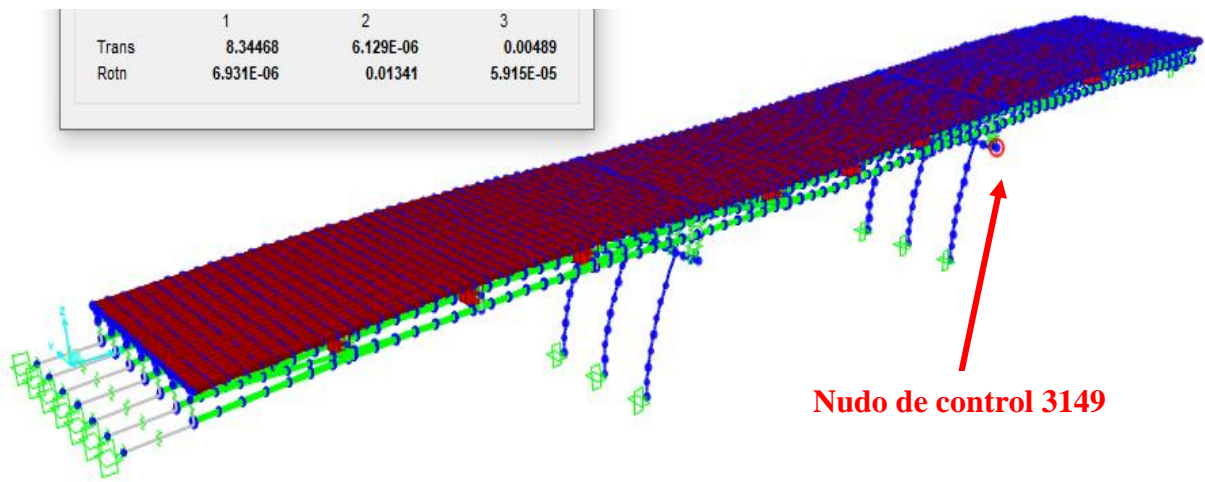


Figura 3.13 Nudo de control en puente preesforzado convencional 2.

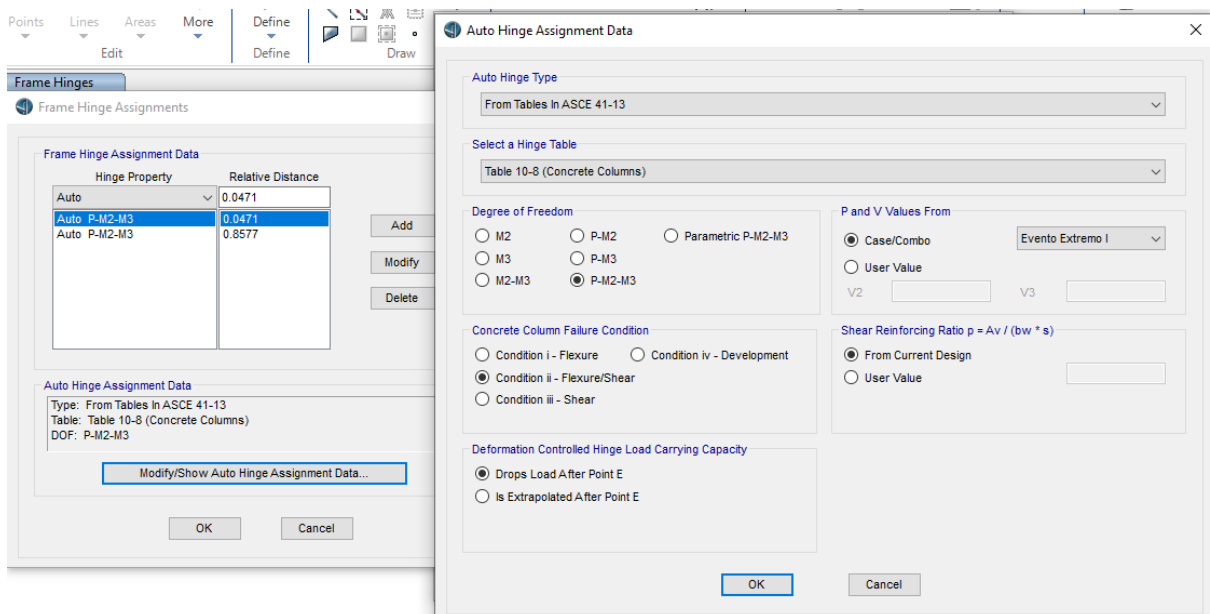


Figura 3.14 Asignación de rotula plástica en columnas para puente preesforzado convencional 2.

B) Caso de Carga No Lineal Gravitacional

Este caso de carga estará gobernado por las cargas permanentes.

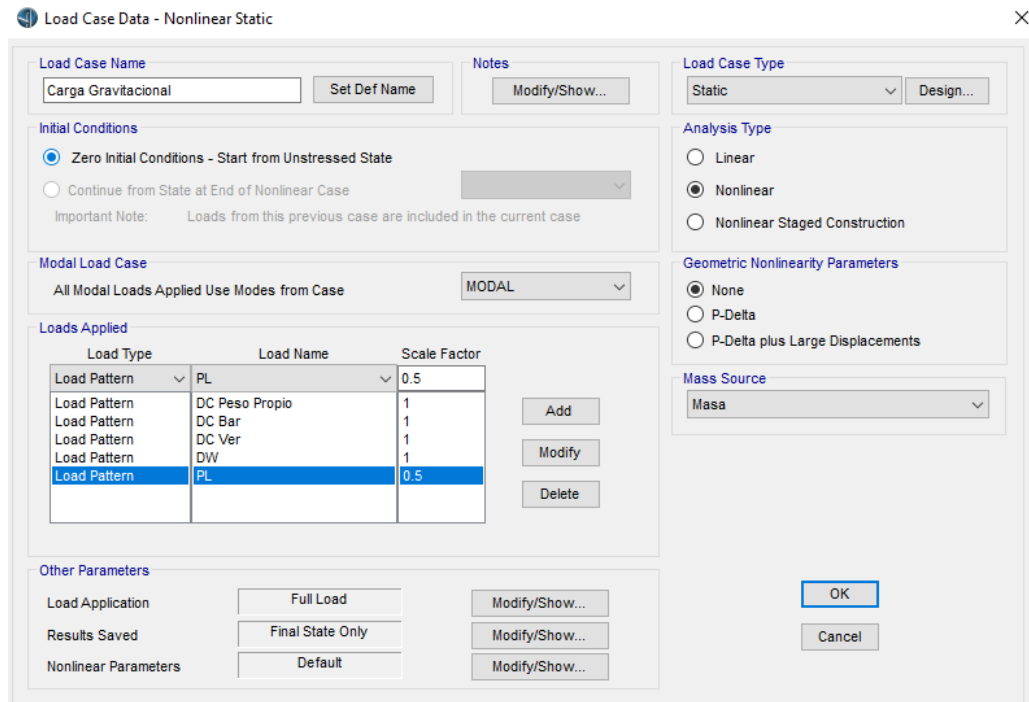


Figura 3.15 Caso Estático no Lineal Gravitacional (Cargas permanentes).

C) Caso de Carga para el Análisis No Lineal

Nuestro punto de control fue el 3149 que corresponde a la viga cabezal del pilar 2.

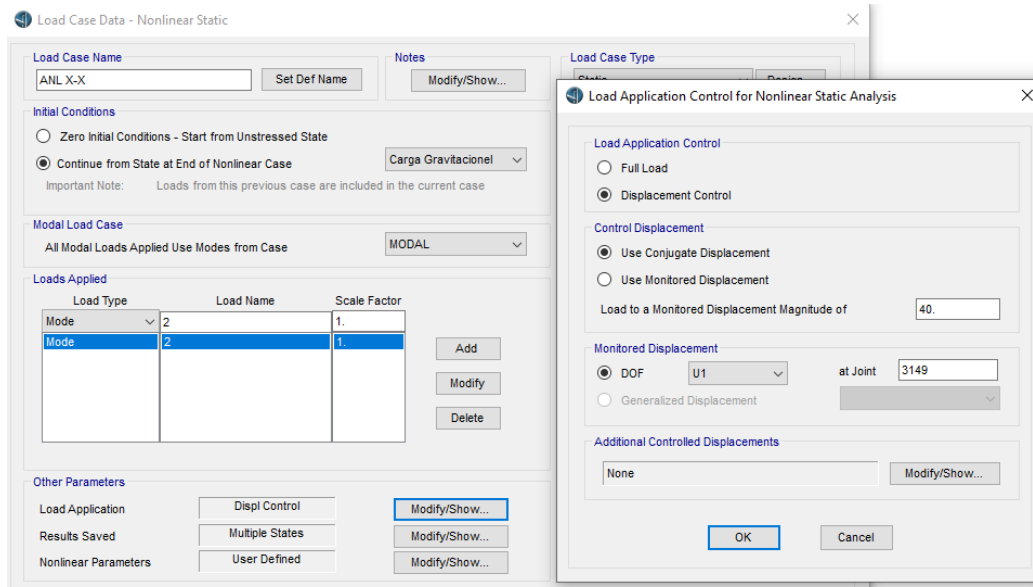


Figura 3.16 Caso de carga para el análisis no lineal en la dirección longitudinal.

Luego, corremos el modelo y el resultado de este análisis serán las curvas capacidad, punto de desempeño y nivel de desempeño.

3.4.2.13. Demanda vs. Capacidad

Esta investigación en el caso de puentes preesforzados convencionales, termina en este paso, es decir en verificar que la demanda de desplazamiento de los puentes preesforzados convencionales sea menor que su capacidad, de tal manera de garantizar un buen comportamiento.

3.4.3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN EL DESPLAZAMIENTO PARA PUENTES PREESFORZADOS CON AISLAMIENTO SÍSMICO - ESTRATEGIA GLOBAL DE DISEÑO TIPO 3.

La Guía de Especificaciones AASHTO (2011) plantea dentro de sus estrategias de diseño sísmico al sistema de aislación (Estrategia de Diseño Tipo 3), veremos entonces cuál es el comportamiento de los puentes preesforzados analizados en el Ítem 3.4.2. teniendo en cuenta esta estrategia. Los aisladores sísmicos son del tipo LRB y se colocaron en los estribos y pilares haciendo un total de 28 y 42 para el puente preesforzado 1 y 2 respectivamente.

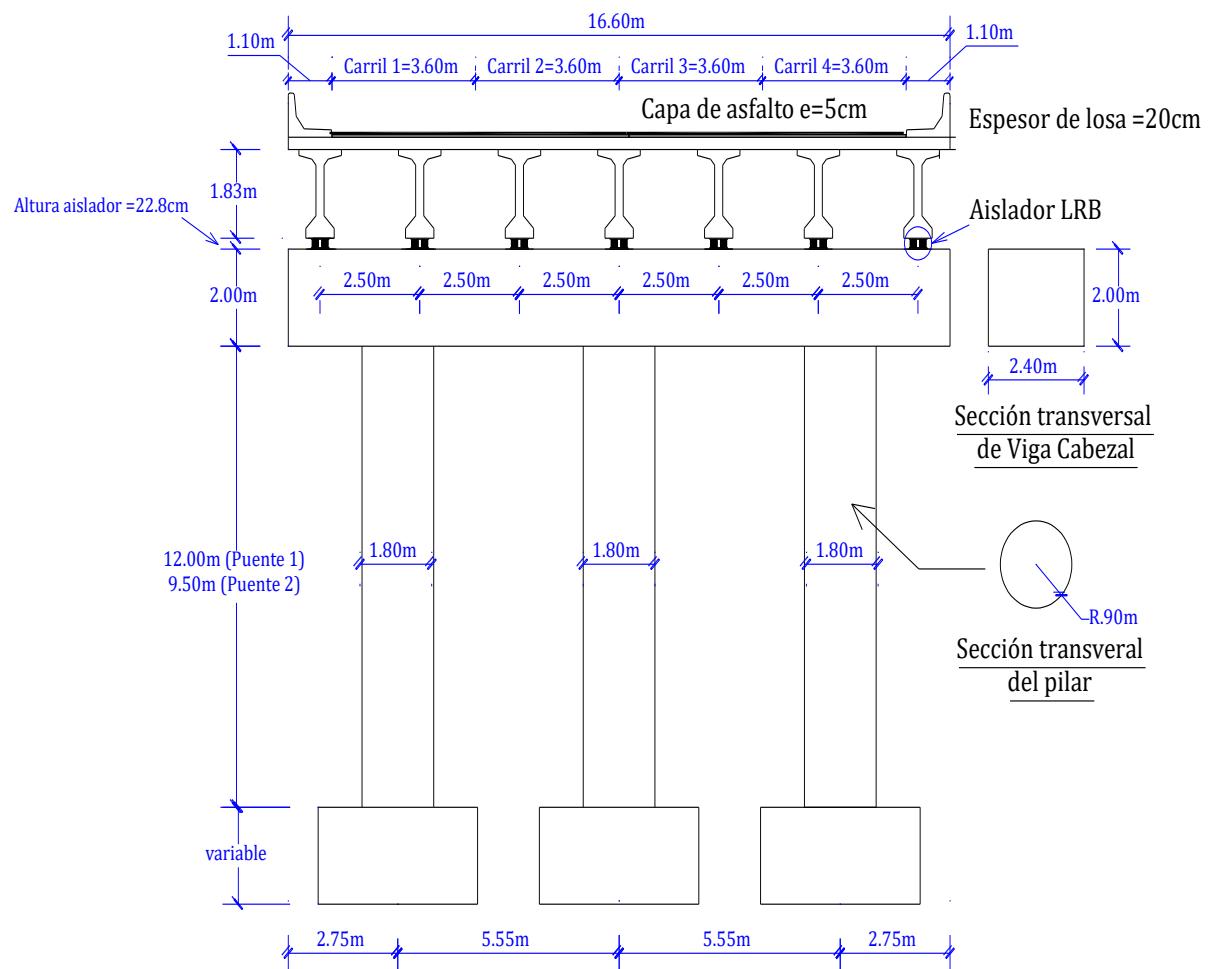


Figura 3.17 Sección transversal típica de los puentes preesforzados con aislamiento sísmico.

Se inició con el predimensionamiento del aislador sísmico. Luego, se siguió la misma metodología que se empleó para puentes preesforzados convencionales, sin embargo hay algunas variaciones, tal como es la construcción del espectro de respuesta de diseño, el cual para los puentes preesforzados con aislamiento sísmico de acuerdo con la Guía de Especificaciones para el Diseño de Aislamiento Sísmico (2010) se obtiene dividiendo los valores de coeficiente de respuesta sísmica del espectro con 5% de amortiguamiento definido en la Figura 3.11, por el coeficiente de amortiguamiento B, siempre y cuando el periodo sea superior a $0.8T_{eff}$.

3.4.3.1. Predimensionamiento del aislador sísmico (LRB)

A) Altura del aislador, $h_{aislador}$

Tabla 3.5

Predimensionamiento de aislador LRB.

Descripción	Valor
CARGA QUE RECIBE CADA AISLADOR (W_{LRB})	86.64 Tnf
Diámetro Aislador, D_i (cm) – Tabla 2.20	40.50
N° capas de caucho, N - Tabla 2.21	15.00
Diámetro Plomo, D_L (cm) - Tabla 2.21	8.00
Longitud de la placa de montaje, L (cm)-Tabla 2.21	45.50
Espesor de la placa de montaje, t (cm)-Tabla 2.21	2.50
Diámetro del orificio(cm)-Tabla 2.21	2.70
Cantidad de orificios-Tabla 2.21	4
Espesor de capa de caucho, t_r (cm)	1.00
Espesor de capa de acero, t_s (cm)	0.20
Altura de caucho, T_r (cm)	15
Altura del aislador(cm)	22.80

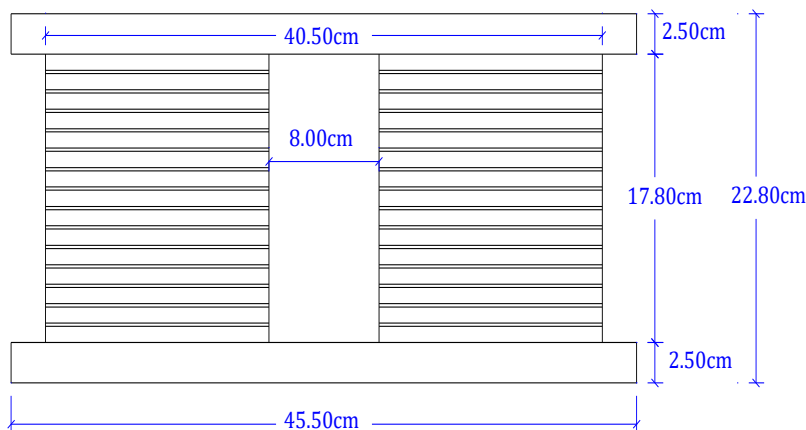


Figura 3.18 Dimensiones de Aislador LRB para puente preesforzado.

B) Propiedades de diseño del aislador.

Tabla 3.6

Propiedades de diseño del aislador para el límite inferior(LB) y límite superior(UB).

Descripción	LB	UB
1) Esfuerzo de corte del plomo τ_{py} (kgf/cm ²)	101.95	198.97
2) Módulo efectivo de corte de goma, G(kgf/cm ²)	4.22	5.98
3) Módulo volumétrico de goma, k (kgf/cm ²)	20 389.02	20 389.02
3) Coeficiente de aceleración espectral para periodos cortos S_1	0.5	0.5
4) Factor de sitio, F_v (Suelo tipo B)	1	1
5) Coeficiente de aceleración espectral de diseño, S_{D1}	0.5	0.5
5) Resistencia característica, Q_d(Tnf) [Ec. 2.1]	5.12	10.00
6) Rigidez post elástica, K_d(Tnf/m) [Ec. 2.2]	34.82	49.32

C) Desplazamiento máximo del aislador.

Tabla 3.7

Desplazamiento máximo del aislador LRB.

Descripción	LB	UB
	Dy (cm)=	2.54
1) Desplazamiento de la superestructura asumido, D (cm)	18.12	11.38
2) Rigidez efectiva del puente K_{eff} (Tnf/m) [Ec. 2.3]	63.09	137.19
3) Periodo efectivo T_{eff} (s) [Ec. 2.4]	2.35	1.59
4) Relación de amortiguamiento viscoso equivalente β (%) [Ec. 2.5]	24.53	31.68
5) Factor de amortiguamiento BL [Ec. 2.6]	1.61	1.74
6) Desplazamiento de la superestructura D(cm), [Ec. 2.7]	18.12	11.38

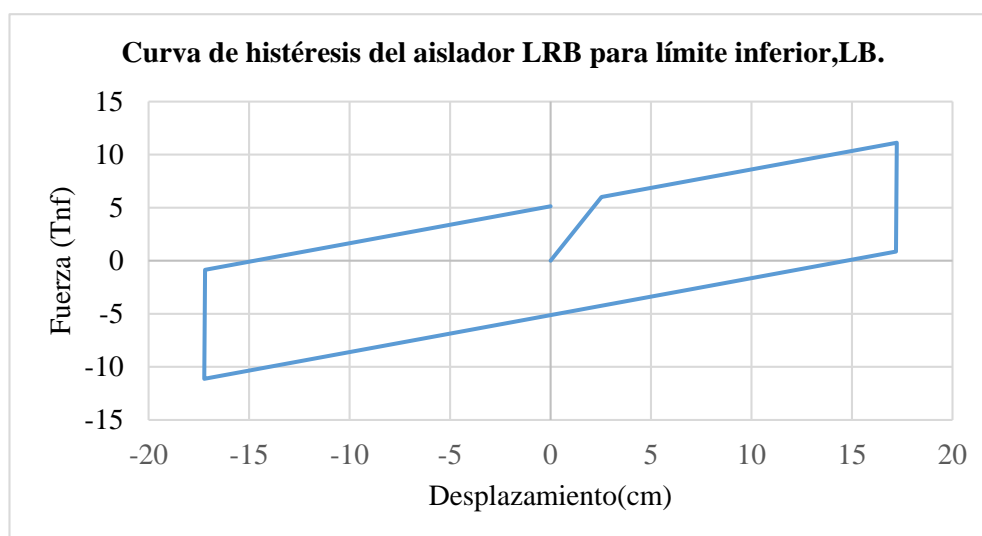


Figura 3.19 Curva de Histéresis del aislador LRB para límite inferior, LB.

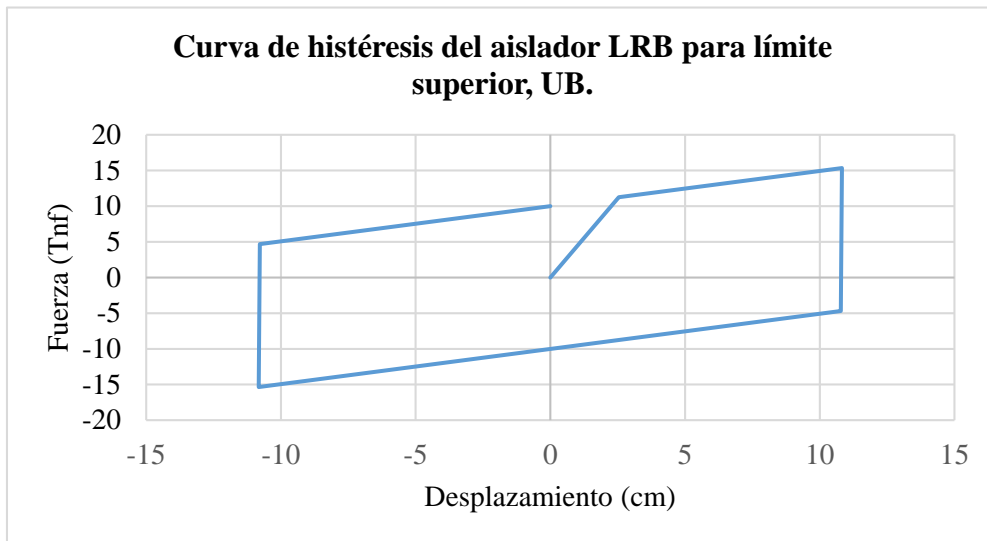


Figura 3.20 Curva de Histéresis del aislador LRB para límite superior, UB.

3.4.3.2. Espectro de Respuesta de Diseño para Puentes con Aislamiento Sísmico.



Figura 3.21 Espectro de respuesta para puentes preesforzados con aislamiento sísmico.

El análisis de demanda y de capacidad de los puentes preesforzados con aislamiento sísmico, se realizó teniendo en cuenta el Espectro definido en la Figura 3.21, el procedimiento se omite por ser el mismo que para puentes preesforzados convencionales.

3.4.3.3. Análisis Tiempo Historia

Este análisis adicional, se realizó sólo para puentes preesforzados con aislamiento sísmico, teniendo como fin de determinar la demanda de desplazamiento en los aisladores. Los datos de los 03 pares de registros sísmicos que se utilizaron se obtuvieron de la Red Acelerográfica del CISMID, cuyas características principales se resumen en la Tabla 3.8:

Tabla 3.8

Registros sísmicos de 1966, 1970 y 1974.

Fecha	Lugar	Estación Sismográfica	Dirección	PGA (cm/s²)	Magnitud Local
17/10/1966	Lima	Parque de la	EW	-180.56	8.1 Mw
		Reserva	NS	-268.24	
31/05/1970	Ancash	Parque de la	EW	-105.05	6.6 Mb
		Reserva	NS	-97.81	
03/10/1974	Lima	Parque de la	EW	-194.21	6.6 Mb
		Reserva	NS	180.09	

El tratamiento de los registros sísmicos se resume en:

- 1) Corrección de los registros sísmicos mediante software SeismoSignal Vr. 4.3.0.
- 2) Escalamiento de los registros sísmicos mediante software SeismoMatch Vr. 1.3.0.

3.4.3.3.1. Corrección de registros sísmicos

A) Registro Sísmico de Lima 1966 dirección EW y NS

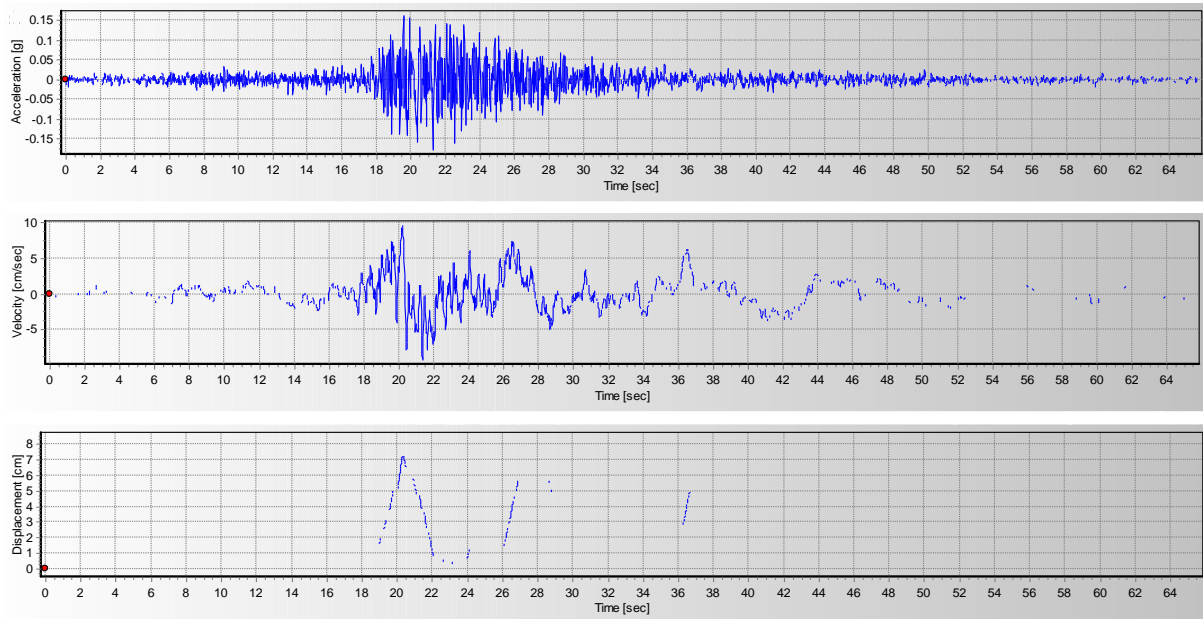


Figura 3.22 PGA, PGV y PGD corregidos para la señal sísmica de Lima 1966 en la dirección EW.

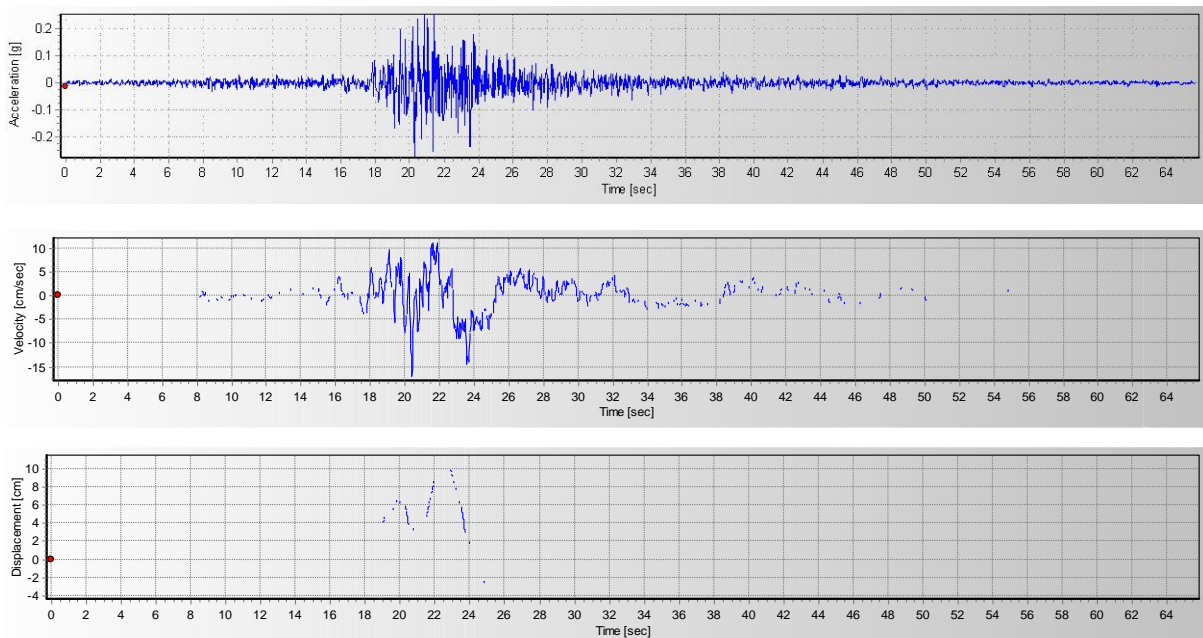


Figura 3.23 PGA, PGV y PGD corregidos para la señal sísmica de Lima 1966 en la dirección NS.

B) Registro Sísmico de Ancash 1970 dirección EW y NS

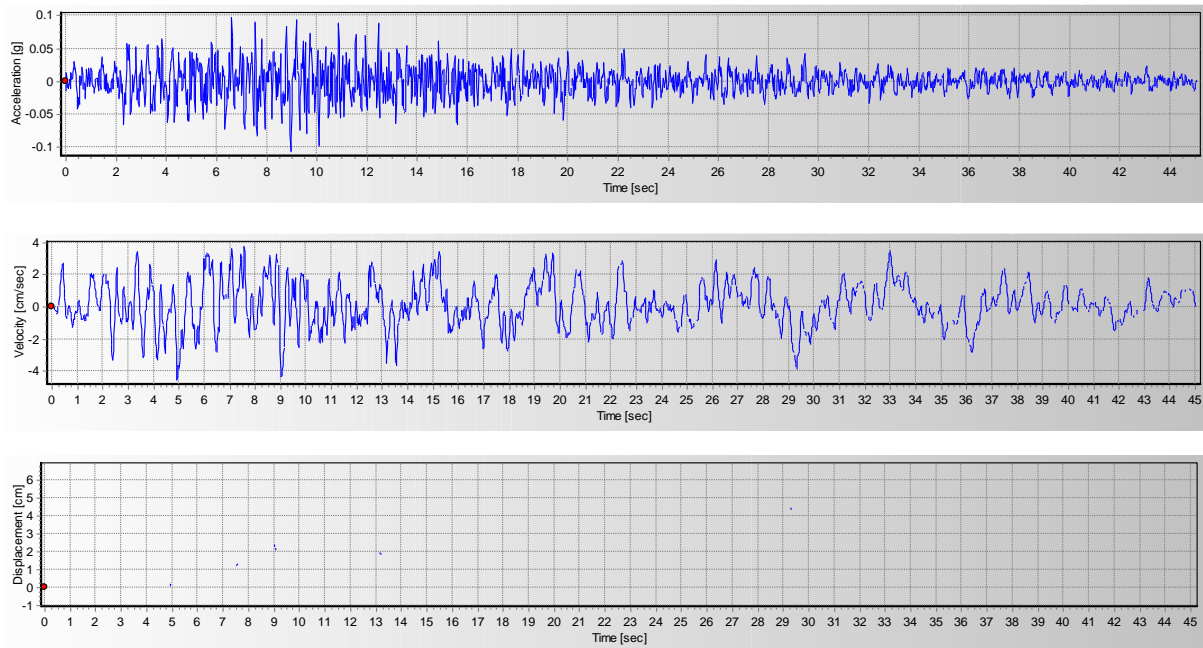


Figura 3.24 PGA, PGV y PGD corregidos para la señal sísmica de Ancash 1970 en la dirección EW.

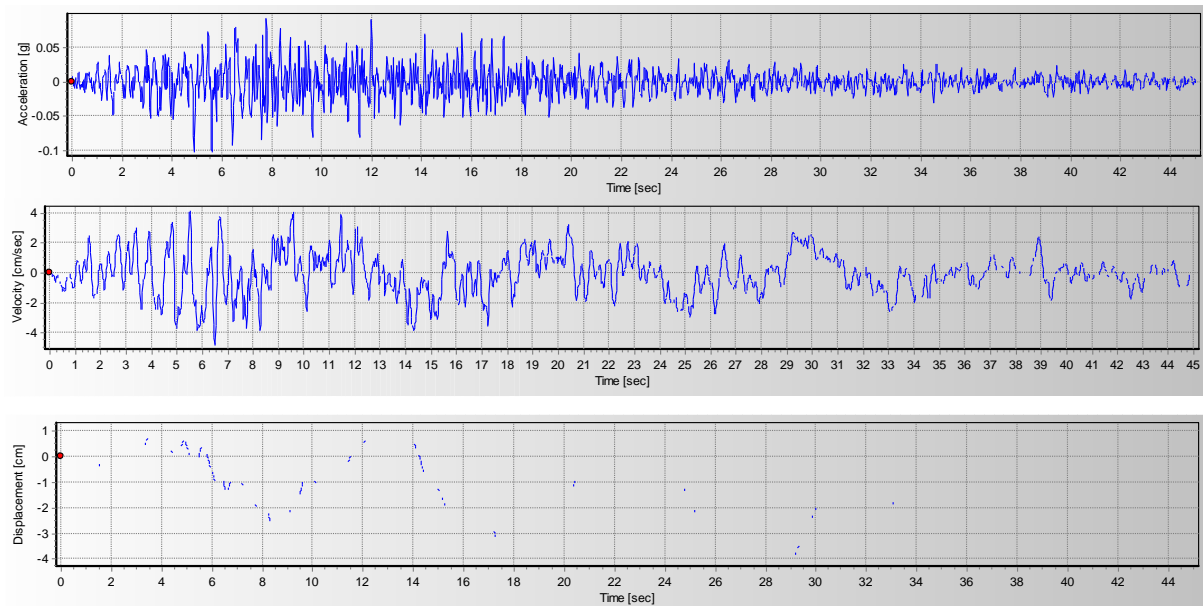


Figura 3.25 PGA, PGV y PGD corregidos para la señal sísmica de Ancash 1970 en la dirección NS.

C) Registro Sísmico de Lima 1974 dirección EW y NS.

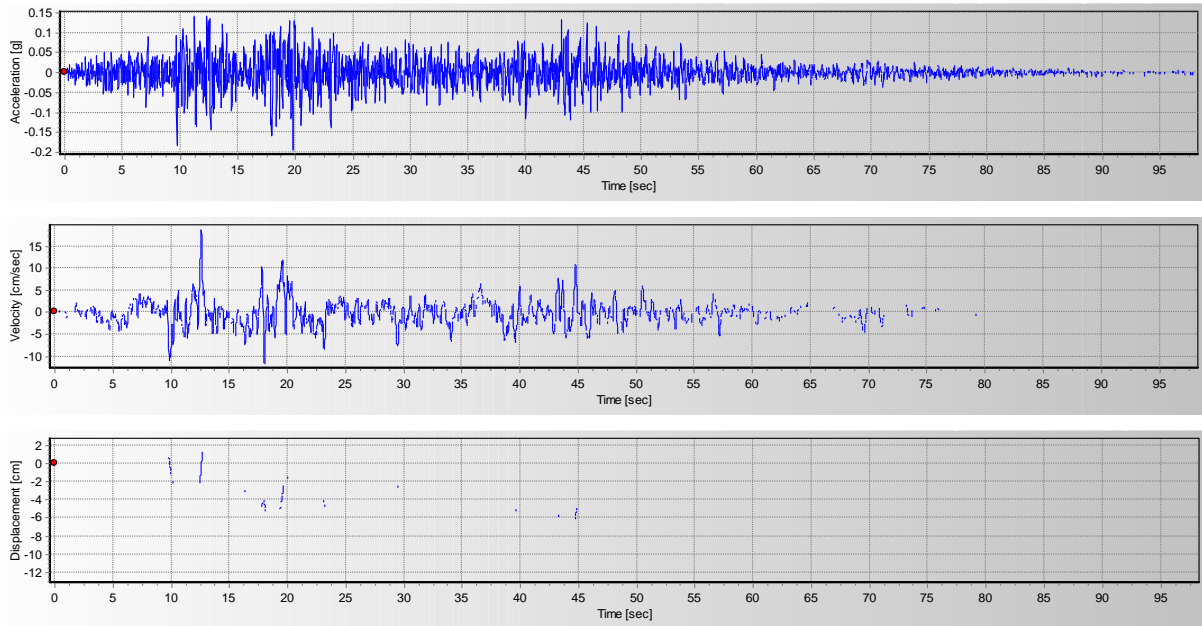


Figura 3.26 PGA, PGV y PGD corregidos para la señal sísmica de Lima 1974 en la dirección EW.

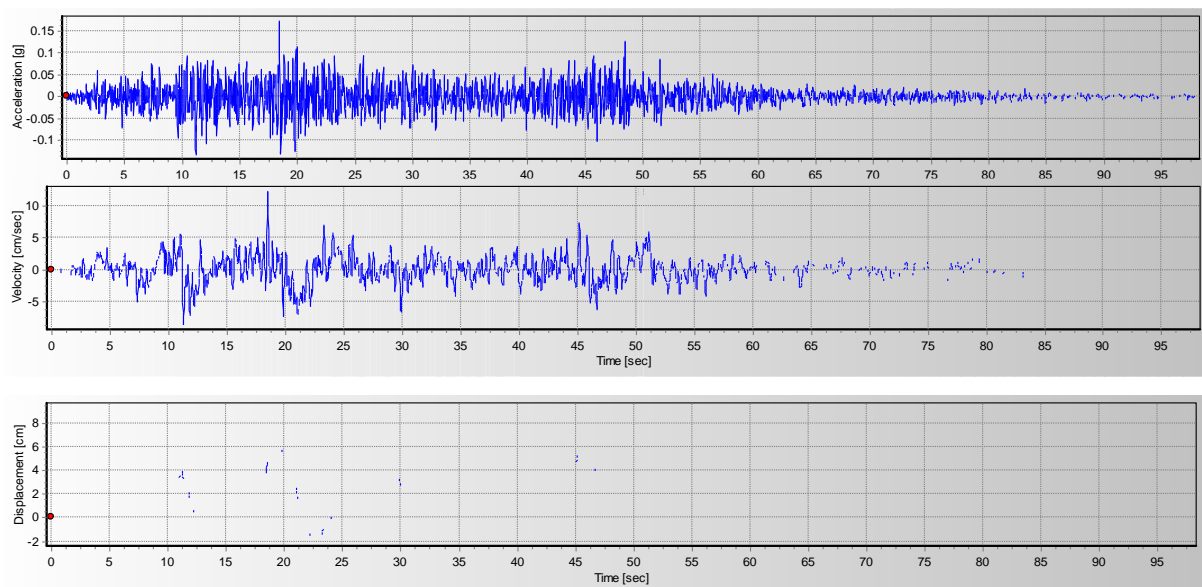


Figura 3.27 PGA, PGV y PGD corregidos para la señal sísmica de Lima 1974 en la dirección NS.

3.4.3.3.2. Escalamiento de registros sísmicos

Una vez obtenidos los registros sísmicos corregidos, se procedió a realizar el escalamiento de los mismos mediante el software SeismoMatch Vr. 1.3.0, teniendo como espectros objetivos los definidos en la Figura 3.21 (Para puente con aislamiento sísmico):

A) Registros Sísmicos Escalados para puentes con aislamiento sísmico, LB.

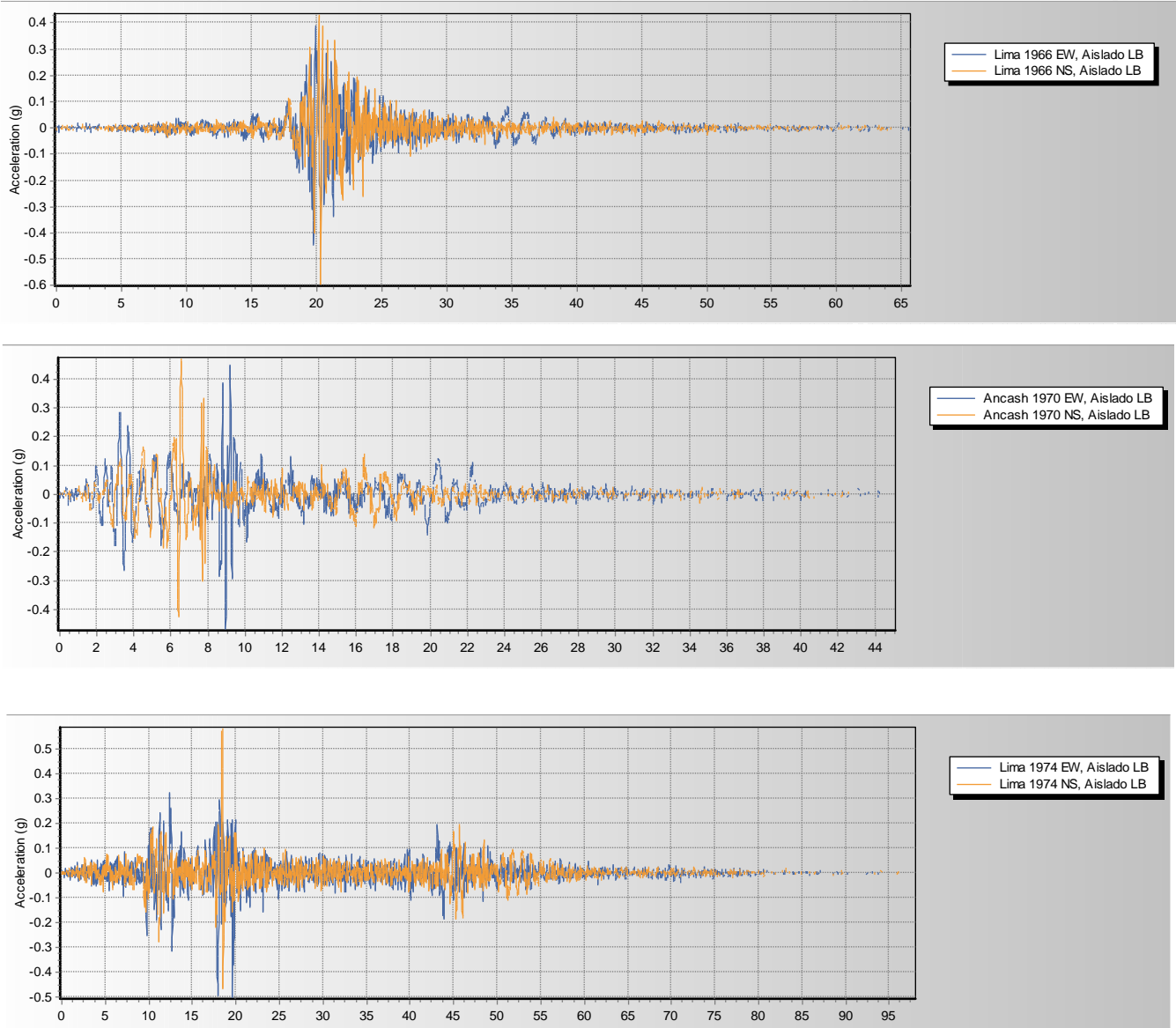


Figura 3.28 Señales sísmicas de Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974 escaladas en la dirección EW y NS para puentes con aislamiento sísmico, LB.

B) Registros Sísmicos Escalados para puentes con aislamiento sísmico, UB.

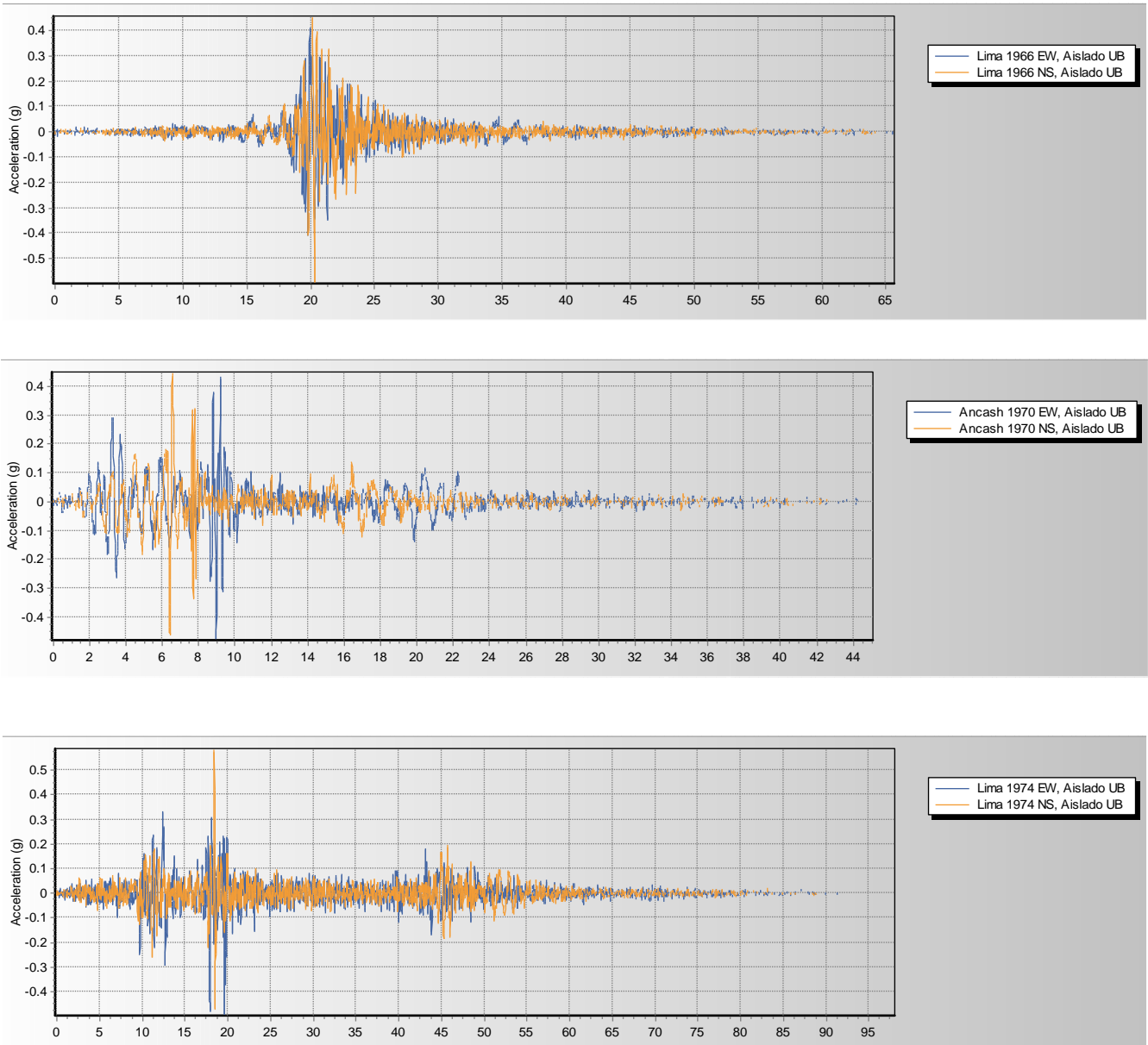


Figura 3.29 Señales sísmicas de Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974 escaladas en la dirección EW y NS para puentes con aislamiento sísmico, UB.

Una vez escalados los registros sísmicos se ingresan en el software CSiBridge v20.2.0. Luego se define un caso de carga No Lineal Modal para cada registro sísmico. En seguida, se corre el análisis, obteniéndose las curvas histéresis de cada aislador, en este punto sólo se evaluó la demanda de desplazamiento del aislador.

3.5. ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

3.5.1. ANÁLISIS DE DATOS

El modelado y análisis de los puentes preesforzados se realizó en el software comercial especializado para puentes, CSiBridge v20.2.0. El programa computacional permitió la ejecución de los siguientes análisis:

- 1) Análisis Modal
- 2) Análisis Dinámico Elástico (EDA)
- 3) Procedimiento Estático no Lineal (NSP) o Análisis Pushover
- 4) Análisis Tiempo Historia

Los resultados obtenidos se procesaron en el software Microsoft Excel 2016, asimismo se han empleado otros programas como SAP2000 v20, SeismoSignal Vr. 4.3.0., SeismoMatch Vr. 1.3.0., AutoCAD Architecture 2017 y Microsoft Word 2016.

3.5.2. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Los resultados se presentan en Tablas y Figuras, de acuerdo a los análisis realizados:

A) ANÁLISIS MODAL

- PERIODO DE VIBRACIÓN Y ACELERACIÓN ESPECTRAL

B) ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO (EDA)

- FUERZAS INTERNAS DEBIDO A LA ACCIÓN SÍSMICA
- DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO

C) PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL (NSP)

- CURVAS DE CAPACIDAD
- PUNTO DE DESEMPEÑO SEGÚN FEMA 440

D) ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

- DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO DE LOS AISLADORES (CURVA DE HISTÉRESIS)

3.5.2.1. ANÁLISIS MODAL

La participación de masa modal de los puentes preesforzados se encuentran en el ANEXO 2.

▪ PERIODO DE VIBRACIÓN Y ACELERACIÓN ESPECTRAL

A) PERIODO DE VIBRACIÓN

Tabla 3.9

Periodos de vibración para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico.

Puente N°	Modo	Periodo (s)				Incremento	
		Estructura sin aislamiento	Estructura con aislamiento		LB	UB	
			LB	UB			
1	Longitudinal	1.07	2.21	1.54	106%	44%	
	Transversal	0.65	2.17	1.49	236%	131%	
2	Longitudinal	0.77	2.20	1.53	186%	100%	
	Transversal	0.69	2.17	1.49	216%	117%	

B) ACELERACIÓN ESPECTRAL

Tabla 3.10

Aceleración espectral para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico.

Puente N°	Modo	Aceleración (g)				Reducción	
		Estructura sin aislamiento	Estructura con aislamiento		LB	UB	
			LB	UB			
1	Longitudinal	0.47	0.14	0.19	70%	60%	
	Transversal	0.77	0.14	0.19	81%	75%	
2	Longitudinal	0.65	0.14	0.19	78%	71%	
	Transversal	0.73	0.14	0.19	80%	74%	

3.5.2.2. ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO (EDA)

C) FUERZAS INTERNAS DEBIDO A LA ACCIÓN SÍSMICA

Tabla 3.11

Fuerzas internas máximas en pilares de puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico debido al sismo longitudinal.

Puente N°	Elemento	Fuerzas Internas	Sismo Longitudinal				
			Estructura sin aislamiento	Estructura con aislamiento		Reducción	
				LB	UB	LB	UB
1	Pilar 1	Axial (Tnf)	4.11	3.86	3.00	6%	27%
		Cortante (Tnf)	363.94	115.43	107.33	68%	71%
		Momento (Tnf-m)	4318.62	1194.92	1133.06	72%	74%
2	Pilar 1	Axial (Tnf)	29.10	8.81	7.11	70%	76%
		Cortante (Tnf)	391.53	115.66	112.60	70%	71%
		Momento (Tnf-m)	4055.90	1055.45	1049.74	74%	74%
	Pilar 2	Axial (Tnf)	22.94	4.67	3.96	80%	83%
		Cortante (Tnf)	390.54	115.66	112.59	70%	71%
		Momento (Tnf-m)	4041.70	1055.35	1049.57	74%	74%

Tabla 3.12

Fuerzas internas máximas en pilares de puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico debido al sismo transversal.

Puente N°	Elemento	Fuerzas Internas	Sismo Transversal				
			Estructura sin aislamiento	Estructura con aislamiento		Disminución	
				LB	UB	LB	UB
Pilar 1	Pilar 1	Axial (Tnf)	1295.83	202.54	218.47	84%	83%
		Cortante (Tnf)	616.22	147.43	149.62	76%	76%
		Momento (Tnf-m)	3415.39	760.78	775.32	78%	77%
Pilar 2	Pilar 1	Axial (Tnf)	928.68	174.38	195.03	81%	79%
		Cortante (Tnf)	431.01	141.93	147.34	67%	66%
		Momento (Tnf-m)	2056.41	632.58	659.54	69%	68%
	Pilar 2	Axial (Tnf)	927.31	174.39	194.99	81%	79%
		Cortante (Tnf)	430.84	141.93	147.33	67%	66%
		Momento (Tnf-m)	2055.74	632.58	659.48	69%	68%

D) DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO

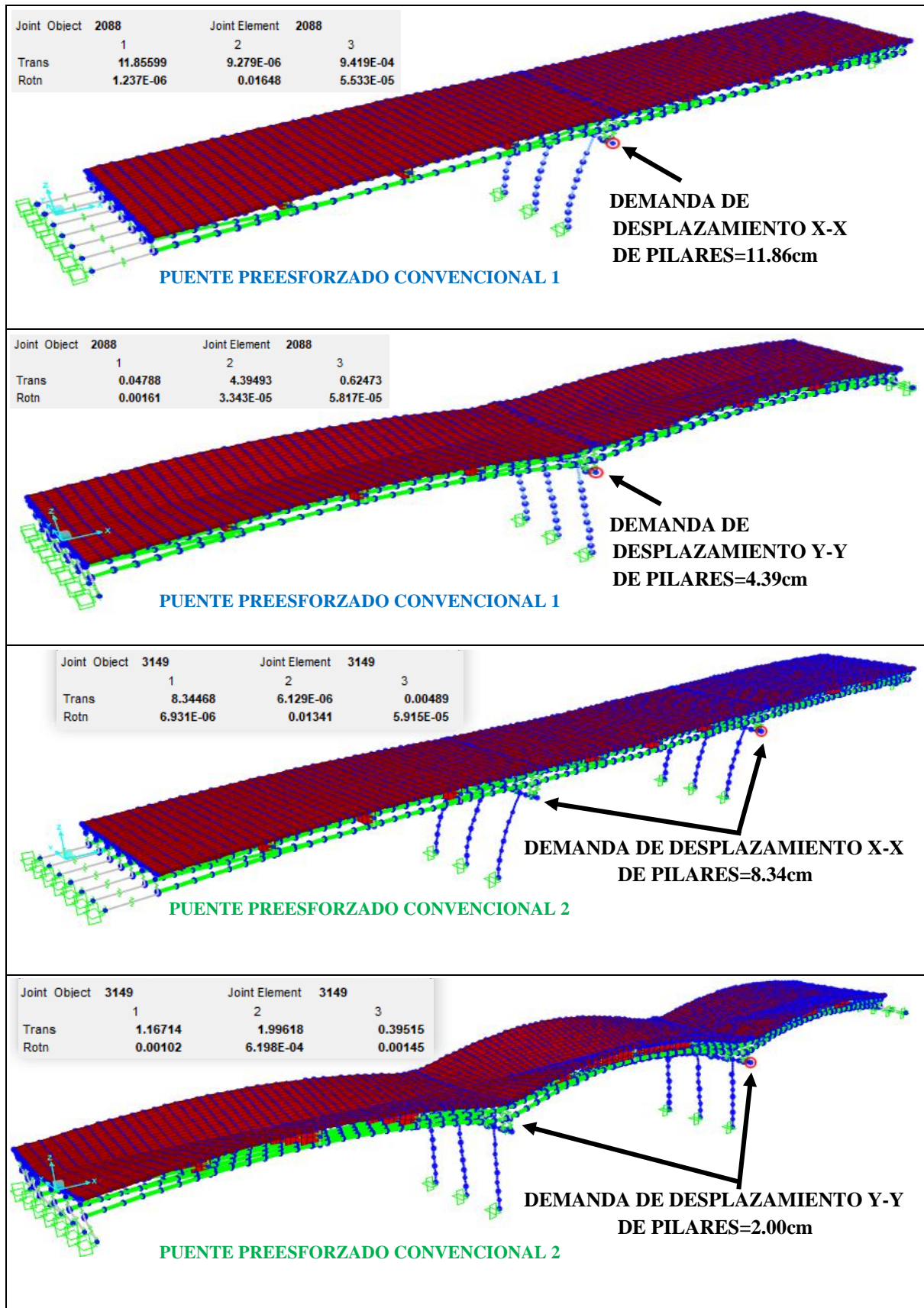


Figura 3.30 Demanda de desplazamientos de los pilares de los puentes preesforzados convencionales.

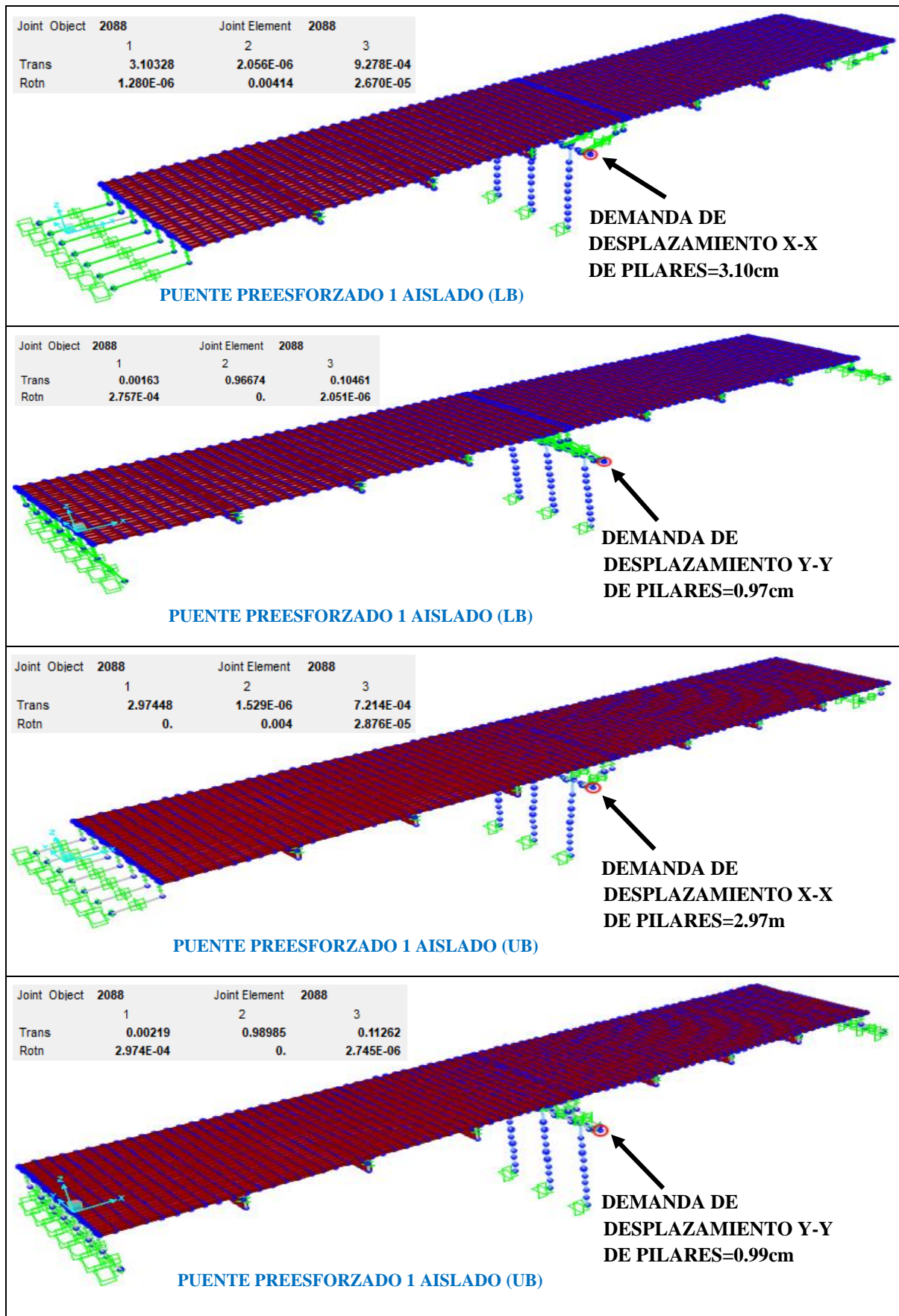


Figura 3.31 Demanda de desplazamientos de los pilares del puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico.

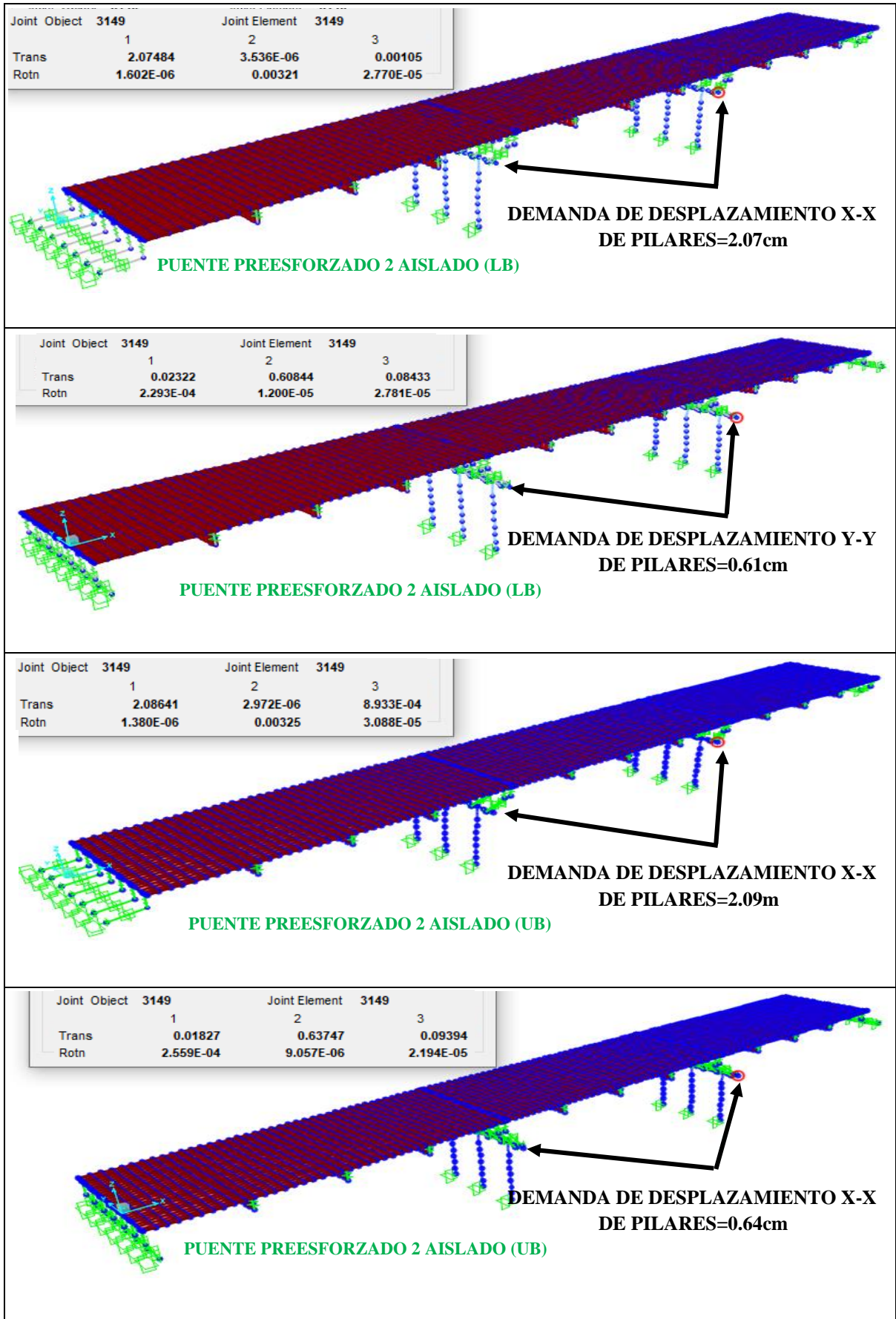


Figura 3.32 Demanda de desplazamientos de los pilares del puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico.

**3.5.2.3. PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL (NSP)
E) CURVAS DE CAPACIDAD**

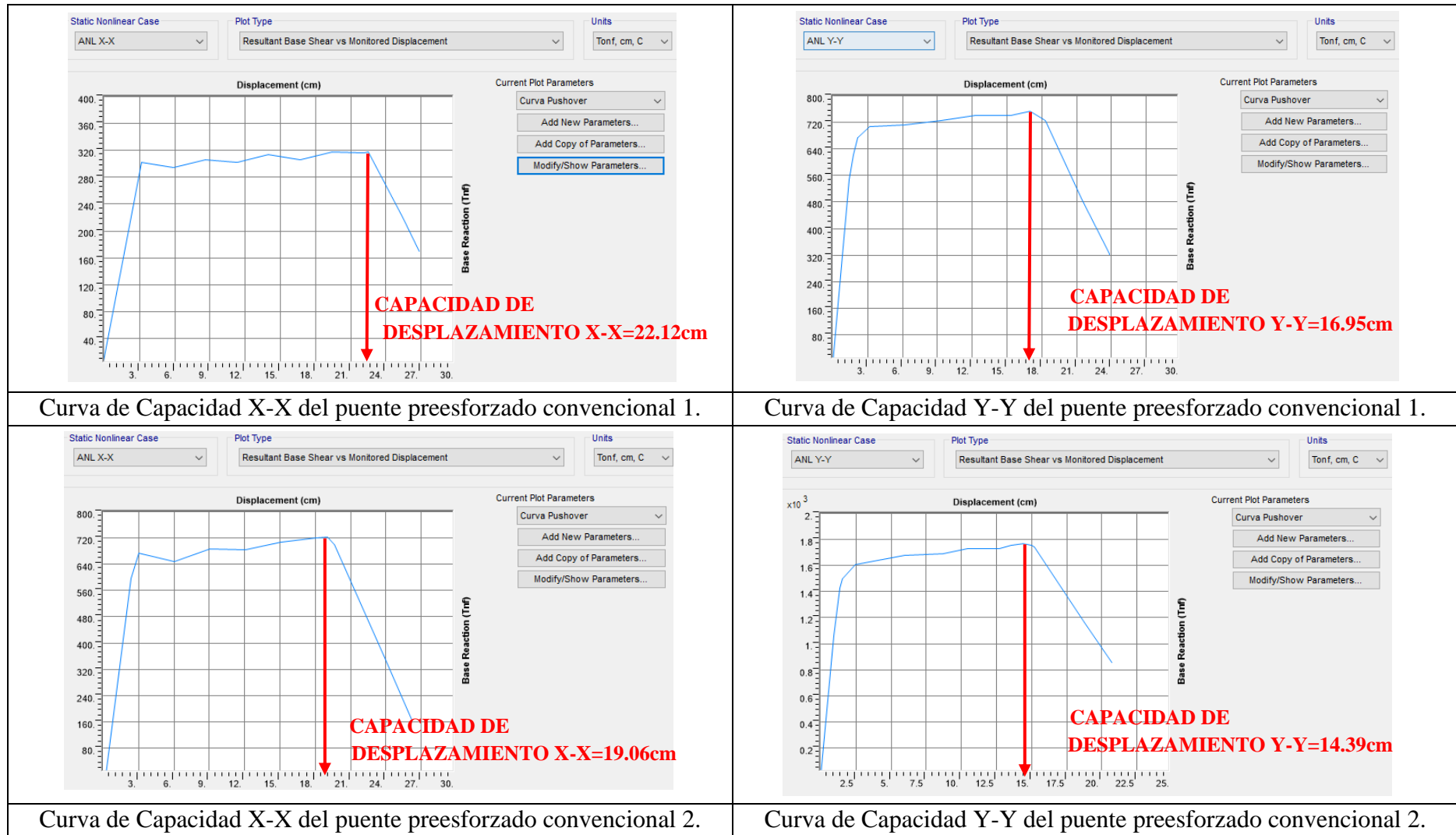
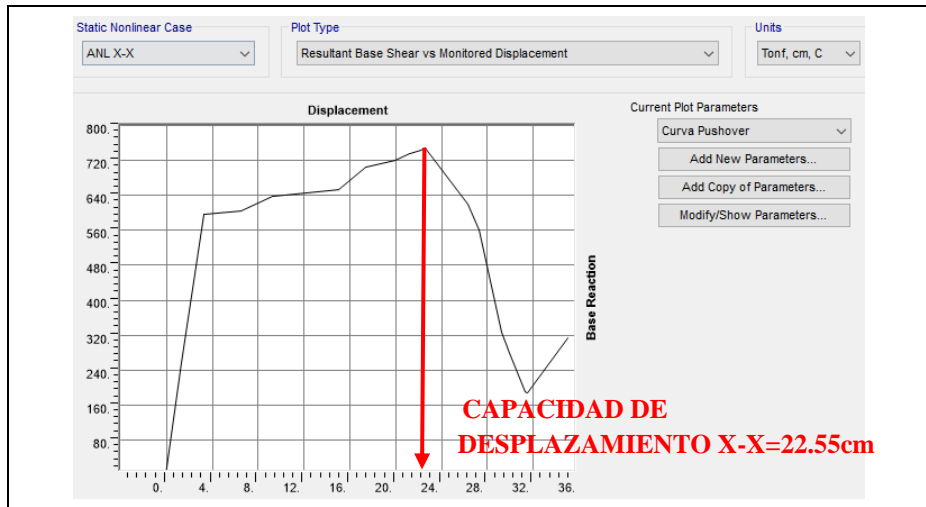
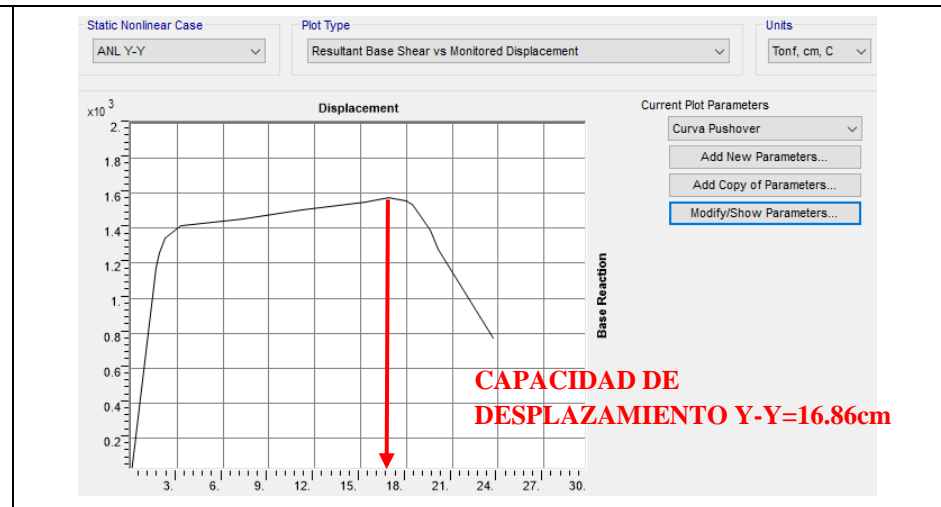


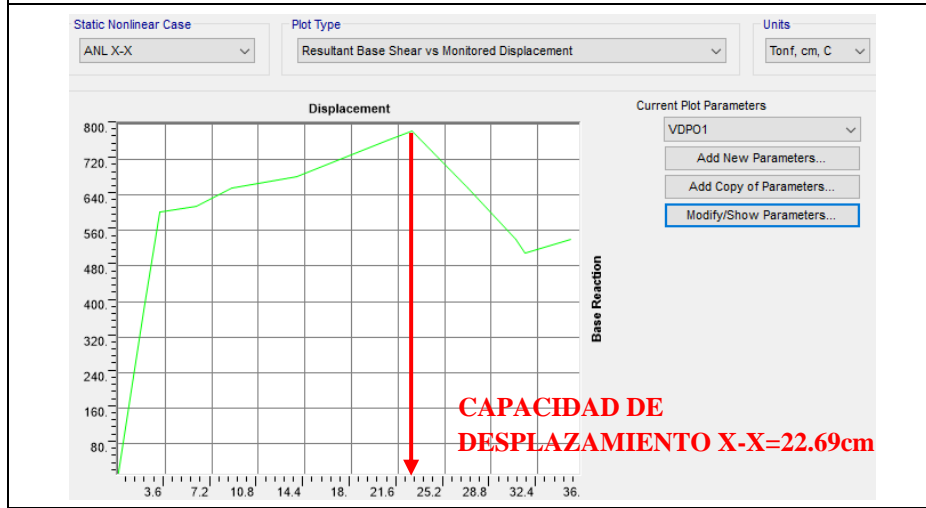
Figura 3.33 Curva de capacidad de los puentes preesforzados convencionales.



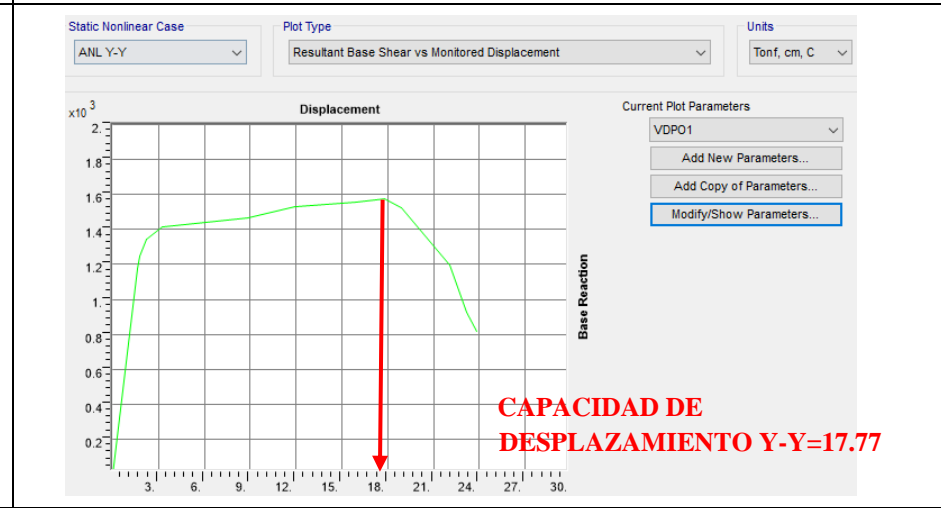
Curva de Capacidad X-X del puente preesforzado 1 aislado, LB.



Curva de Capacidad Y-Y del puente preesforzado 1 aislado, LB.

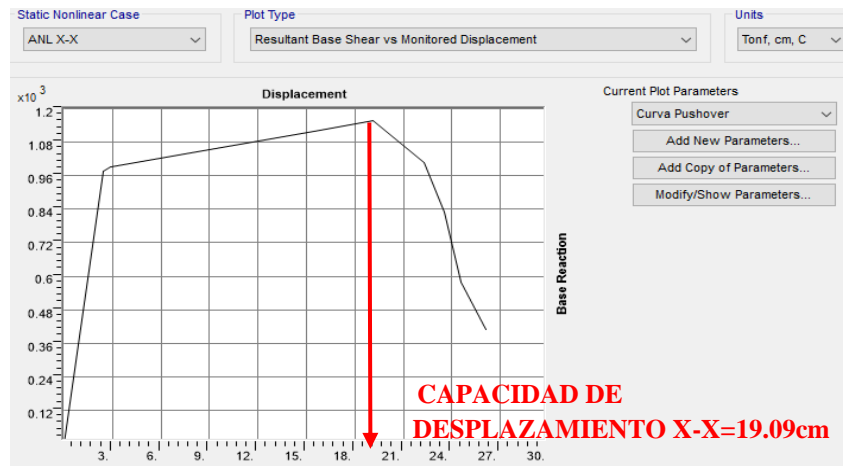


Curva de Capacidad X-X del puente preesforzado 1 aislado, UB.

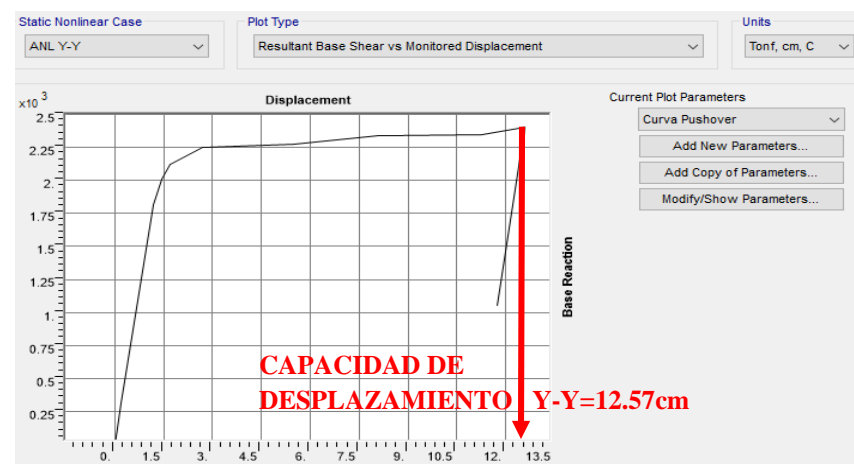


Curva de Capacidad Y-Y del puente preesforzado 1 aislado, UB.

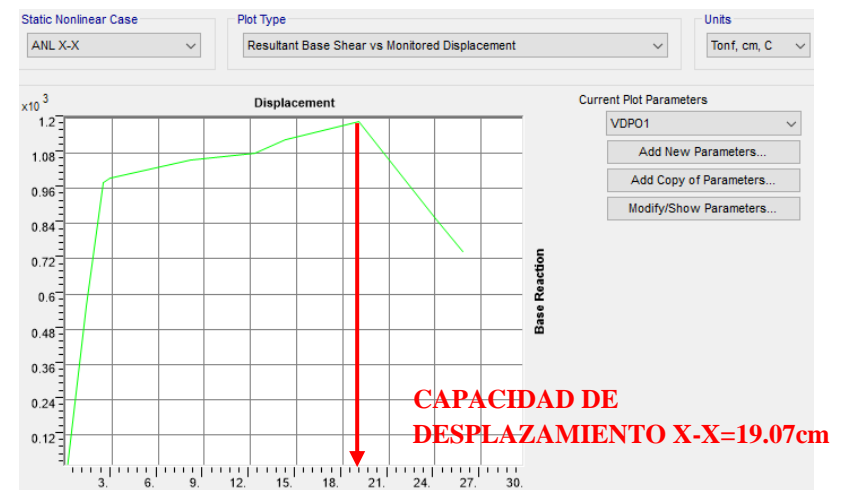
Figura 3.34 Curva de capacidad del puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico.



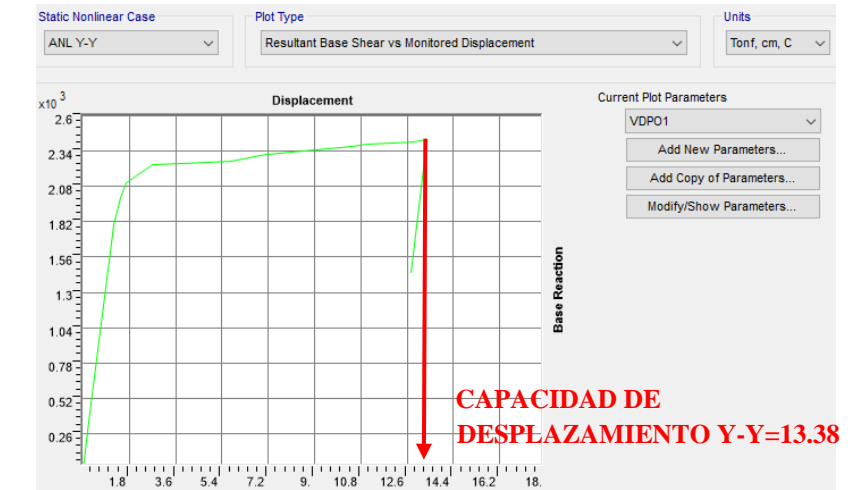
Curva de Capacidad X-X del puente preesforzado 2 aislado, LB.



Curva de Capacidad Y-Y del puente preesforzado 2 aislado, LB.



Curva de Capacidad X-X del puente preesforzado 2 aislado, UB.



Curva de Capacidad Y-Y del puente preesforzado 2 aislado, UB.

Figura 3.35 Curva de capacidad del puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico.

F) PUNTO DE DESEMPEÑO SEGÚN FEMA 440

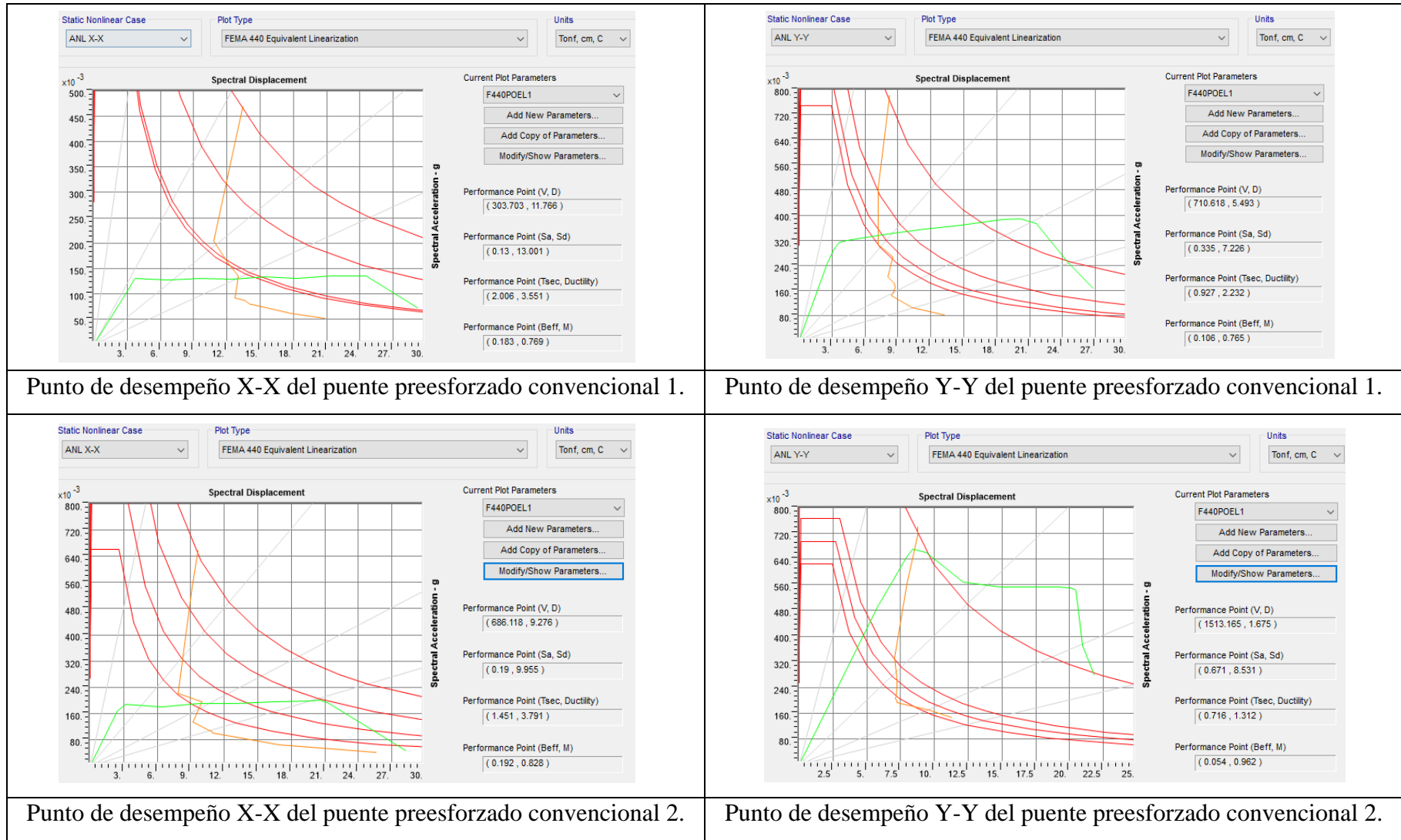
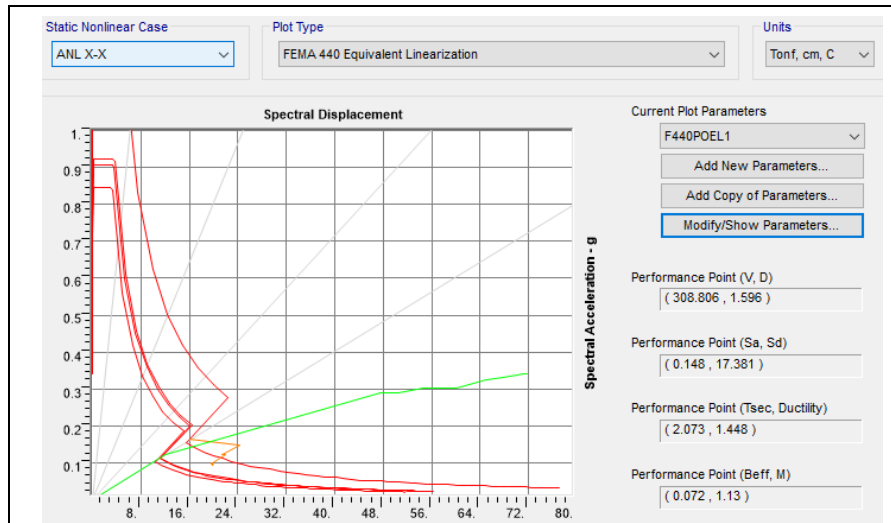
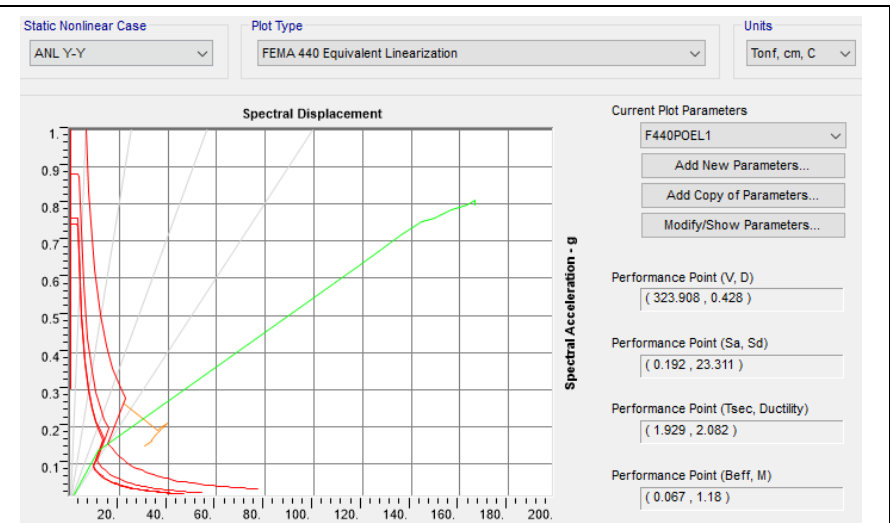


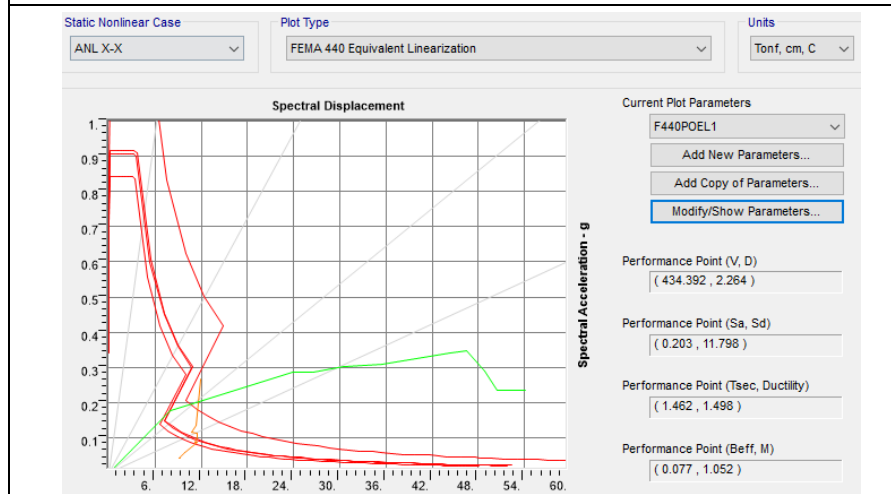
Figura 3.36 Punto de desempeño de los puentes preesforzados convencionales según FEMA 440 (Linealización Equivalente).



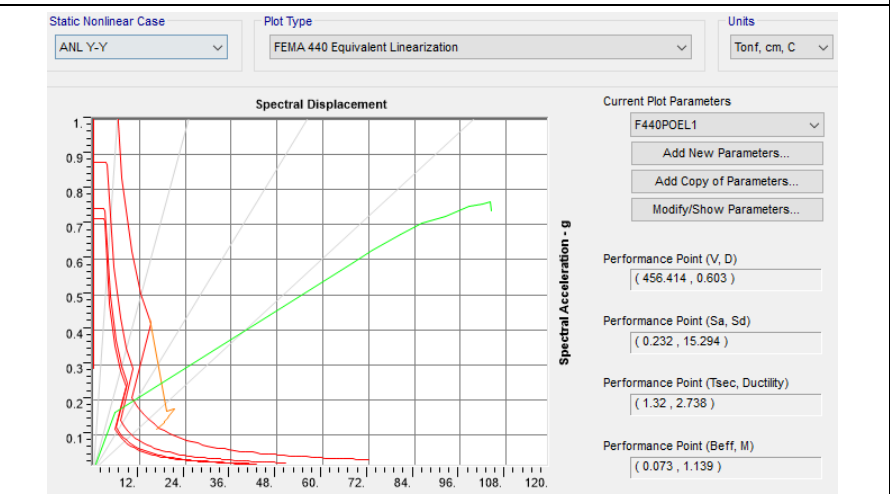
Punto de desempeño X-X del puente preesforzado 1 aislado, LB.



Punto de desempeño Y-Y del puente preesforzado 1 aislado, LB.

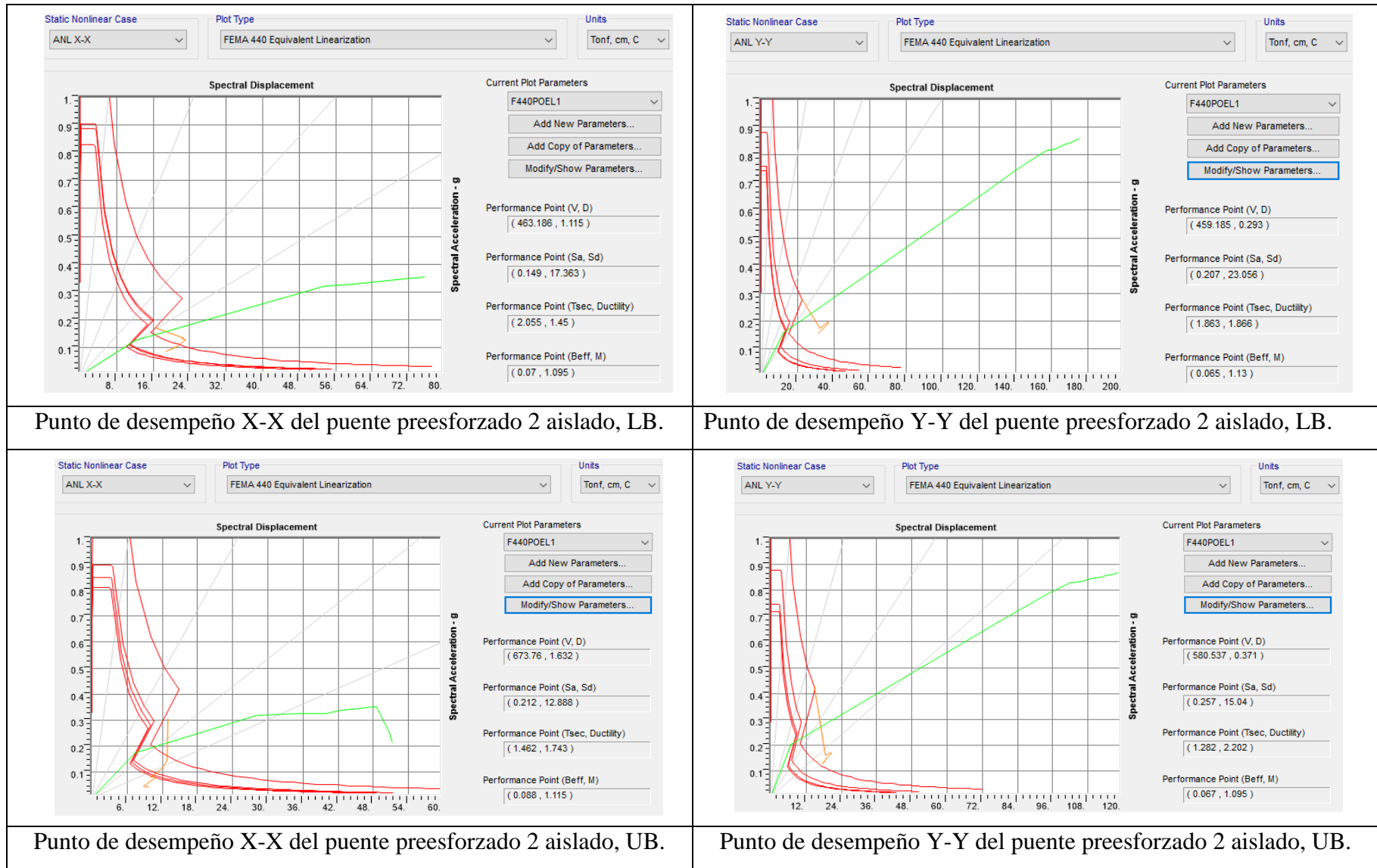


Punto de desempeño X-X del puente preesforzado 1 aislado, UB.



Punto de desempeño Y-Y del puente preesforzado 1 aislado, UB.

Figura 3.37 Punto de desempeño del puente preesforzado 1 aislado según FEMA 440 (Linealización Equivalente).



Punto de desempeño X-X del puente preesforzado 2 aislado, LB.

Punto de desempeño Y-Y del puente preesforzado 2 aislado, LB.

Punto de desempeño X-X del puente preesforzado 2 aislado, UB.

Punto de desempeño Y-Y del puente preesforzado 2 aislado, UB.

Figura 3.38 Punto de desempeño del puente preesforzado 2 aislado según FEMA 440 (Linealización Equivalente).

3.5.2.4. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

G) DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO DE LOS AISLADORES (CURVA DE HISTÉRESIS)

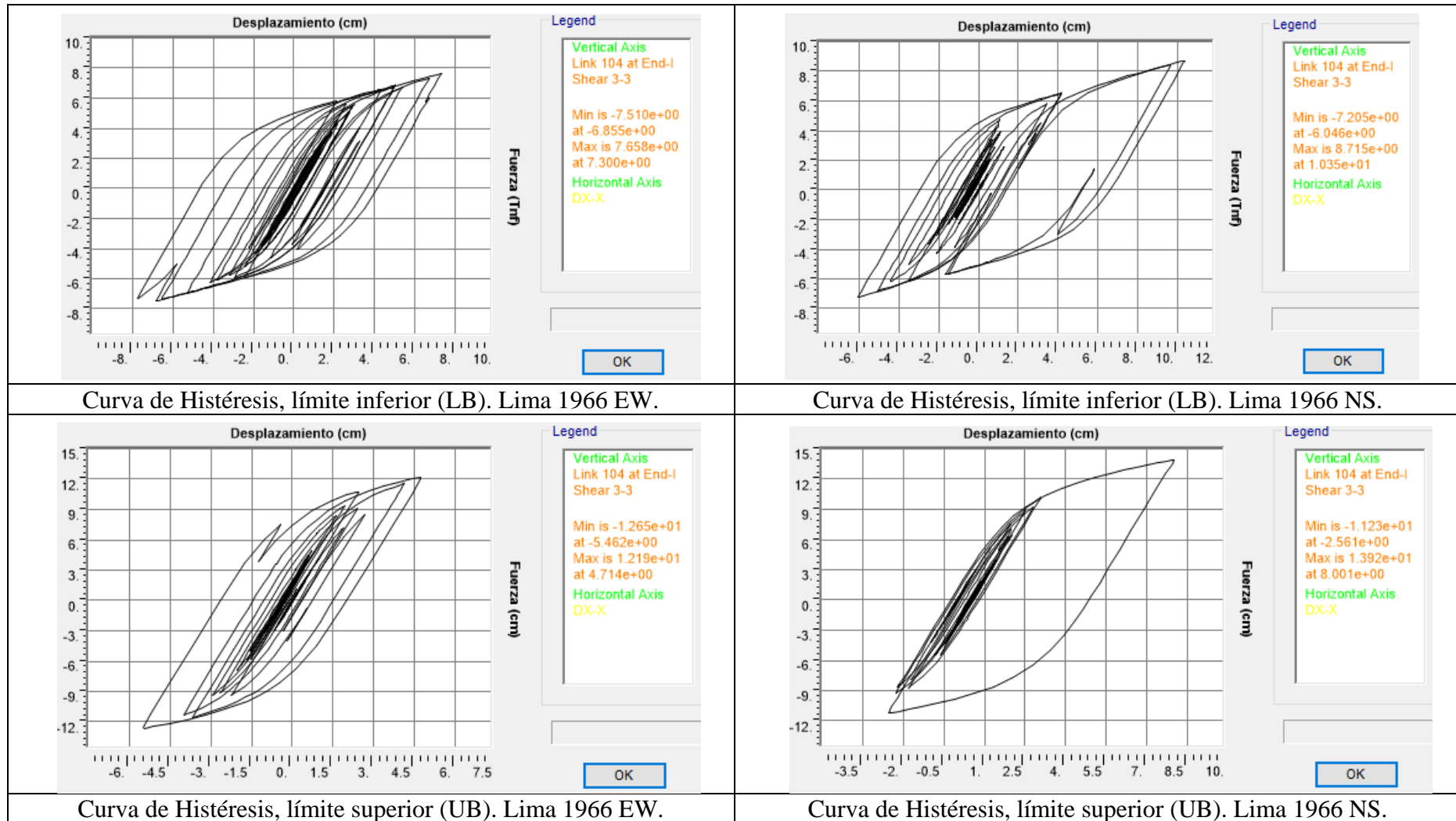


Figura 3.39 Curva de histéresis del aislador LRB para el puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico, debido al sismo de Lima 1966.

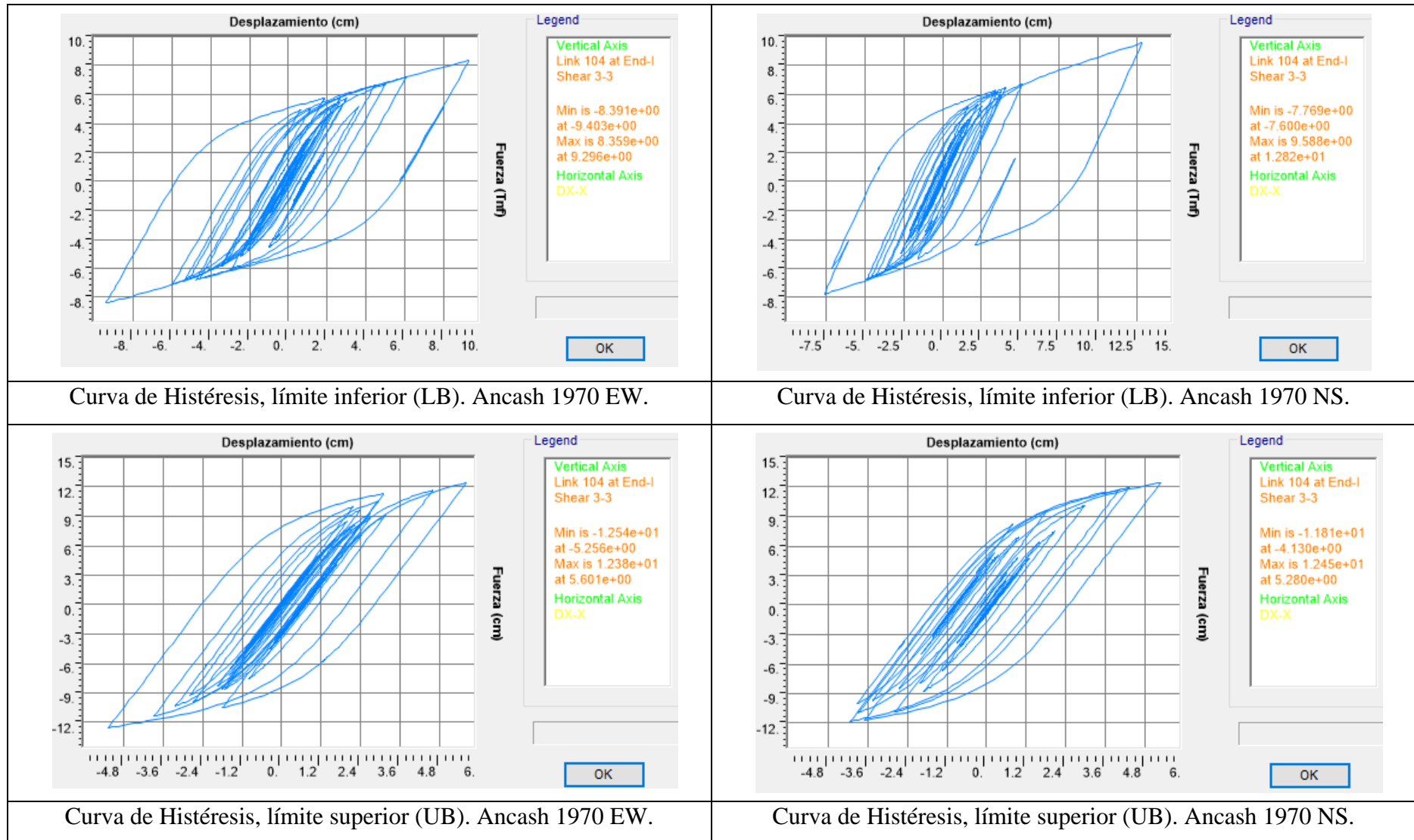


Figura 3.40 Curva de histéresis del aislador LRB para el puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico, debido al sismo de Ancash 1970.

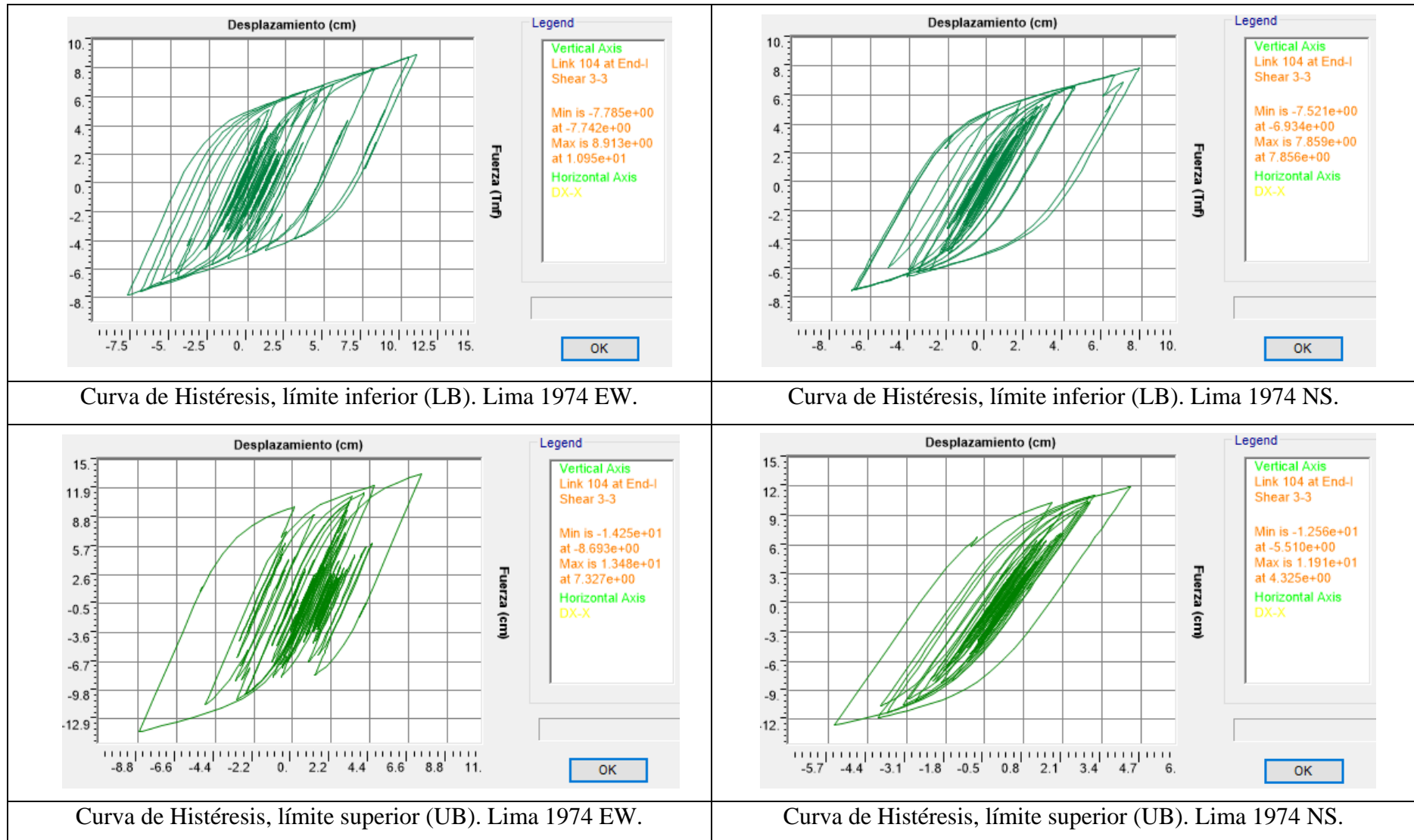


Figura 3.41 Curva de histéresis del aislador LRB para el puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico, debido al sismo de Lima 1974.

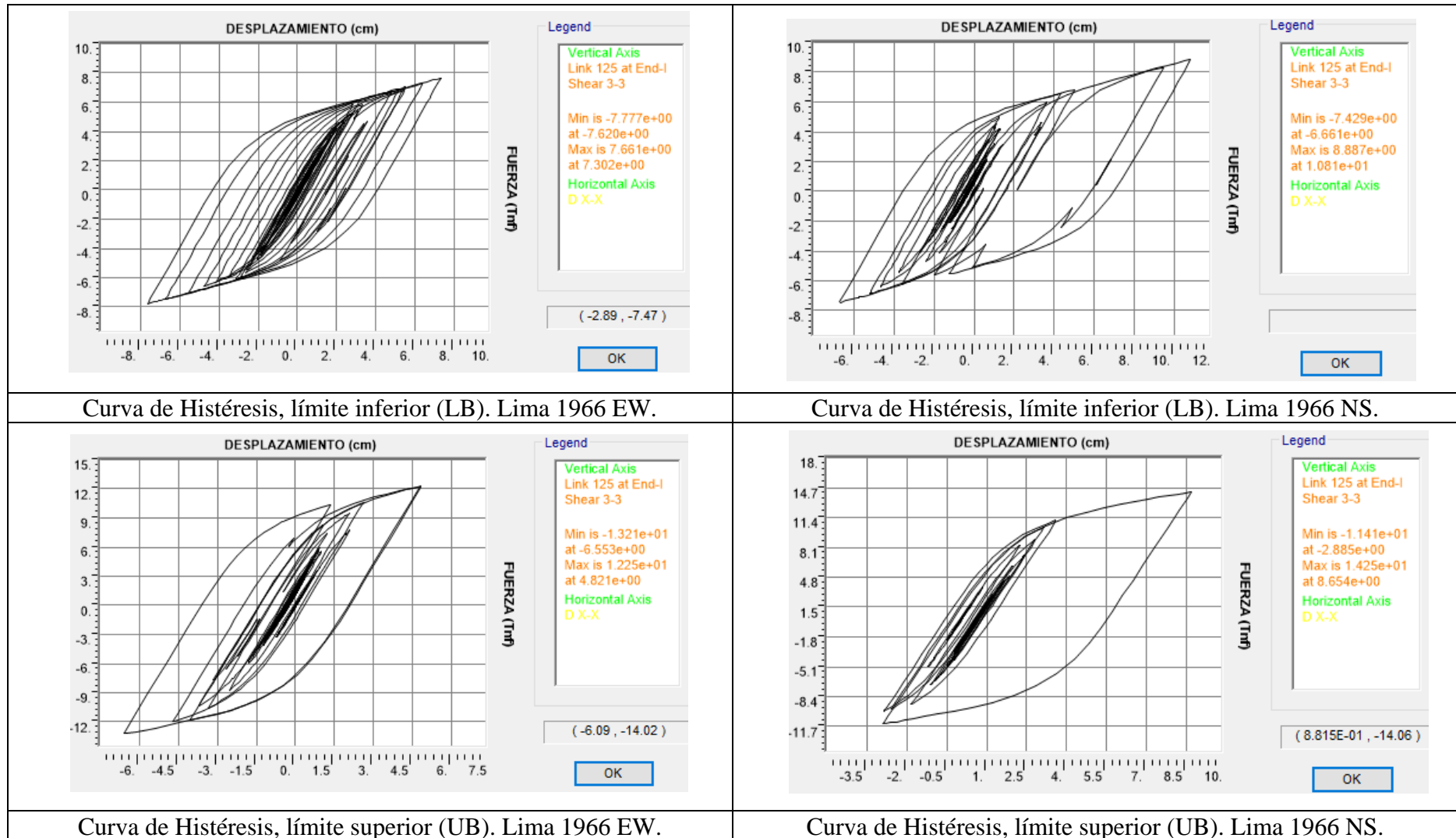


Figura 3.42 Curva de histéresis del aislador LRB para el puente presforzado 2 con aislamiento sísmico, debido al sismo de Lima 1966.

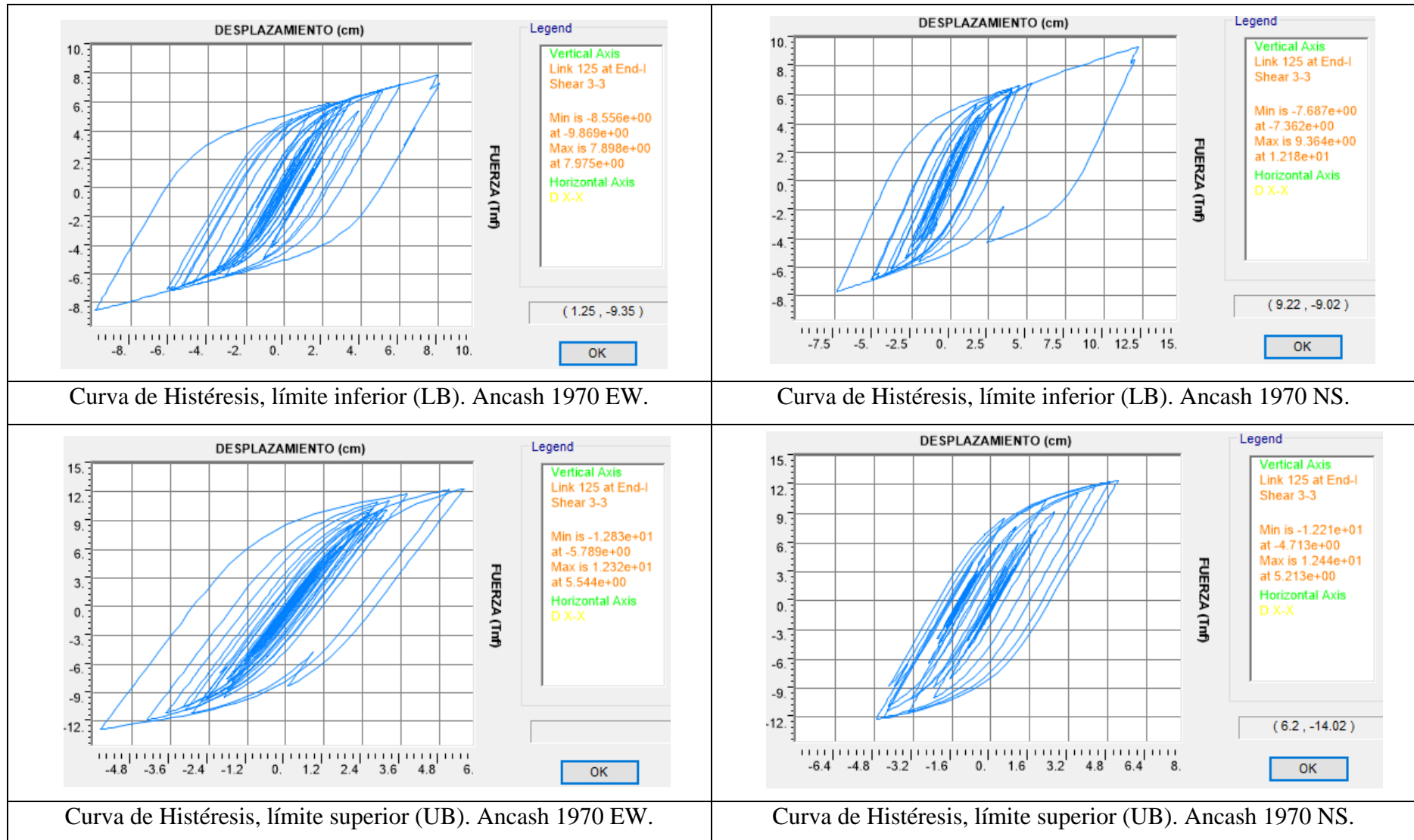


Figura 3.43 Curva de histéresis del aislador LRB para el puente presforzado 2 con aislamiento sísmico, debido al sismo de Ancash 1970.

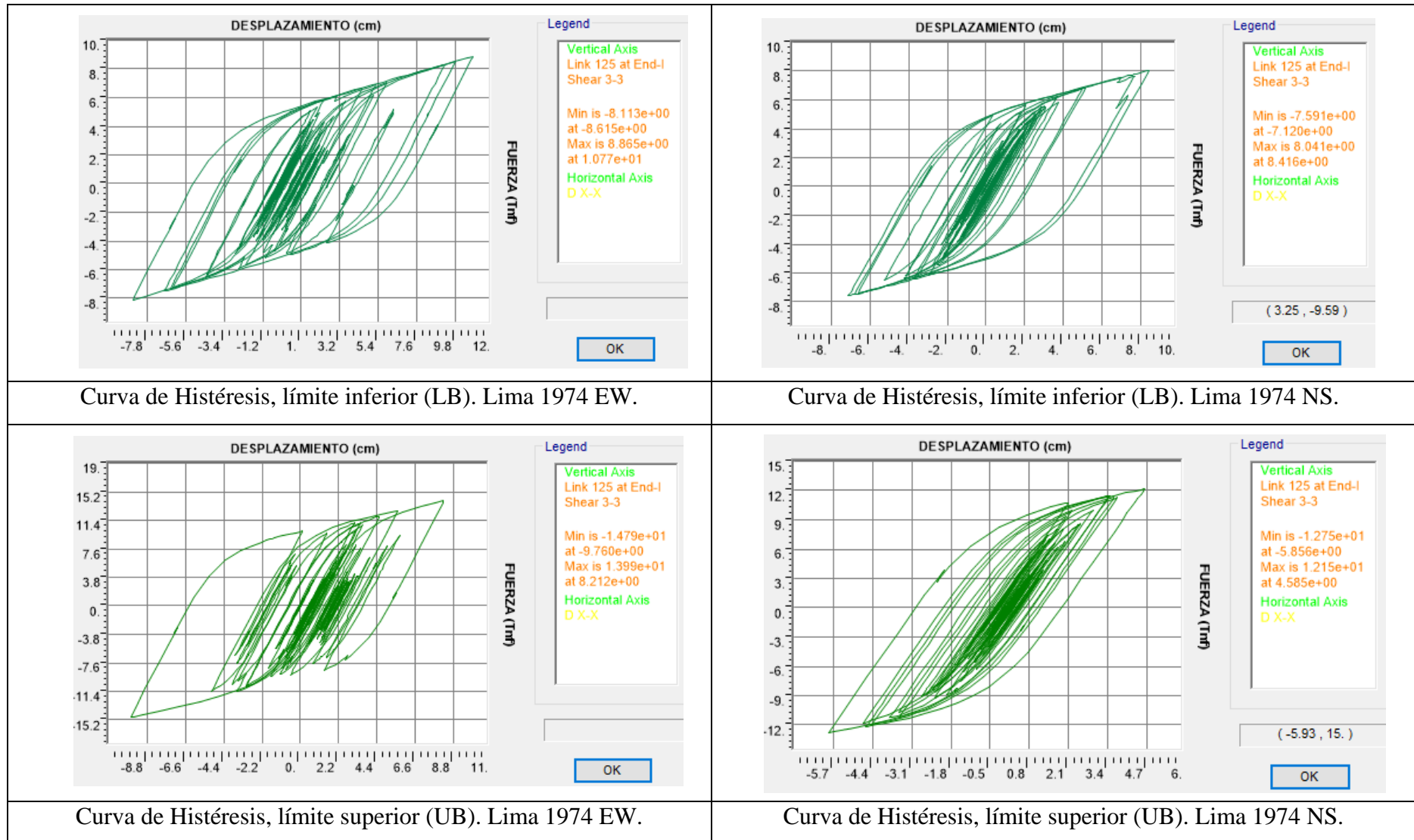


Figura 3.44 Curva de histéresis del aislador LRB para el puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico, debido al sismo de Lima 1974.

3.5.2.5. SÍNTESIS DE RESULTADOS

3.5.2.5.1. ANÁLISIS MODAL

Los resultados se presentaron en base a los máximos valores reportados.

A y B) PERIODO DE VIBRACIÓN Y ACELERACIÓN

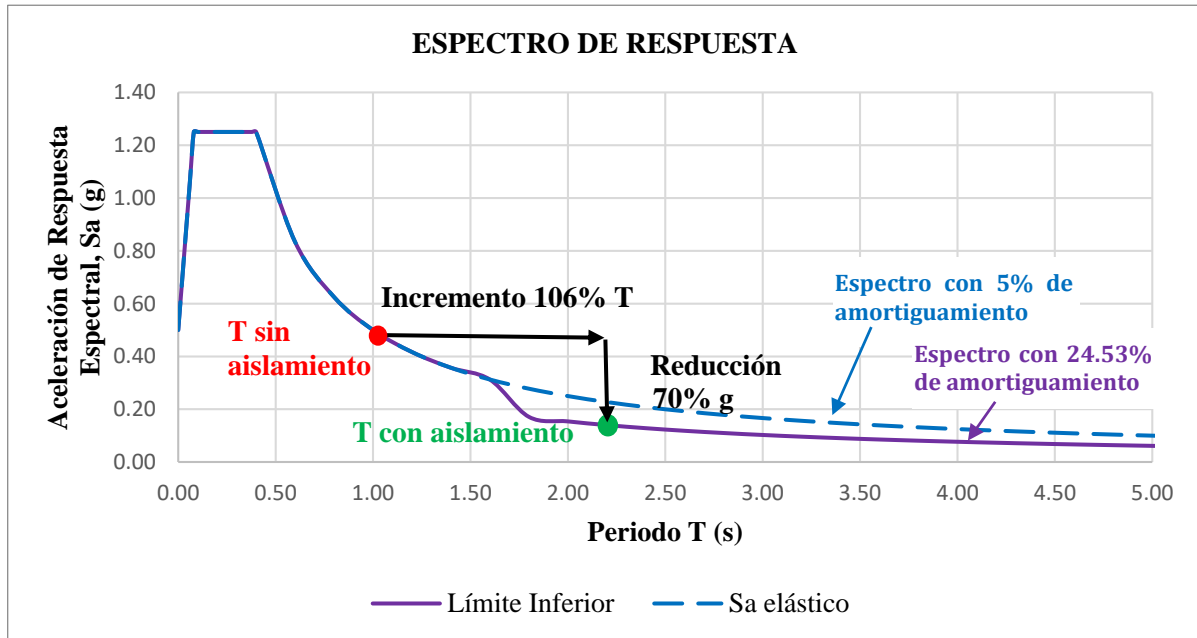


Figura 3.45 Comparación de periodo y aceleración en la dirección longitudinal para el puente preesforzado 1.

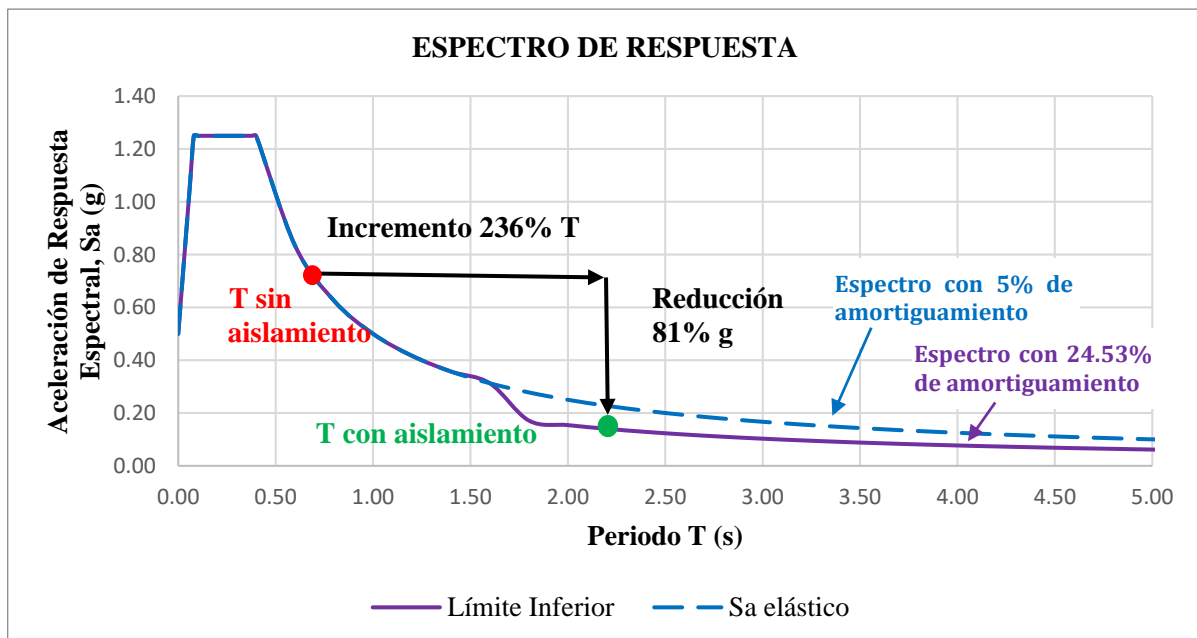


Figura 3.46 Comparación de periodo y aceleración en la dirección transversal para el puente preesforzado 1.

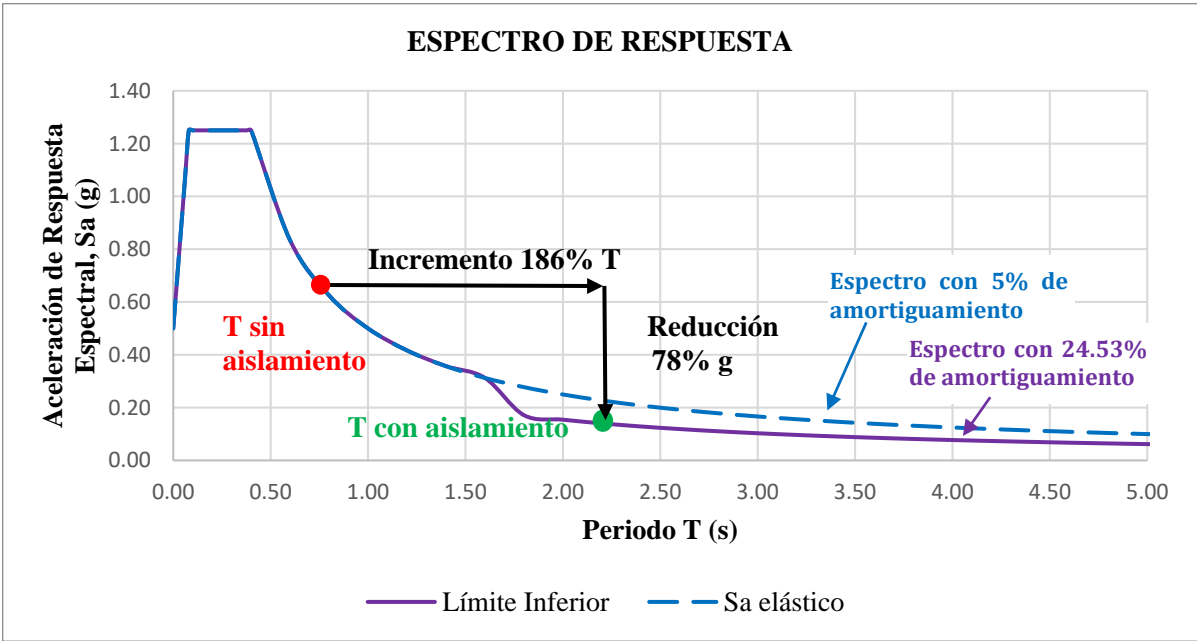


Figura 3.47 Comparación de periodo y aceleración en la dirección longitudinal para el puente preesforzado 2.

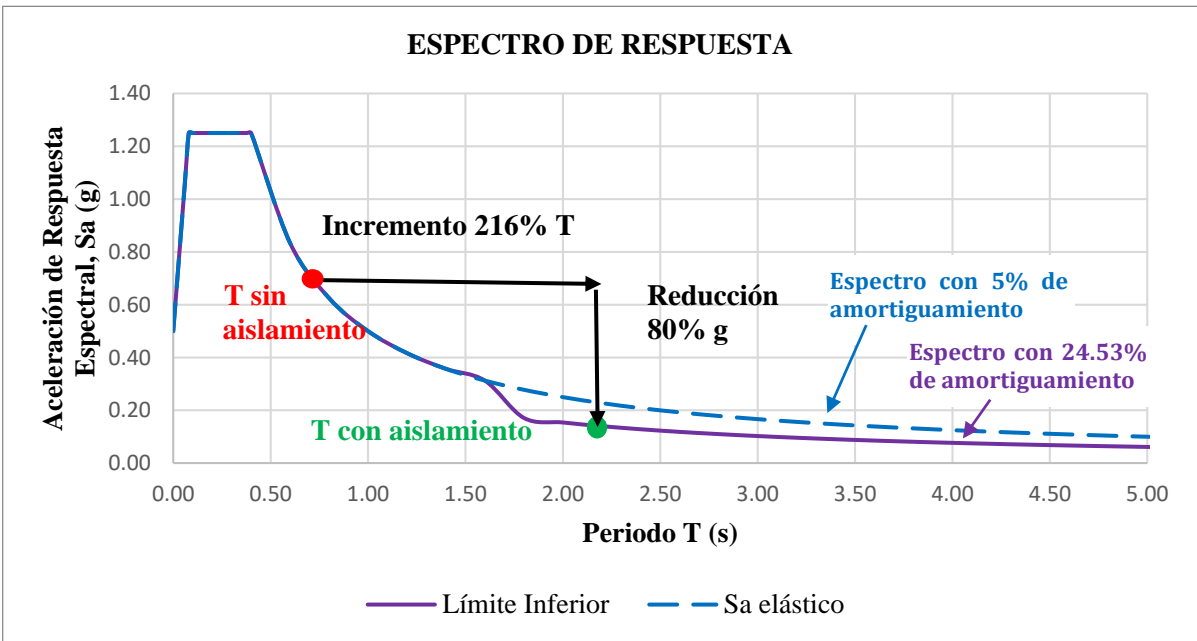


Figura 3.48 Comparación de periodo y aceleración en la dirección transversal para el puente preesforzado 2.

3.5.2.5.2. ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO (EDA)

C) FUERZAS INTERNAS DEBIDO A LA ACCIÓN SÍSMICA

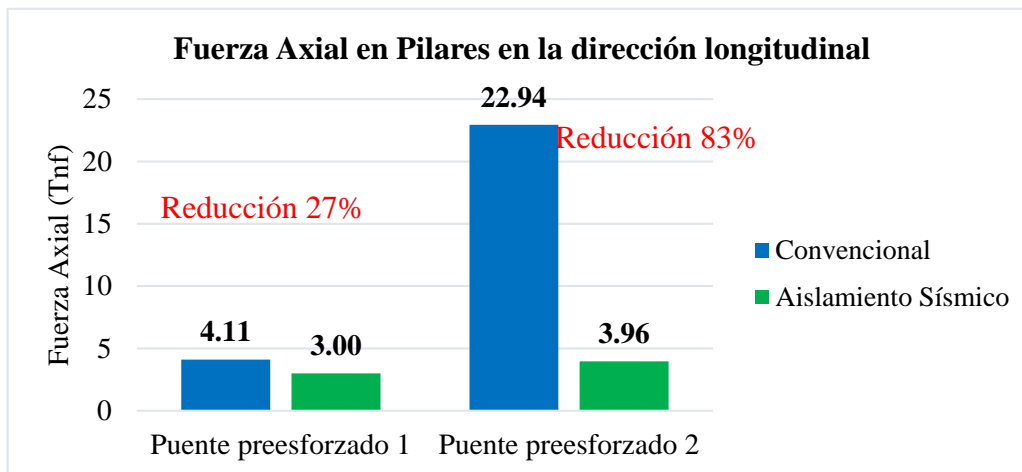


Figura 3.49 Comparación de la fuerza axial para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la dirección longitudinal.

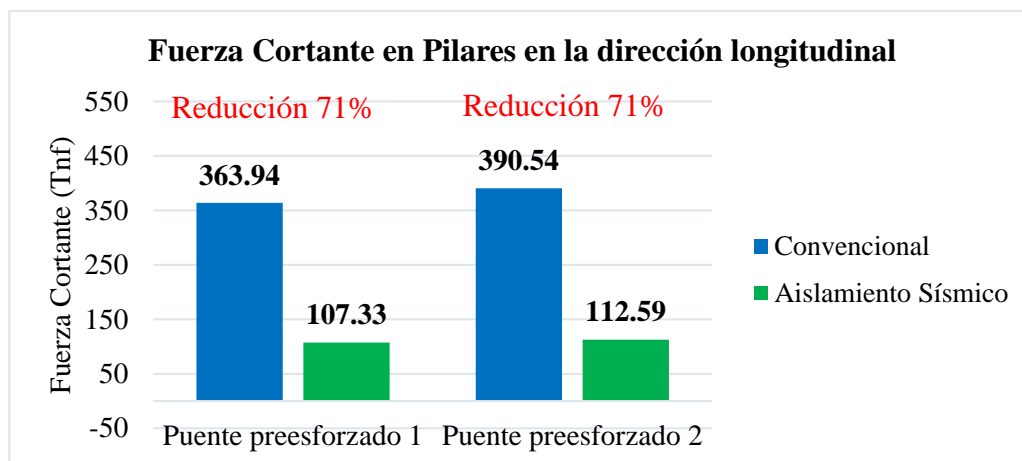


Figura 3.50 Comparación de la fuerza cortante para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la dirección longitudinal.

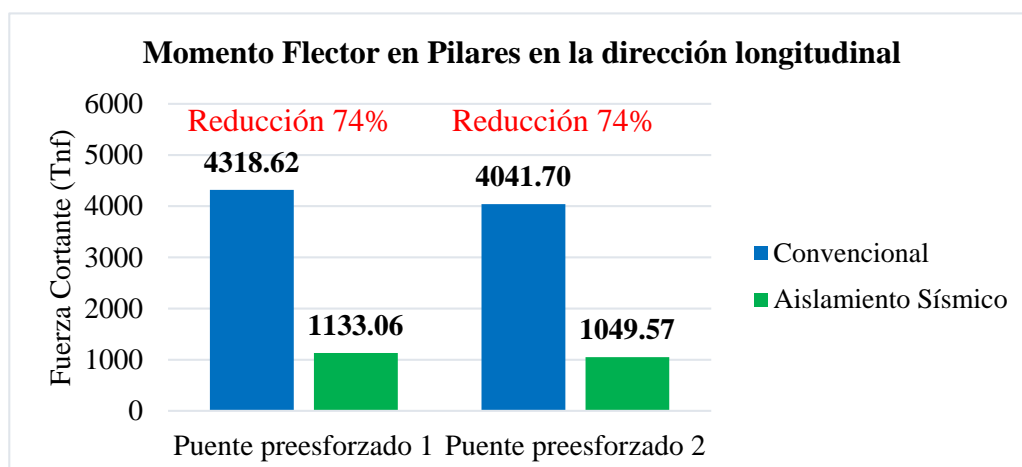


Figura 3.51 Comparación del momento flector para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la dirección longitudinal.

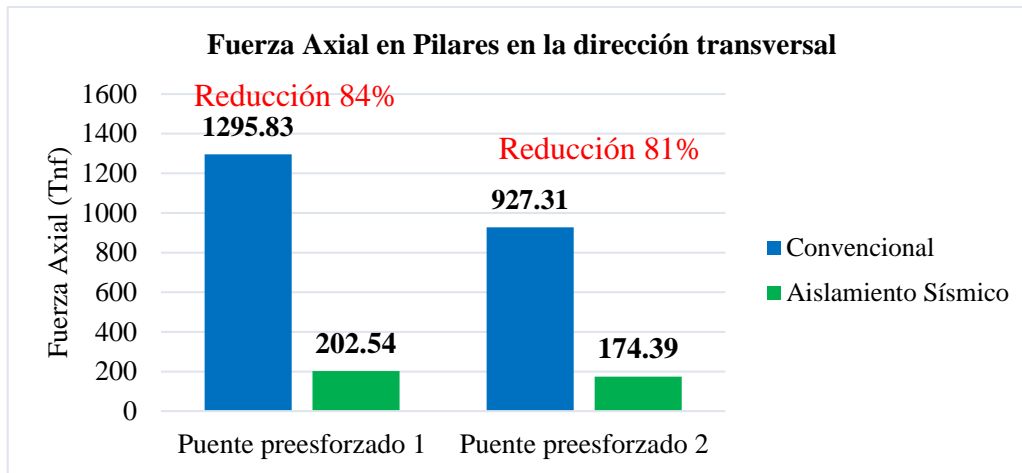


Figura 3.52 Comparación de la fuerza axial para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la dirección transversal.

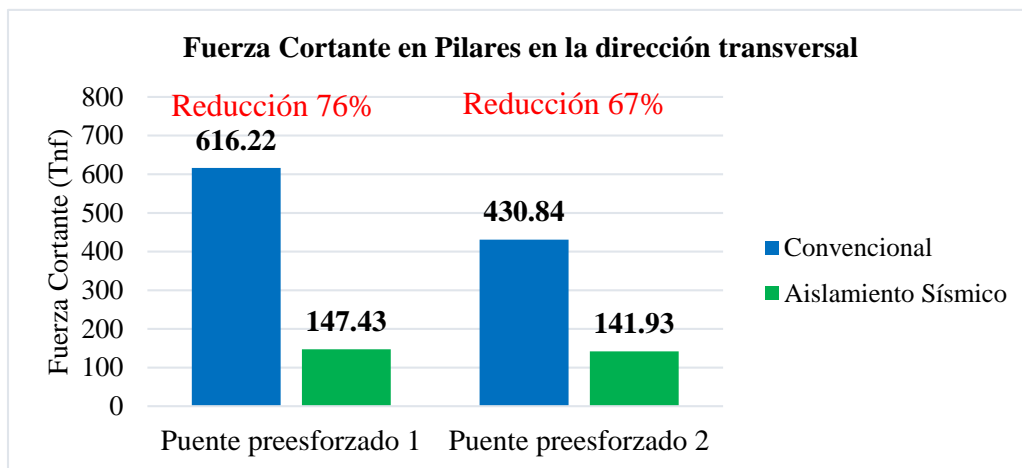


Figura 3.53 Comparación de la fuerza cortante para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la dirección transversal.

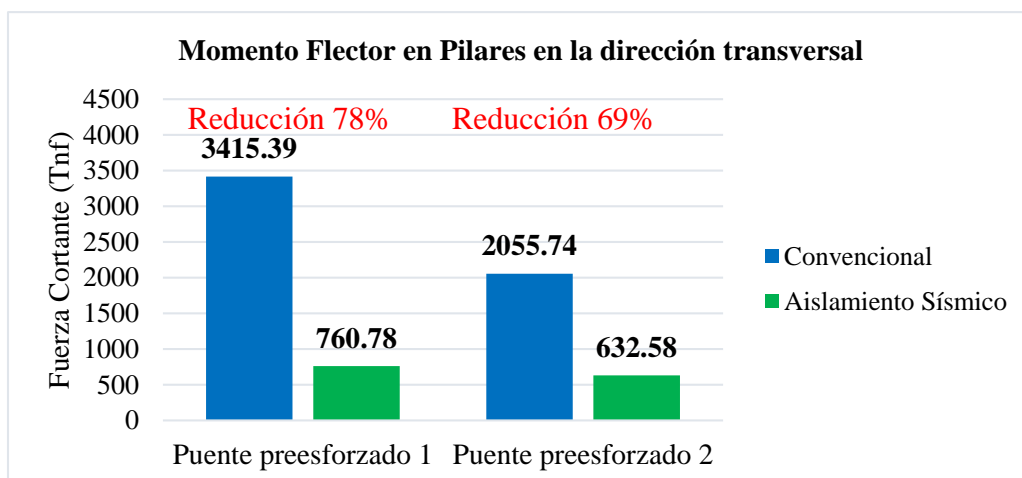


Figura 3.54 Comparación del momento flector para puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la dirección transversal.

D) DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO

Tabla 3.13

Demanda de desplazamiento en los pilares de los puentes preesforzados con y aislamiento sísmico.

Puente N°	Modo	Demanda (cm)		Reducción
		Estructura sin aislamiento	Estructura con aislamiento	
1	Longitudinal	11.86	2.97	75%
	Transversal	4.39	0.99	77%
2	Longitudinal	8.34	2.09	75%
	Transversal	2.00	0.64	68%

3.5.2.6. PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL (NSP)

E) CURVAS DE CAPACIDAD

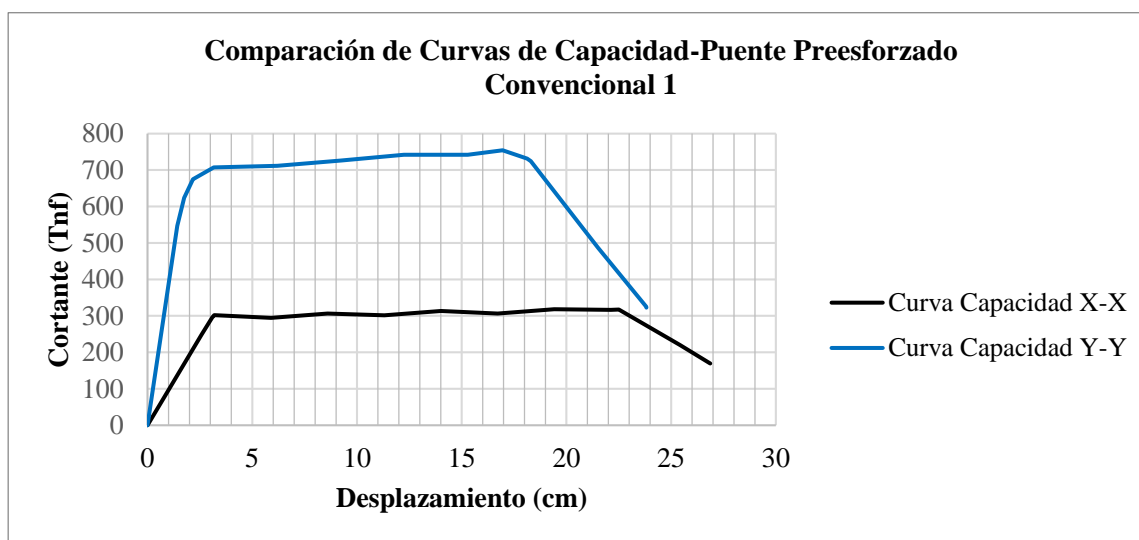


Figura 3.55 Comparación de Curvas de Capacidad para puente preesforzado convencional 1.

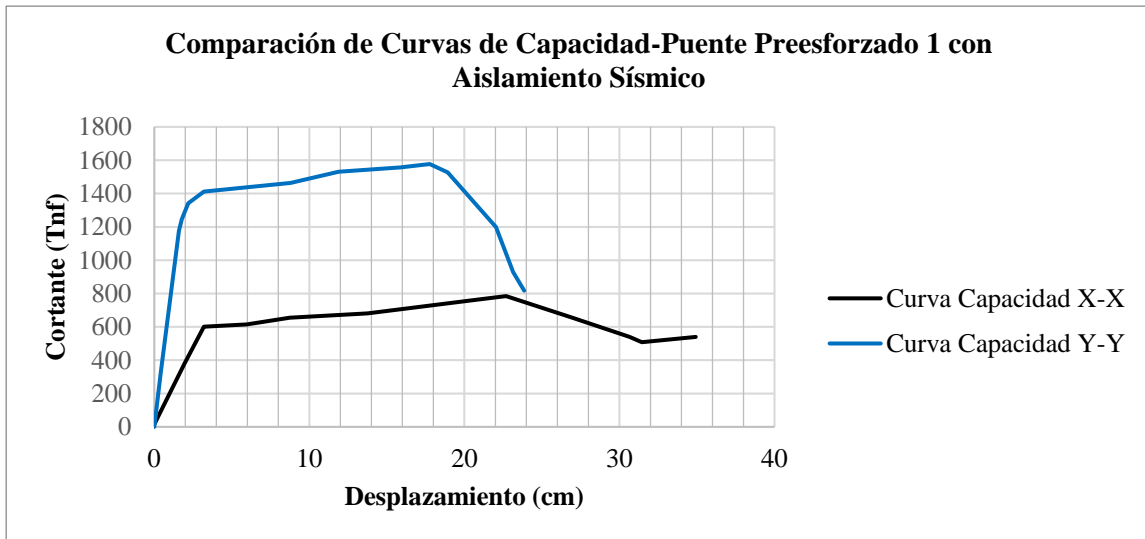


Figura 3.56 Comparación de Curvas de Capacidad para puente preesforzado 1 aislado.

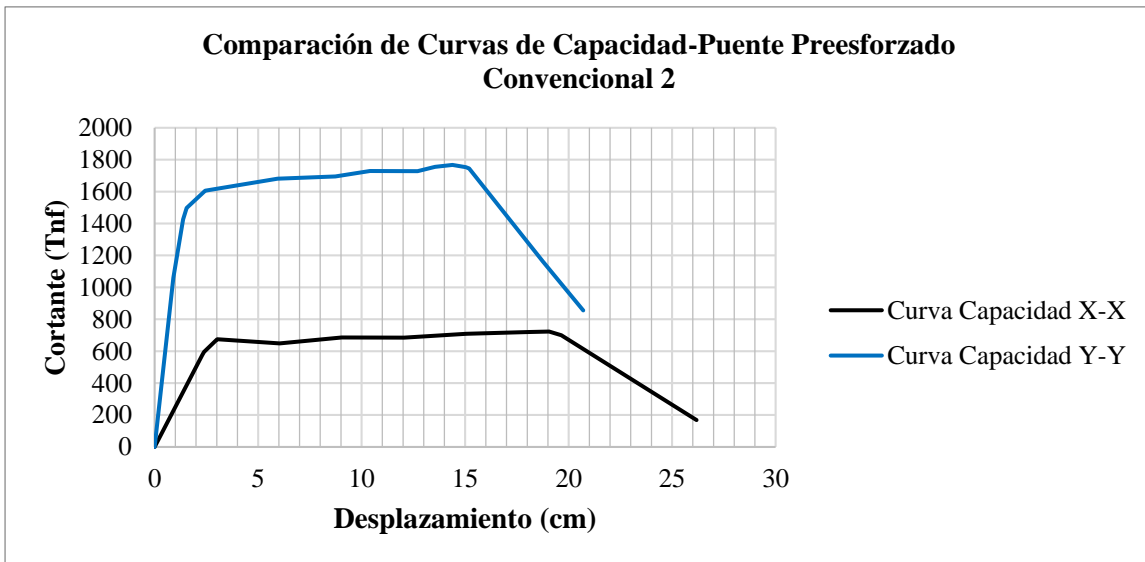


Figura 3.57 Comparación de Curvas de Capacidad para puente preesforzado convencional 2.

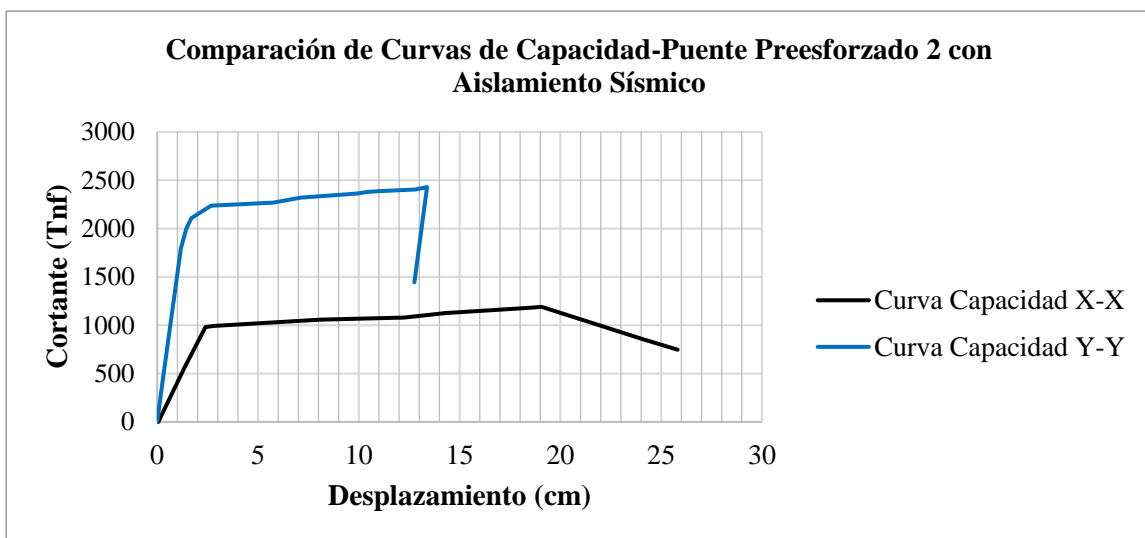


Figura 3.58 Comparación de Curvas de Capacidad para puente preesforzado 2 aislado.

RATIO DEMANDA /CAPACIDAD

Tabla 3.14

Ratio Demanda/Capacidad en los pilares para puente preesforzado con y sin aislamiento.

Puente N°	Dirección	Demanda/Capacidad		Reducción
		Estructura sin aislamiento	Estructura con aislamiento	
1	Longitudinal	0.54	0.13	76%
	Transversal	0.26	0.06	78%
2	Longitudinal	0.44	0.11	75%
	Transversal	0.14	0.05	66%

F) PUNTO DE DESEMPEÑO SEGÚN FEMA 440

Tabla 3.15

Punto de desempeño de los puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico.

Puente N°	Descripción	Sismo Longitudinal		Sismo transversal	
		Estructura sin aislamiento	Estructura con aislamiento	Estructura sin aislamiento	Estructura con aislamiento
1	Cortante (Tnf)	303.70	434.39	710.62	456.41
	Desplazamiento (cm)	11.77	2.26	5.49	0.60
	Periodo efectivo, $T_{eff}(s)$	2.01	1.46	0.93	1.32
	Ductilidad	3.55	1.50	2.23	2.74
	Amortiguamiento efectivo, $\beta_{eff}(\%)$	18.30	7.70	10.60	7.30
2	Cortante (Tnf)	686.12	673.76	1513.17	580.54
	Desplazamiento (cm)	9.28	1.63	1.68	0.37
	Periodo efectivo, $T_{eff}(s)$	1.45	1.46	0.72	1.28
	Ductilidad	3.79	1.74	1.31	2.20
	Amortiguamiento efectivo, $\beta_{eff}(\%)$	19.20	8.80	5.40	6.70

G) NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO

Ubicando el punto de desempeño en la curva de capacidad se tiene:

G.1) Para el puente preesforzado convencional 1

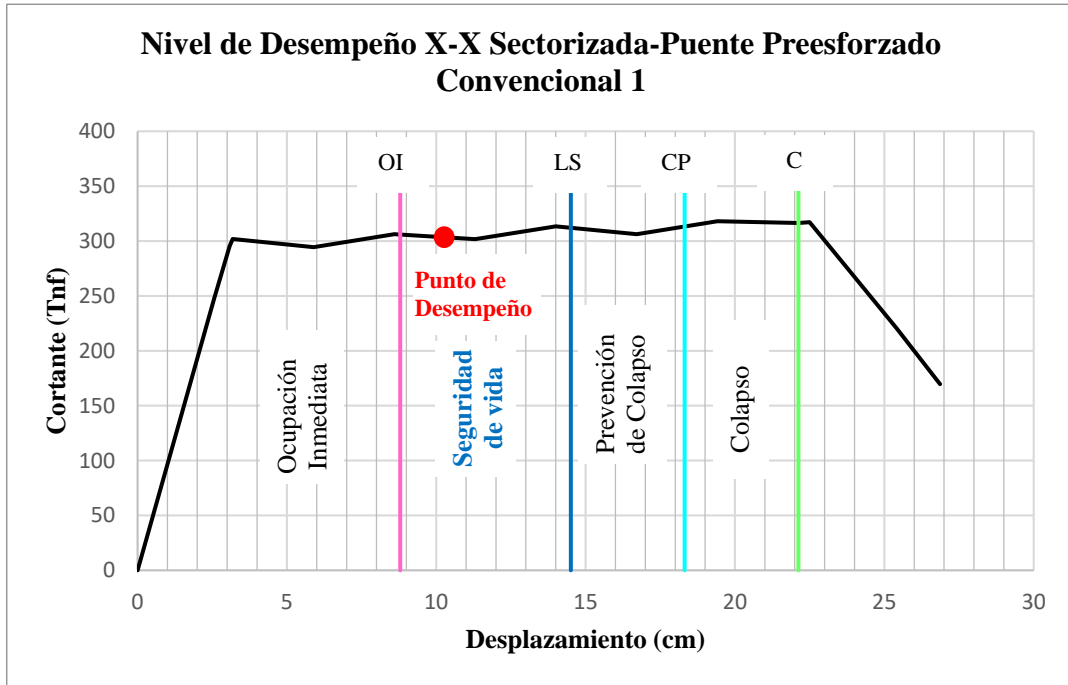


Figura 3.59 Nivel de desempeño sísmico del puente preesforzado convencional 1 en la dirección longitudinal.

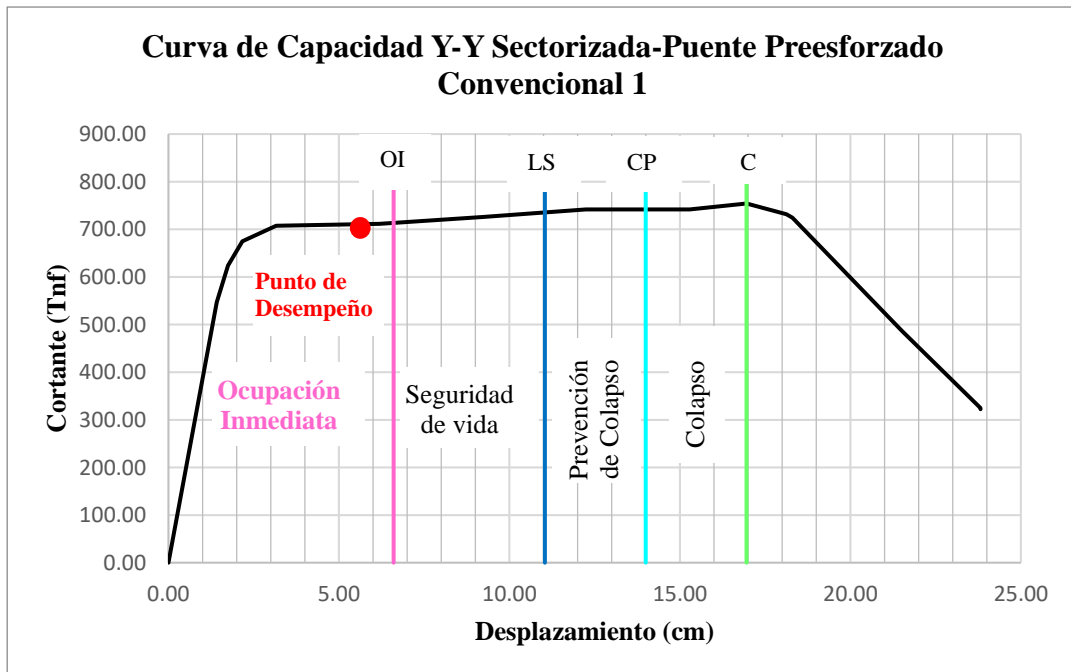


Figura 3.60 Nivel de desempeño sísmico del puente preesforzado convencional 1 en la dirección transversal.

G.2) Para el puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico.

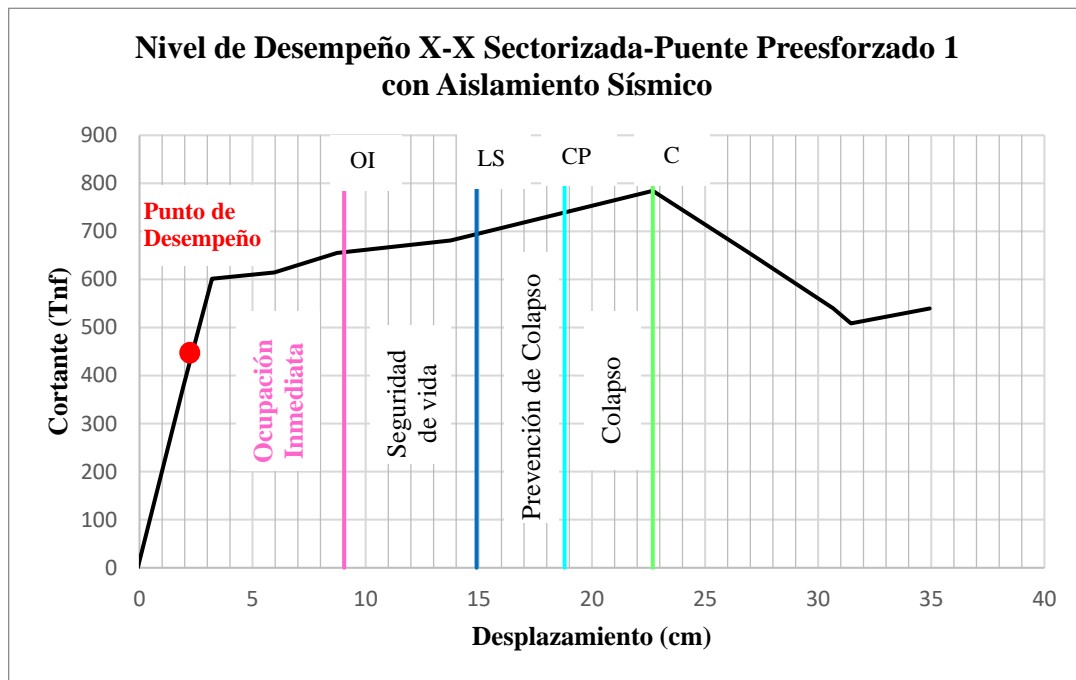


Figura 3.61 Nivel de desempeño sísmico del puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico en la dirección longitudinal.

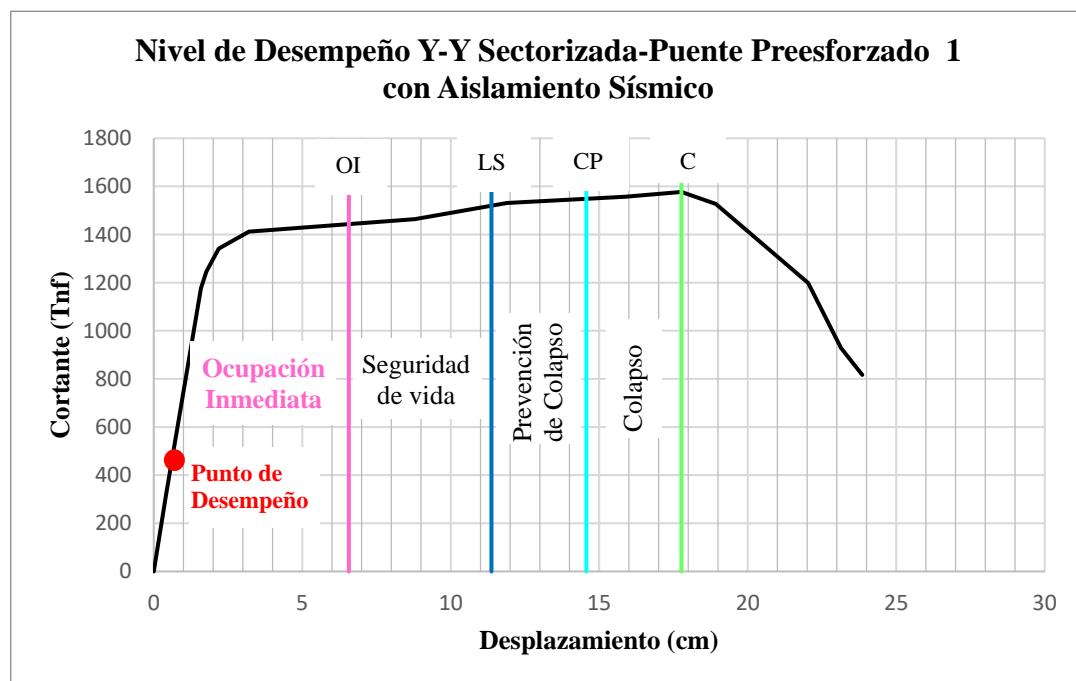


Figura 3.62 Nivel de desempeño sísmico del puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico en la dirección transversal.

G.3) Para el puente presforzado convencional 2.

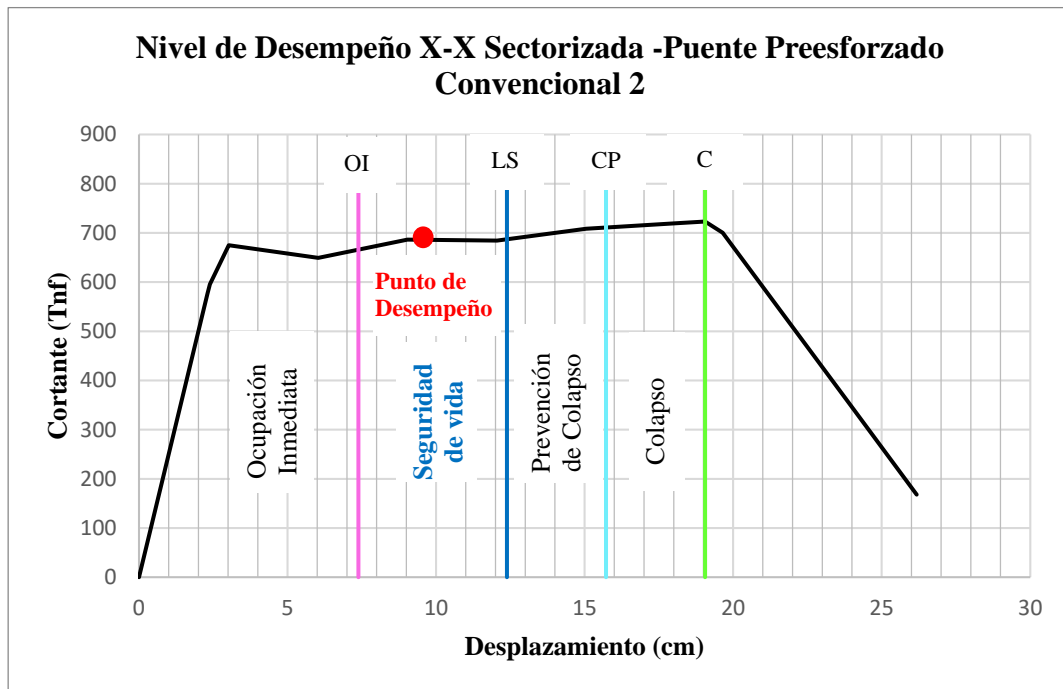


Figura 3.63 Nivel de desempeño sísmico del puente presforzado convencional 2 en la dirección longitudinal.

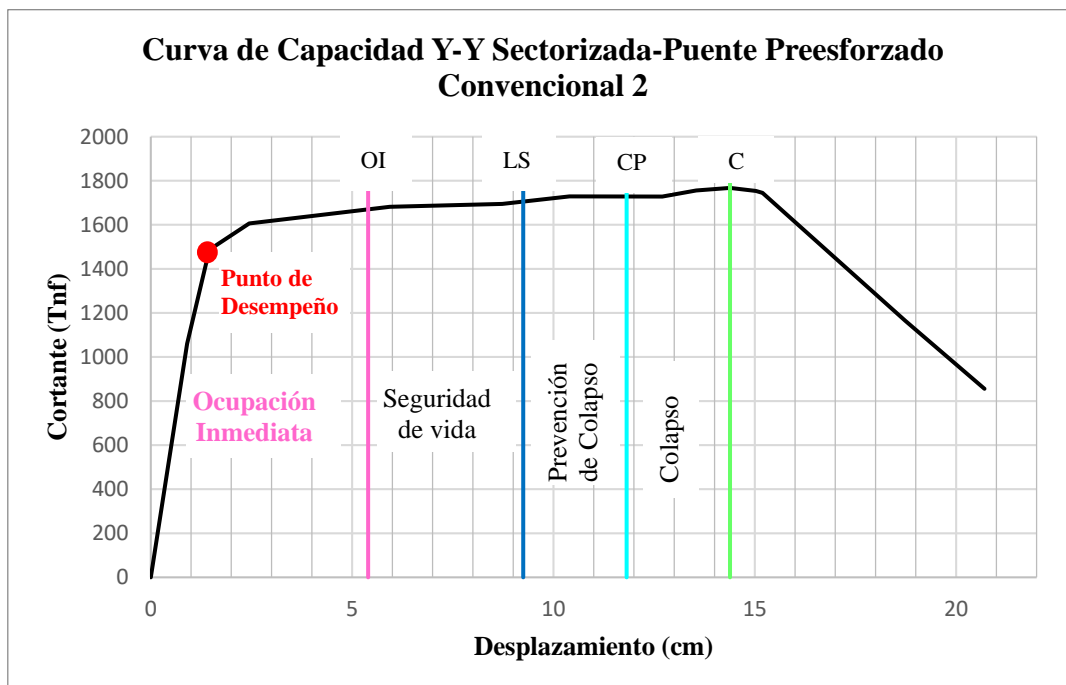


Figura 3.64 Nivel de desempeño sísmico del puente presforzado convencional 2 en la dirección transversal.

G.4) Para el puente presforzado 2 con aislamiento sísmico.

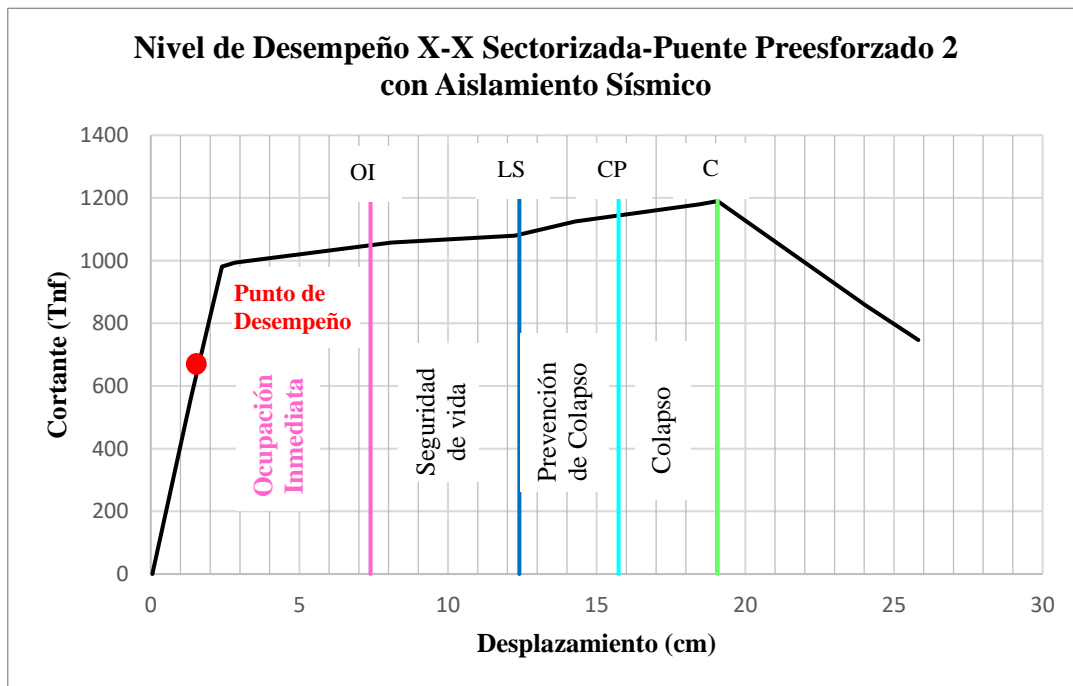


Figura 3.65 Nivel de desempeño sísmico del puente presforzado 2 con aislamiento sísmico en la dirección longitudinal.

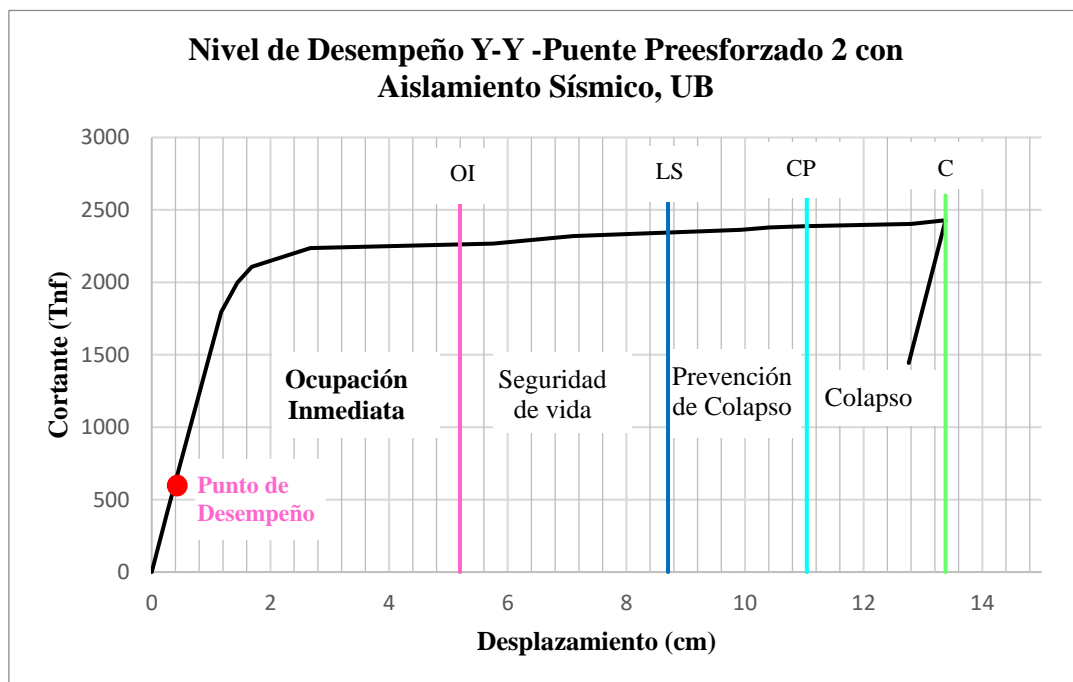


Figura 3.66 Nivel de desempeño sísmico del puente presforzado 2 con aislamiento sísmico en la dirección transversal.

El nivel de desempeño también se observa en forma directa en el software CSiBridge v20.2.0

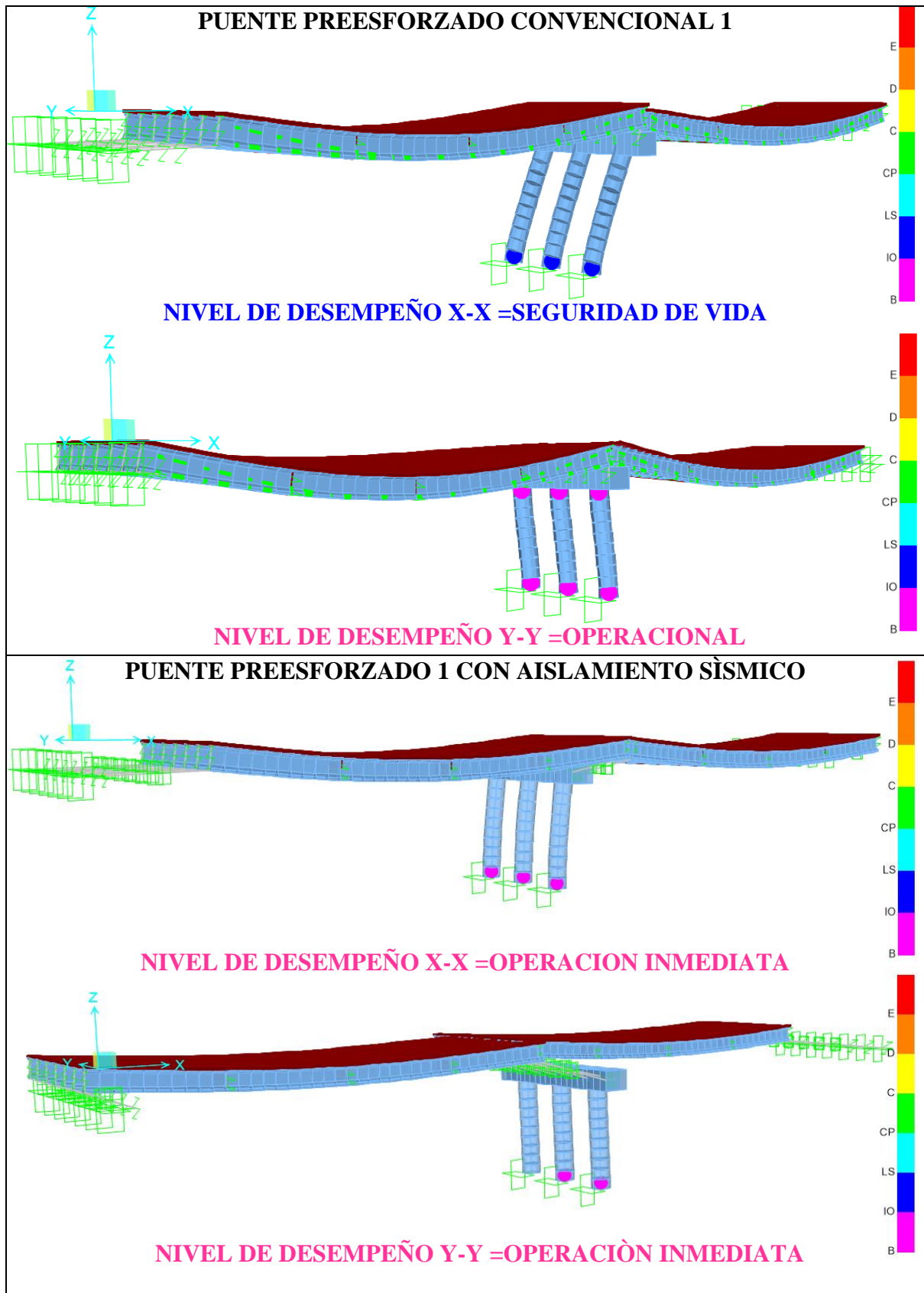


Figura 3.67 Rótulas plásticas de los pilares del puente preesforzado 1 con y sin aislamiento sísmico en el punto de desempeño.

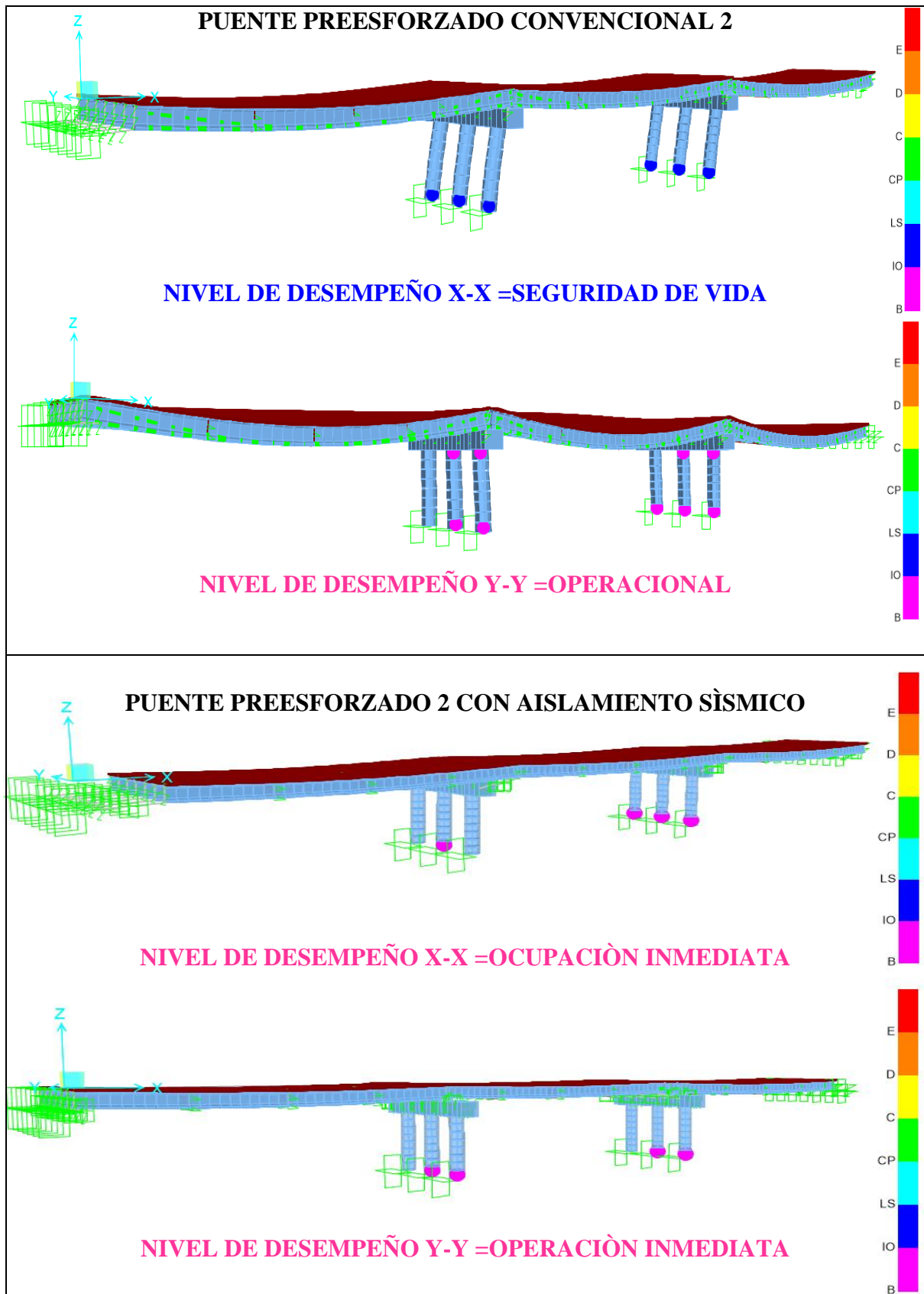


Figura 3.68 Rótulas plásticas de los pilares del puente preesforzado 2 con y sin aislamiento sísmico en el punto de desempeño.

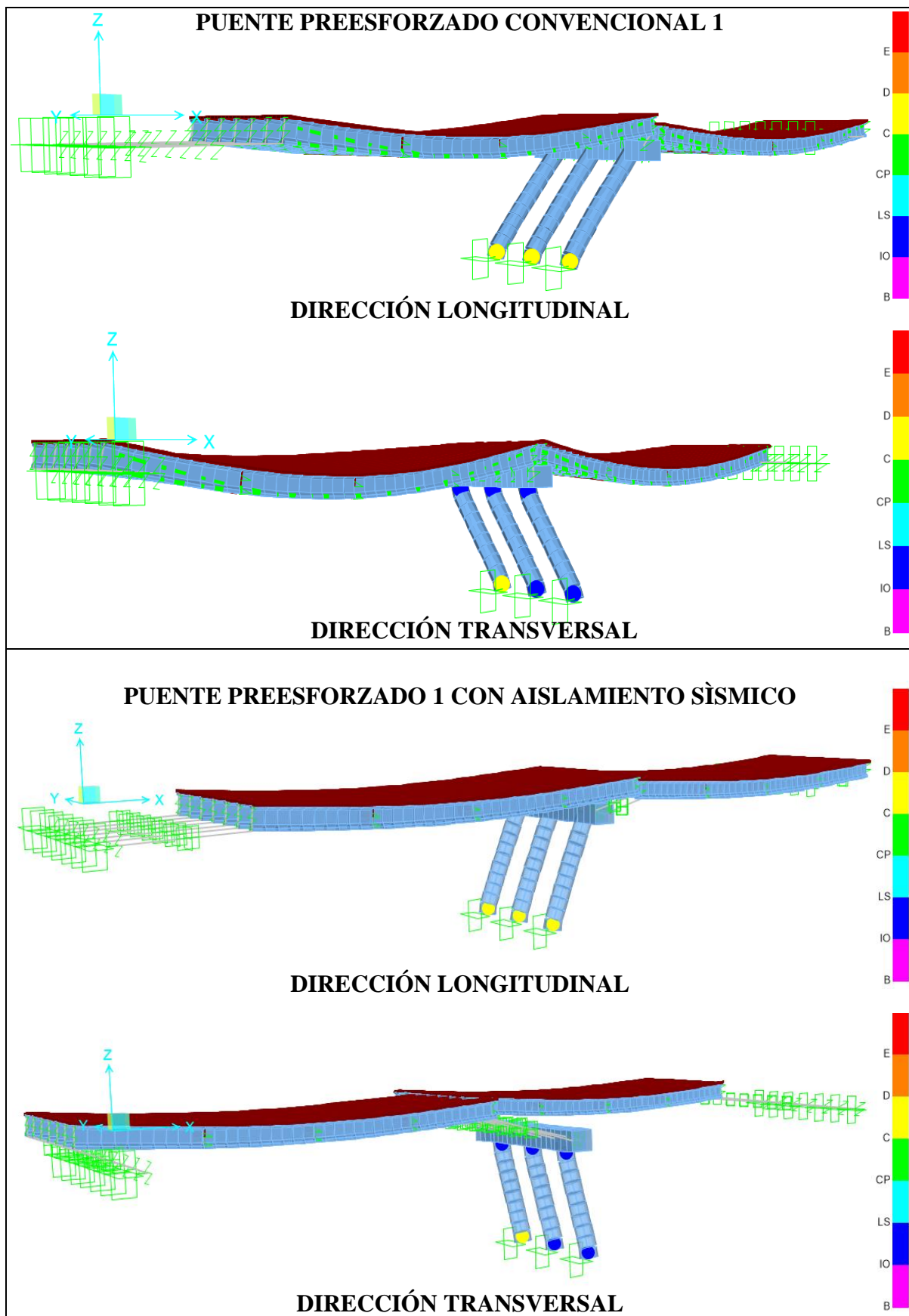


Figura 3.69 Rótulas plásticas de los pilares del puente preesforzado 1 con y sin aislamiento sísmico en el punto de máxima capacidad.

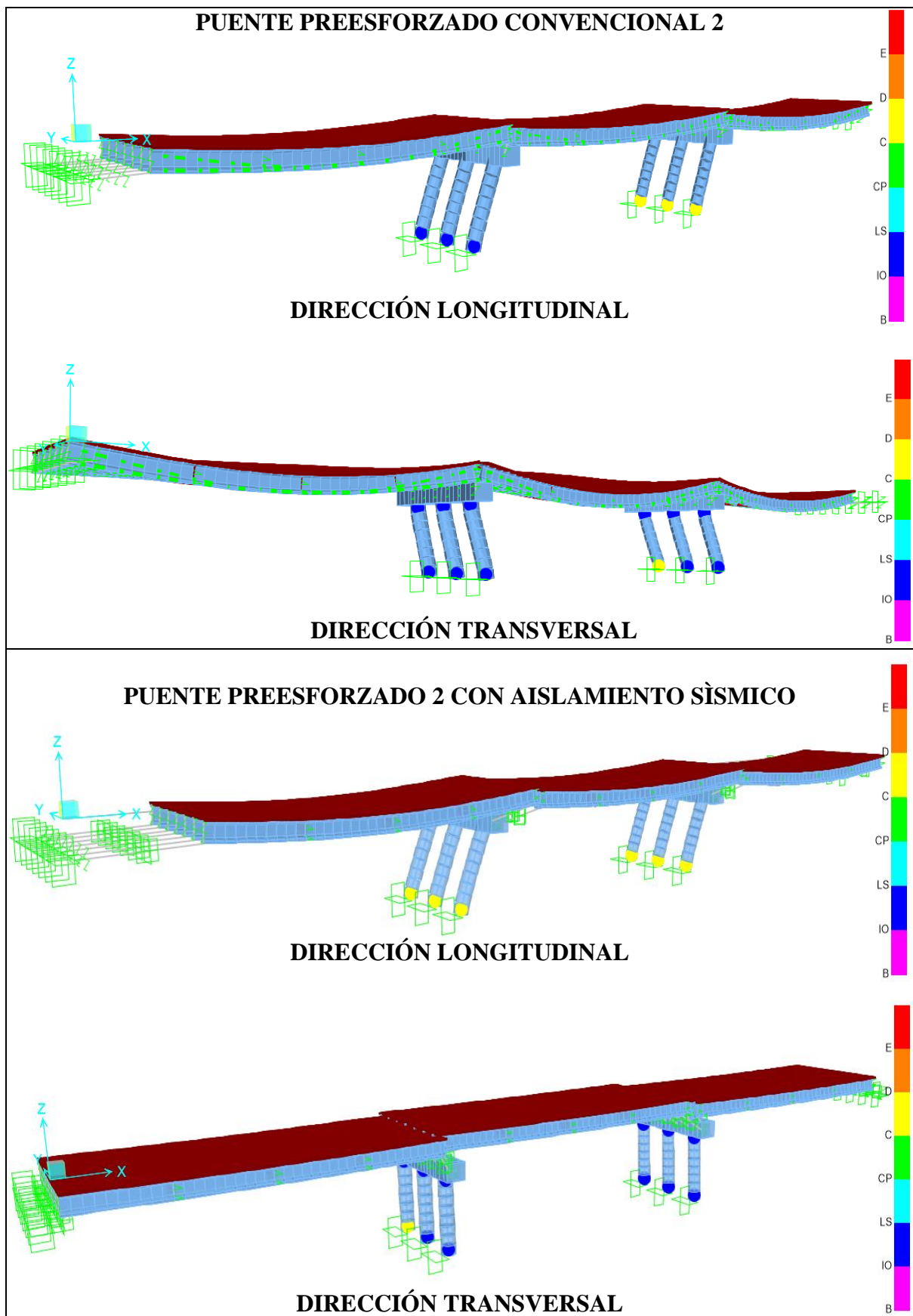


Figura 3.70 Rótulas plásticas de los pilares del puente preesforzado 2 con y sin aislamiento sísmico en el punto de máxima capacidad.

3.5.2.7. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

A) DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO DE LOS AISLADORES

Tabla 3.16

Demanda de desplazamiento en aisladores sísmicos debido a los sismos de 1966, 1970 y 1974.

Registro	Componente	Puente N°	
		1	2
Lima 1966	Componente EW	7.30	7.62
	Componente NS	10.35	10.81
Ancash 1970	Componente EW	9.40	9.87
	Componente NS	12.82	12.18
Lima 1974	Componente EW	10.95	10.77
	Componente NS	7.86	8.42

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El análisis y discusión de los resultados se realizó en base a los siguientes parámetros: periodos de vibración y aceleración, fuerzas internas, demanda de desplazamiento, capacidad de desplazamiento, ratio demanda/capacidad y nivel de desempeño. Estos parámetros son producto del Análisis Modal, Análisis Dinámico Elástico (EDA), Procedimiento Estático No Lineal (NSP) y Análisis Tiempo Historia.

4.1. PERIODOS DE VIBRACIÓN Y ACELERACIÓN

Las Figuras 3.45 a 3.48, ilustran el efecto de los aisladores sísmicos en los puentes preesforzados convencionales. En todas las Figuras, se evidencia un incremento en el periodo de vibración fundamental y una reducción de la aceleración espectral; este comportamiento concuerda con las características que describen Buckle et al. (2006), y la Guía de Especificaciones AASHTO (2011) para los aisladores sísmicos. La plastificación del plomo incrementó el amortiguamiento de 5% a 24.53%, reduciendo aún más la aceleración espectral. El mayor incremento en el periodo de vibración y por ende la mayor reducción de aceleración espectral, tanto para el puente preesforzado 1 como para el puente preesforzado 2 se produjo en la dirección transversal en el límite inferior.

4.2. FUERZAS INTERNAS DEBIDO A LA ACCIÓN SÍSMICA

En las Figuras 3.49 a 3.54, se observa que los aisladores sísmicos disminuyeron las fuerzas internas tanto para la dirección longitudinal como transversal. De acuerdo con Buckle et al. (2006), esta disminución se asocia al incremento en el amortiguamiento. La mayor reducción de fuerzas internas en la dirección longitudinal y transversal se manifestaron en el puente preesforzado 1 y 2 respectivamente. Las fuerzas internas (Fuerza Axial, Fuerza Cortante y Momento Flector) para los puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico se redujeron más en la dirección longitudinal que en la transversal.

4.3. DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO EN LOS PILARES

La Tabla 3.13 muestra las demandas de desplazamiento en los pilares de los puentes preesforzados, las cuales se vieron reducidas al incluir los aisladores sísmicos, esto se asocia según Rico y Chio (2012) a la plastificación del plomo que tiene el aislador, ya que proporciona una capacidad de amortiguamiento suficiente para disminuir el desplazamiento. La mayor reducción de desplazamiento fue de 77% y la mínima de 68%.

4.4. CURVAS DE CAPACIDAD

Las Figuras 3.55 a 3.58 muestra las curvas de capacidad de los puentes preesforzados tanto en la dirección longitudinal como transversal:

- a) El puente preesforzado convencional 1 reportó una fuerza cortante máxima de 316.47 Tnf para un desplazamiento de 22.12cm en la dirección longitudinal, en tanto en la dirección transversal se presentó una fuerza cortante de 754.05 Tnf para un desplazamiento de 19.06cm en la dirección transversal.
- b) El puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico reportó una fuerza cortante máxima de 784.19 Tnf para un desplazamiento de 22.69cm en la dirección longitudinal, en tanto en la dirección transversal se presentó una fuerza cortante de 1576.65 Tnf para un desplazamiento de 17.77cm en la dirección transversal.
- c) El puente preesforzado convencional 2 reportó una fuerza cortante máxima de 723.20 Tnf para un desplazamiento de 19.06cm en la dirección longitudinal, en tanto en la dirección transversal se presentó una fuerza cortante de 1767.33 Tnf para un desplazamiento de 14.39cm en la dirección transversal.
- d) El puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico reporta una fuerza cortante máxima de 1189.87 Tnf para un desplazamiento de 19.07cm en la dirección longitudinal, en tanto en la dirección transversal se presentó una fuerza cortante de 2428.15 Tnf para un desplazamiento de 13.38cm en la dirección transversal.

Comparando las fuerzas cortantes y desplazamientos, se nota claramente que la dirección longitudinal es la más débil del puente y a la vez donde se producen los máximos desplazamientos, de esto debido a la poca rigidez que se tiene en esa dirección. Este comportamiento coincide con el del puente El Despeñadero tratado en la investigación de Álvarez et al. (2010).

4.5. RATIO DEMANDA/CAPACIDAD

La disminución de desplazamiento al emplear aisladores sísmicos ocasiona una reducción en el ratio demanda/capacidad (Tabla 3.14) tanto en la dirección longitudinal como transversal, mejorando así el comportamiento de los puentes preesforzados ante la ocurrencia de un sismo. El ratio demanda/capacidad tanto en los puentes convencionales como en los puentes aislados fue menor que 1, lo cual cumple con el requisito de la Guía de Especificaciones AASHTO (2011) para una categoría de diseño sísmico D.

4.6. NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO

Los puentes preesforzados convencionales en términos de desempeño se encuentran en el nivel de SEGURIDAD DE VIDA en la dirección longitudinal y OCUPACIÓN INMEDIATA en la dirección transversal; por otro lado, el puente preesforzado con aislamiento sísmico tienen un nivel de OCUPACIÓN INMEDIATA en ambas direcciones. Estos niveles de desempeño se evidenciaron tanto en las curvas de capacidad sectorizadas de las Figuras 3.59 a 3.66, como en el proceso de formación de rótulas plásticas en el punto de desempeño ilustradas en las Figuras 3.67 y 3.68.

El Procedimiento Estático No Lineal (NSP) muestra a través de las Figuras 3.69 y 3.70 la formación de rótulas plásticas en el punto de máxima capacidad, el cual es congruente con la investigación de Arroyave (2013). En la dirección longitudinal, tanto para el puente preesforzado 1 como para el puente preesforzado 2 se aprecia que sólo la parte inferior de las columnas incursionan en el intervalo de comportamiento inelástico, es decir sólo en ellas se produce la disipación de energía, esto se atribuye a que la estructura es poco redundante en el sentido longitudinal. Por otro lado, en la dirección transversal, la disipación de energía es asumida en primer lugar en la base de las columnas de los pilares y seguidamente en la parte superior de la misma.

4.7. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

El análisis Tiempo Historia se empleó fundamentalmente para la evaluación de los puentes preesforzados con aislamiento sísmico. La Tabla 3.16 muestra los resultados obtenidos: La máxima demanda de desplazamiento se produjo en el límite inferior del aislador, debido al sismo de Ancash 1970 NS, siendo de 12.82cm y 12.18cm para el puente preesforzado 1 y 2 respectivamente, este comportamiento se evidenció a través de las curvas de Histéresis. Por otro lado, el registro sísmico menos perjudicial para los puentes preesforzados fue el de Lima 1966 EW. En ambos casos la demanda de desplazamiento no superó la capacidad de deformación del aislador.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Al término de la investigación, se llegaron a las siguientes conclusiones:

A) NIVEL DE DESEMPEÑO

Los puentes preesforzados con aislamiento sísmico, de 80m (2 tramos de 40m) y 120m (3 tramos de 40m) de longitud con tableros de concreto armado de 16.60m de ancho, cuya estructura principal son vigas preesforzadas (prefabricadas) AASHTO I tipo tienen un nivel de desempeño sísmico de **OCUPACIÓN INMEDIATA** en ambas direcciones; en cambio puentes preesforzados sin aislamiento sísmico con las mismas características geométricas y sometidos al mismo peligro sísmico tiene un nivel de desempeño de **SEGURIDAD DE VIDA** en la dirección longitudinal y **OCUPACIÓN INMEDIATA** en la dirección transversal, validándose así la hipótesis planteada sólo para la dirección longitudinal.

B) COMPORTAMIENTO DE PILARES

- B.1) Para un sismo en la dirección longitudinal, las rótulas plásticas se presentan sólo en la parte inferior de las columnas de los pilares.
- B.2) Para un sismo en la dirección transversal, las rótulas plásticas se presentan en tanto en la parte inferior como superior de las columnas de los pilares.
- B.3) La dirección longitudinal es la más débil del puente y a la vez donde se producen los máximos desplazamientos, de esto debido a la poca rigidez que se tiene en esa dirección.

C) DESPLAZAMIENTO Y RATIO DEMANDA/CAPACIDAD

- C.1) El aislamiento sísmico del puente preesforzado 1, reduce los desplazamientos en 75% para la dirección longitudinal y en 77% para la dirección transversal.
- C.2) El aislamiento sísmico del puente preesforzado 2, reduce los desplazamientos en 75% para la dirección longitudinal y en 68% para la dirección transversal.
- C.3) El ratio demanda/capacidad de los pilares del puente preesforzado 1, debido a los aisladores sísmicos, disminuye en 76% y 78% para la dirección longitudinal y transversal respectivamente.
- C.4) Para el puente preesforzado 2, el ratio demanda/capacidad disminuye en 75% y 66% para la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

D) PERIODO DE VIBRACIÓN, ACELERACIÓN ESPECTRAL, FUERZAS INTERNAS

D.1) PERIODO DE VIBRACIÓN

- El aislamiento sísmico del puente preesforzado 1, incrementa el periodo vibración en 106% para la dirección longitudinal y en 236% para la dirección transversal.
- El aislamiento sísmico del puente preesforzado 2, incrementa el periodo vibración en 186% para la dirección longitudinal y en 216% para la dirección transversal.

D.2) ACELERACIÓN ESPECTRAL

- El aislamiento sísmico del puente preesforzado 1, reduce la aceleración espectral en 70% para la dirección longitudinal y en 81% para la dirección transversal.
- El aislamiento sísmico del puente preesforzado 2, reduce el periodo vibración en 78% para la dirección longitudinal y en 80% para la dirección transversal.

D.3) FUERZAS INTERNAS

- El aislamiento sísmico del puente preesforzado 1, reduce las fuerzas internas en 27% (Axial), 71% (Cortante) y 74% (Momento flector) para la dirección longitudinal y en 84% (Axial), 76% (Cortante) y 78% (Momento flector) para la dirección transversal.
- El aislamiento sísmico del puente preesforzado 2, reduce las fuerzas internas en 83% (Axial), 71% (Cortante) y 74% (Momento flector) para la dirección longitudinal y en 81% (Axial), 67% (Cortante) y 69% (Momento flector) para la dirección transversal.

E) DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO DE LOS AISLADORES

El registro sísmico más perjudicial es el de Ancash de 1970 NS, el cual genera una demanda de desplazamiento de 12.82cm y 12.18 cm para el puente preesforzado 1 y 2 respectivamente, valor menor a la capacidad del aislador de 18.12cm; verificándose de esta manera que el diseño para ambos puentes es el adecuado.

5.2. RECOMENDACIONES

Al término de la investigación, se tienen las siguientes recomendaciones:

- Ampliar el estudio, teniendo como variable la altura de pilares.
- Incluir el efecto interacción suelo-estructura en el método basado en el desplazamiento.
- Comparar las ventajas y desventajas que tienen los aisladores deslizantes en el desempeño sísmico de un puente frente a los aisladores sísmicos.
- Emplear disipadores de energía como mecanismo de conexión entre la superestructura y subestructura, de tal manera de ver sus ventajas y desventajas frente a los aisladores sísmicos.
- Analizar el desempeño sísmico de puentes construidos por voladizos sucesivos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, EE.UU.)
2010. Guide Specifications for Seismic Isolation Design. 3 ed. Washington, D.C., EE.UU.
62 p. ISBN: 978-1-56051-456-5.

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, EE.UU.)
2011. AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. 2 ed. Washington,
D.C., EE.UU. 266 p. ISBN: 978-1-56051-521-0.

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, EE.UU.)
2017. AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. 4 ed. Washington, D.C.,
EE.UU. ISBN: 978-1-56051-666-8.

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, EE.UU.)
2017. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. 8 ed. Washington, D.C., EE.UU.
1781 p. ISBN: 978-1-56051-654-5.

Abdul, S. 2017. Seismic Evaluation of AL-NAJIBIYA Bridge using Pushover Analysis.
IJCIET (International Journal of Civil Engineering and Technology) 8:550-558.

ACI (American Concrete Institute, U.S.A.) Committee 318. 2014. ACI 318-14: Building Code
Requirements for Structural Concrete and Commentary. U.S.A. 524 p. ISBN: 978-0-87031-
930-3.

Álvarez, J; Jara Díaz, M; Hernández Barrios, H; Sánchez, A; Gómez Soberón, C; Gómez
Bernal, A; Roeder Carbo, G. 2010. Capacidad sísmica de puentes con subestructura de
concreto reforzado. SMIE (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural). XVI Congreso
Nacional de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato.

Arroyave Franco, H. 2013. Evaluación del coeficiente de capacidad de disipación de energía
dado por el código colombiano de diseño sísmico de puentes de 1995, para columnas y
pórticos en puentes típicos. Tesis Mg. Bogotá, Colombia, Universidad Nacional de
Colombia. 236p.

- ATC. 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Technical Report, ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Buckle, I; Constantinou, M; Dicleli, M; Ghasemi, H. 2006. Seismic Isolation of Highway Bridges. University at Buffalo, New York, USA, Special Report MCEER-06-SP07. 194p.
- Caltrans (California Department of Transportation). 2015. Bridge Design Practice. 4 ed. California Department of Transportation. 389p.
- Calvi, GM; Priestley, MJ; Kowalsky, MJ. 2013. Displacement-Based Seismic Design of Bridges. Structural Engineering International 5:112–121.
- Constantinou, MC; Kalpakidis, I; Filiatrault, A; Ecker Lay, RA. 2011. LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators. University at Buffalo. New York, USA, Technical Report MCEER-11-0004. 436p.
- Chen, WF; Duan, L. 2014. Bridge Engineering Handbook: Fundamentals. 2 ed. Boca Raton, Florida, USA, CRC Press. 574 p. ISBN: 978-1-4398-5234-7.
- Chen, WF; Duan, L. 2014. Bridge Engineering Handbook: Seismic Design. 2 ed. Boca Raton, Florida, USA, CRC Press. 574 p. ISBN: 978-1-4398-5234-7.
- Collins, MP; Mitchell, D. 1997. Prestressed Concrete Structures. Toronto, Canadá. 393 p. ISBN 0-9681958-0-6.
- Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú). 2018. Manual de Puentes. Lima, Perú. 634p.
- Dinamic Isolation Systems (DIS). Aisladores de base. Disponible en: <http://www.dis-inc.com>
- FEMA 440. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency. Whashington, DC. 392p.

- FHWA (Federal Highway Administration, U.S). 2014. LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual. Washington, D.C. 608p.
- FHWA (Federal Highway Administration, U.S). 2016. Post-Tensioned Box Girder Design Manual. Washington, D.C. 389p.
- FIP Industriale. Aisladores Elastoméricos y Deslizadores en Superficie Curva. Disponible en: <https://www.fipindustriale.it>
- Gómez Sánchez, F. 2012. SDiseño directo basado en el desplazamientos aplicado a pilas de puentes. Concreto y Cemento, Investigación y Desarrollo 4(1):40-62.
- Guyon, Y. 1953. Prestressed Concrete. Michigan, EE. UU, Contractors Record. 543p.
- Johannson, J. 1974. Diseño y cálculo de estructuras pretensadas. Barcelona, España, Marcombo Boixareu Editores, 582p. ISBN: 978-8-4267-0291-3.
- Kumar, V; Shivanand, C. 2016. Seismic Performance Evaluation of Existing Bridge. IJSETR (International Journal of Science, Engineering and Technology Research) 5:1596-1602.
- Manterola, J. 2006. Puentes: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Madrid, España, Canales y Puertos Colegio de Ingenieros de Caminos. v.1, 538p. ISBN: 978-8-4380-0323-7.
- Marshall, V; Robberts, JM. 2000. Prestressed Concrete Design and Practice. Midrand, South Africa. 178 p.
- Morocho Cevallos, J. 2007. Estudio de desempeño sísmico de puentes mediante el análisis no lineal estático. Tesis Ing. Ecuador. Universidad Técnica Particular de Loja. 86p.
- Nicknam, A; Mosleh, A; Hamidi Jammani, H. 2011. Seismic Performance Evaluation of Urban Bridge using Static Nonlinear Procedure, Case Study: Hafez Bridge. Procedia Engineering 14:2350-2357.

- Nilson, AH. 1990. Diseño de estructuras de concreto presforzado. México D.F. 605p. ISBN: 968-18-1304-9.
- Park, R; Paulay, T. 1976. Reinforced Concrete Structures. New York, Wiley-Interscience. 783 p.
- Priestley, MJ; Seible, F; Calvi, GM. 1996. Seismic design and retrofit of bridges. New York, Wiley-Interscience. 704 p. ISBN: 978-04-715-7998-4.
- Priestley, MJ; Calvi, GM; Kowalsky, MJ. 2007. Displacement-Based Seismic Design of Structures. Pavia, Italy, IUSS PRESS. 733 p. ISBN: 978-88-6198-000-6.
- Rico Pradilla, L; Chio Cho, G. 2012. Uso de aisladores de base en puentes de concreto simplemente apoyados. *Tecnura* 16(34):103-124
- SEAOC (1995). A Framework for performance based design. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California, Sacramento California
- Takeda, T; Sozen, M; Nielsen, N. 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96(12):2557-2573
- PCI (Precast Concrete Institute). 2011. Bridge Design Manual. 3 ed.
- Vargas Bejarano, C. 2017. Evaluación del desempeño sísmico de puentes continuos. Tesis Mag. Lima, Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú. 136p.
- Zayas, V; Stanley S; Mahin, S. 1990. A Simple Pendulum Technique for Achieving Seismic Isolation. *Earthquake Spectra* 6(2):317-333.

ANEXOS:

ANEXO 1 DISEÑO DE LOSA DE COCNETRO ARMADO Y VIGA PREESFORZADA.

1. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

1.1. Viga Preesforzada:

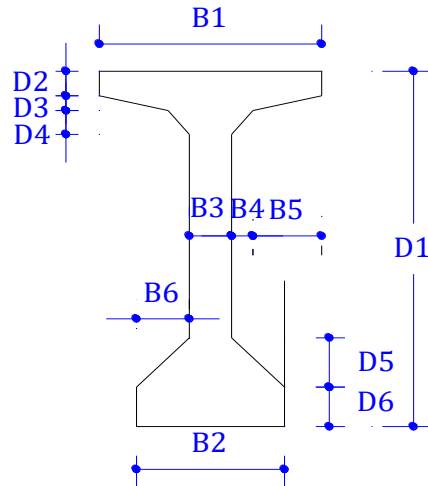


Figura A.1 Predimensionamiento de viga preesforzada AASHTO I.

A) Peralte (h):

- Según la Tabla 2.8 obtenida de las Especificaciones AASHTO (2017):

$$h_{\text{mín}} = 0.045L = 0.045(40\text{m})$$

$$h_{\text{mín}} = 1.80\text{m}$$

- Johansson (1975) propone para construcciones preesforzadas simplemente apoyadas:

$$h = L/20 \text{ a } L/15$$

$$h = 2\text{m a } 2.66\text{m}$$

- Guyón (1953) sugiere:

$$h \geq L/25 + 0.10\text{m}$$

$$h \geq 1.70\text{m}$$

- El PCI Bridge Design Manual (2011) en concordancia con algunos fabricantes, exigen para una luz de 40m, emplear una **viga AASHTO I tipo VI**, cuyo peralte es:

$$h = 182.88 \text{ cm}$$

De tal manera de satisfacer todas las recomendaciones, se optó por emplear una viga AASHTO I tipo VI, la cual de acuerdo a la Tabla 2.9 tiene las siguientes dimensiones estándar:

$$D1 = 182.88\text{cm}$$

$$B1 = 106.68\text{cm}$$

$$D2 = 12.70\text{cm}$$

$$B2 = 71.12\text{cm}$$

D3=7.62cm	B3=20.32cm
D4=10.16cm	B4=10.16cm
D5=25.40cm	B5=33.02cm
D6=20.32cm	B6=25.40cm

B) Separación entre vigas preesforzadas (S):

- Guyon (1953) para calcular la separación entre vigas establece:

$$S = \frac{L(m)}{36} + 2m = \frac{40}{36} + 2m$$

$$S=3.11m$$

- Asimismo, el PCI Bridge Design Manual (2011) para vigas AASHTO I tipo VI, sugiere:

$$S = 6ft - 12ft = 1.83m - 3.66m$$

El valor seleccionado para la separación entre vigas de acuerdo a la geometría de la superestructura y los requerimientos mínimos fue:

$$S=2.50m$$

1.2. Peralte de Losa del Tablero de Concreto Armado(t):

- Según la Tabla 2.8 obtenida de las Especificaciones AASHTO (2017):

$$t_{\min} = \frac{(S + 3000)}{30} \geq 165mm$$

$$t_{\min} = 18.3cm$$

- El código AASHTO (2017) establece que el peralte de una losa de tablero de concreto debe ser mayor e igual a 17.5cm

$$t = 20cm \geq 17.5cm \text{ (Cumple)}$$

- Asimismo, precisa los espesores mínimos en voladizo para losas de tablero de concreto:

i) Cuando soportan un sistema de postes en el tablero: 20cm

ii) Para sistema de postes montados lateralmente: 30cm

iii) Cuando soportan parapetos o barreras de concreto: 20cm

Para el caso iii) tenemos: $t=20cm \geq 20cm$ (Cumple)

Teniendo presente las consideraciones anteriores se ha escogido: **t=20cm**

1.3. Pilar

A) Diámetro de Columna (D_c):

Se optó por un diámetro de columna de 1.80m, el mismo que se verificará en el análisis.

B) Peralte de la Viga Cabezal (D_{cap}):

El ancho de la viga cabezal asignado fue de 2.00m. Tanto el diámetro de la columna y el peralte de la viga cabezal según el código Caltrans deben cumplir con la siguiente relación:

$$0.70 \leq \frac{D_c}{D_{cap}} \leq 1.00$$

En nuestro caso:

$$D_c/D_{cap} = 0.90 \text{ (Cumple)}$$

C) Ancho de la Viga Cabezal (B_{cap}):

Para predimensionar el ancho de la viga cabezal el código Caltrans recomienda emplear la siguiente expresión:

$$B_{cap} = D_c + 60.96cm$$

$$B_{cap} = 2.40 \text{ m}$$

2. METRADO DE CARGAS

2.1. Cargas Permanentes:

A) **Carga de la superficie de rodadura (DW):** La superficie de rodadura tendrá un espesor de 5cm. La carga estará distribuida uniformemente, esto representa:

$$DW = 2\,243 \text{ kgf/m}^3 (0.05m)$$

$$DW = 112.13 \text{ kgf/m}^2$$

B) **Carga sobre la vereda (DC):** La carga sobre la vereda de 15cm se distribuirá uniformemente y será igual a:

$$DC_{VER} = 2\,323 \text{ kgf/m}^3 (0.15m)$$

$$DC_{VER} = 348.40 \text{ kgf/m}^2$$

C) **Carga sobre la baranda (DC):** La carga sobre la baranda se distribuirá linealmente a lo largo de ambos extremos del tablero y tendrá un valor de:

$$DC_B = 500 \text{ kgf/m}$$

2.2. Cargas Transitorias:

A) **Carga viva peatonal (PL):** La AASHTO LRFD (2017) recomienda aplicar una carga uniformemente distribuida con una magnitud de:

$$PL = 366 \text{ kgf/m}^2$$

B) Fuerza de Frenado vehicular (BR): La fuerza de frenado es una carga puntual que se localizará a 1.80m sobre la calzada y será el mayor de:

- 25% del camión de diseño: 25% (3.63+14.52+14.52) Tnf= 8.17 Tnf
- 25% del tándem de diseño: 25% (11.34+11.34) Tnf= 5.67 Tnf
- 5% del camión de diseño + carga carril: 5%(3.63+14.52+14.52) + 0.952x120= 7.35 Tnf
- 5% del tándem de diseño + carga carril: 5%(11.34+11.34) + 0.952x120= 6.85 Tnf

Afectamos al mayor valor del FMP y el número de carriles:

$$BR= 8.17 (0.65) (4)$$

$$BR=21.24 \text{ Tnf}$$

3. DISEÑO DE LOSA DEL TABLERO

La losa del tablero de concreto armado se diseñó según las Especificaciones AASHTO (2017) mediante el método de análisis aproximado, llamado también método de la franja equivalente.

3.1. Metrado de Cargas

- Peso propio de la losa, $DC_d = 2403 \text{ kgf/m}^3(0.20\text{m})(1\text{m}) = 480.55 \text{ kgf/m}$
- Vereda, $DC_v = 2323 \text{ kgf/m}^3(0.15\text{m})(1\text{m}) = 348.40 \text{ kgf/m}$
- Baranda, $DC_b = 500 \text{ kgf/m}$
- Superficie de rodadura, $DW = 2243 \text{ kgf/m}^3(0.05\text{m})(1\text{m}) = 112.13 \text{ kgf/m}$

3.2. Análisis Estructural

Mediante el software SAP2000 v20.2.0 se calcularon los momentos flectores:

A) Momento flector debido a cargas permanentes

- Momentos flectores debido al peso propio de la losa, veredas y barandas, DC

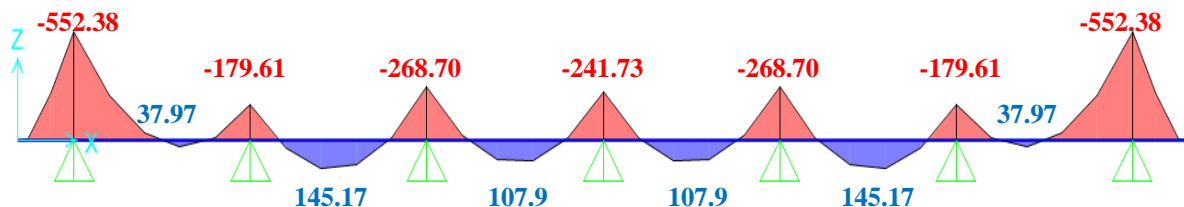


Figura A.2 Momentos flectores debido al peso propio de la losa, veredas y barreras, DC en kgf-m.

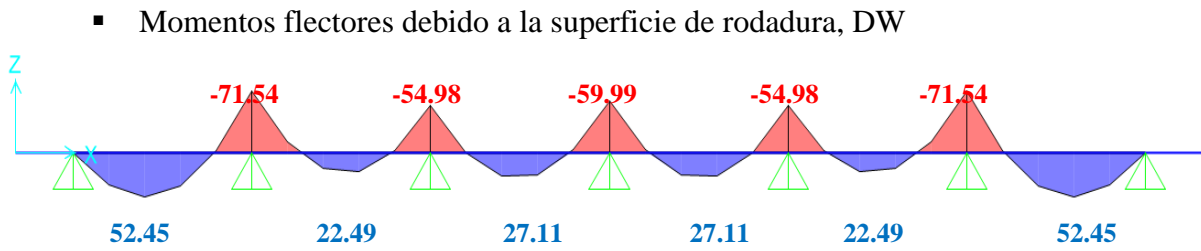


Figura A.3 Momentos flectores debido a la superficie de rodadura, DW en kgf-m.

B) Momento flector debido a cargas transitorias

- Momentos flectores debido a la carga viva peatonal, PL

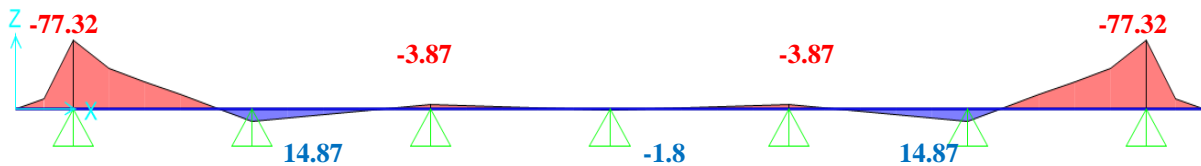


Figura A.4 Momentos flectores debido a la carga viva peatonal, PL en kgf-m.

- Momentos flectores debido a la carga viva vehicular, LL

Las Especificaciones AASHTO (2017) permiten calcular los momentos flectores debido a cargas transitorias mediante la Tabla A.2, donde los datos de ingreso son el espaciamiento entre vigas y la sección de diseño (para vigas AASHTO I, se puede tomar como un tercio del ancho del ala superior).

$$\text{Sección de diseño} = B/3 = 35.56 \text{ cm} = 14 \text{ pulg} \leq 15 \text{ pulg (OK)}$$

De la Tabla A.2, interpolando valores, se tiene:

- $M_{LL (+)} = 2632.27 \text{ kgf-m}$
- $M_{LL (-)} = 1468.70 \text{ kgf-m}$

En resumen, se tiene:

Tabla A.1

Momentos flectores debido a cargas permanentes y transitorias.

Descripción	Valor (kgf-m)	
	M _{máx (+)}	M _{máx (-)}
Carga muerta, DC	19.18	552.38
Superficie de Rodadura, DW	145.17	0
Carga viva peatonal, PL	14.87	77.32
Carga viva vehicular, LL	2632.27	1468.70

Tabla A.2

Momentos Máximos por carga viva por unidad de ancho, kip-ft/ft.

S	Momento Positivo	Momento Negativo						
		Distancia desde la sección de diseño al eje central de la viga para momento negativo						
		0.0 pulg	3 pulg	6 pulg	9 pulg	12 pulg	18 pulg	24 pulg
4 pies-0 pulg	4.68	2.68	2.07	1.74	1.60	1.50	1.34	1.25
4 pies-3 pulg	4.66	2.73	2.25	1.95	1.74	1.57	1.33	1.20
4 pies-6 pulg	4.63	3.00	2.58	2.19	1.90	1.65	1.32	1.18
4 pies-9 pulg	4.64	3.38	2.90	2.43	2.07	1.74	1.29	1.20
5 pies-0 pulg	4.65	3.74	3.20	2.66	2.24	1.83	1.26	1.12
5 pies-3 pulg	4.67	4.06	3.47	2.89	2.41	1.95	1.28	0.98
5 pies-6 pulg	4.71	4.36	3.73	3.11	2.58	2.07	1.30	0.99
5 pies-9 pulg	4.77	4.63	3.97	3.31	2.73	2.19	1.32	1.02
6 pies-0 pulg	4.83	4.88	4.19	3.50	2.88	2.31	1.39	1.07
6 pies-3 pulg	4.91	5.10	4.39	3.68	3.02	2.42	1.45	1.13
6 pies-6 pulg	5.00	5.31	4.57	3.84	3.15	2.53	1.50	1.20
6 pies-9 pulg	5.10	5.50	4.74	3.99	3.27	2.64	1.58	1.28
7 pies-0 pulg	5.21	5.98	5.17	4.36	3.56	2.84	1.63	1.37
7 pies-3 pulg	5.32	6.13	5.31	4.49	3.68	2.96	1.65	1.51
7 pies-6 pulg	5.44	6.26	5.43	4.61	3.78	3.15	1.88	1.72
7 pies-9 pulg	5.56	6.38	5.54	4.71	3.88	3.3	2.21	1.94
8 pies-0 pulg	5.69	6.48	5.65	4.81	3.98	3.43	2.49	2.16
8 pies-3 pulg	5.83	6.58	5.74	4.90	4.06	3.53	2.74	2.37
8 pies-6 pulg	5.99	6.66	5.82	4.98	4.14	3.61	2.96	2.58
8 pies-9 pulg	6.14	6.74	5.90	5.06	4.22	3.67	3.15	2.79
9 pies-0 pulg	6.29	6.81	5.97	5.13	4.28	3.71	3.31	3.00
9 pies-3 pulg	6.44	6.87	6.03	5.19	4.40	3.82	3.47	3.20
9 pies-6 pulg	6.59	7.15	6.31	5.46	4.66	4.04	3.68	3.39
9 pies-9 pulg	6.74	7.51	6.65	5.80	4.94	4.21	3.89	3.58
10 pies-0 pulg	6.89	7.85	6.99	6.13	5.26	4.41	4.09	3.77
10 pies-3 pulg	7.03	8.19	7.32	6.45	5.58	4.71	4.29	3.96
10 pies-6 pulg	7.17	8.52	7.64	6.77	5.89	5.02	4.48	4.15
10 pies-9 pulg	7.32	8.83	7.95	7.08	6.20	5.32	4.68	4.34
11 pies-0 pulg	7.49	9.14	8.26	7.38	6.50	5.62	4.86	4.52
11 pies-3 pulg	7.60	9.44	8.55	7.67	6.79	5.91	5.04	4.70
11 pies-6 pulg	7.74	9.72	8.84	7.96	7.07	6.19	5.22	4.87
11 pies-9 pulg	7.88	10.01	9.12	8.24	7.36	6.47	5.40	5.05
12 pies-0 pulg	8.01	10.28	9.40	8.51	7.63	6.74	5.56	5.21
12 pies-3 pulg	8.15	10.55	9.67	8.78	7.90	7.02	5.75	5.38
12 pies-6 pulg	8.28	10.81	9.93	9.04	8.16	7.28	5.97	5.54
12 pies-9 pulg	8.41	11.06	10.18	9.30	8.42	7.54	6.18	5.70
13 pies-0 pulg	8.54	11.31	10.43	9.55	8.67	7.79	6.38	5.86
13 pies-3 pulg	8.66	11.55	10.67	9.8	8.92	8.04	6.59	6.01
13 pies-6 pulg	8.78	11.79	10.91	10.03	9.16	8.28	6.79	6.16
13 pies-9 pulg	8.90	12.02	11.14	10.27	9.40	8.52	6.99	6.30
14 pies-0 pulg	9.02	12.24	11.37	10.50	9.63	8.76	7.18	6.45
14 pies-3 pulg	9.14	12.46	11.59	10.72	9.85	8.99	7.38	6.58
14 pies-6 pulg	9.25	12.67	11.81	10.94	10.08	9.21	7.57	6.72
14 pies-9 pulg	9.36	12.88	12.02	11.16	10.30	9.44	7.76	6.86
15 pies-0 pulg	9.47	13.09	12.23	11.37	10.51	9.65	7.94	7.02

3.3. Diseño a flexión para momento positivo

A) Momento último

La combinación de carga que genera el mayor efecto para el Estado Límite de Resistencia según la Tabla 2.4 es:

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75(M_{PL} + M_{LL}) = 4.87 \text{ Tnf-m}$$

B) Área de acero

- Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tracción no preesforzado, d_s

Asumiendo un diámetro de barra longitudinal, $\Phi_b = 5/8''$:

$$d_s = 20 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} - 5/8(2.54/2) \text{ cm} = 16.71 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b d^2}} \right] = \frac{0.85(280)(100)(16.71)}{4218} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(4.87 \times 10^5)}{(0.90)0.85(280)(100)(16.71)^2}} \right]$$
$$A_s = 8.03 \text{ cm}^2$$

C) Espaciamiento, S:

$$S = 1.98 \times 100 / 8.03 = 24.67 \text{ cm}$$

Elegimos:

$$S_{\text{prop}} = 20 \text{ cm}, A_{s\text{prop}} = 9.90 \text{ cm}^2.$$

Las Especificaciones AASHTO (2017) limitan el espaciamiento de barras de refuerzo en losas:

C.1. Espaciamiento mínimo

- 1.5 veces el diámetro nominal de la barra = 2.38 cm
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso = 2.86 cm o
- 1.5 pulg = 3.81 cm

C.2. Espaciamiento máximo

- 1.5 veces el espesor de la losa = 30.00 cm
- 18 pulg = 45.72 cm

El espaciamiento propuesto cumple con el espaciamiento mínimo y máximo exigido por las Especificaciones AASHTO (2017). Por lo tanto, para un ancho de 1m se propone:

$$1\Phi 5/8'' @ 20 \text{ cm}$$

Finalmente, el momento último que soporta la sección:

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c (b) 2} \right) = 5.95 \text{ Tnf-m} - m > M_{\text{ucal}} = 4.87 \text{ Tnf-m (Cumple)}$$

D) Refuerzo mínimo

Las Especificaciones AASHTO (2017) indican que se debe cumplir con un refuerzo mínimo, el cual se tomará el menor de los siguientes valores:

- 1.33 veces el Momento factorizado = $1.33 M_u = 7.91 \text{ Tnf-m}$
- $M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r) S_c \right] = 2.41 \text{ Tnf-m}$

donde:

$$\gamma_3 = 0.67 \text{ para acero de refuerzo ASTM A615 Grado 60}$$

$$\gamma_3 = 0.67 \text{ para estructuras de concreto armado}$$

$$f_r = 0.24 \lambda \sqrt{f'_c}, \lambda = 1.00, f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$S_c = (100) (20)^2 / 6 = 6666.67 \text{ cm}^3$$

El requerimiento mínimo será: $M_{\text{umín}} = 2.41 \text{ Tnf-m} < M_u = 5.95 \text{ Tnf-m}$ (Cumple)

E) Control de agrietamiento mediante la distribución de refuerzo

El espaciamiento s , del acero de refuerzo en la capa más cerca de la cara en tensión deberá satisfacer según las Especificaciones AASHTO (2017), la siguiente ecuación:

$$s \leq \frac{700 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

donde:

i) $\gamma_e = 0.75$ (Factor de exposición)

ii) $\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{3.29}{0.7(20 - 3.29)} = 1.28$

iii) $f_{ss} = \left[\frac{M_{\text{SERVICIO I}} (d - y)}{I_t} \right] n$ (Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el Estado

Límite de Servicio I)

- El momento de servicio, para un ancho de 20cm será:

$$M_{\text{SERVICIO I}} = M_{\text{DC}} + M_{\text{DW}} + (M_{\text{PL}} + M_{\text{LL}}) = 0.56 \text{ Tnf-m}$$

- La relación modular, n:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7.00$$

- Distancia desde la fibra extremo en compresión al eje neutro, y:

$$As_t = nAs$$

$$b(y) \left(\frac{y}{2} \right) = As_t (d_s - y) = 20cm(y) \left(\frac{y}{2} \right) = 1.98cm^2 (7)(1)(d_s - y)$$

Resolviendo, $y=4.17cm$.

- La inercia de la sección transformada, I_t

$$I_t = As_t (d_s - y)^2 + \frac{by^3}{3} = 2661.62cm^3$$

- Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el Estado Límite de Servicio I, f_{ss}

$$f_{ss} = \left[\frac{0.56 \times 10^5 (16.71 - 4.17)}{2661.62} \right] 7 = 1854.04kgf / cm^2$$

Luego, $s=20cm \leq 32.87cm$ (Cumple).

3.4. Diseño a flexión para momento negativo

La combinación de carga que genera el mayor efecto para el Estado Límite de Resistencia según la Tabla 2.4 es:

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75(M_{PL} + M_{LL}) = 3.40 \text{ Tnf-m}$$

A partir del momento último se calculó el área de acero siguiendo los mismos pasos que para momento positivo, resultando para 1m de ancho el siguiente arreglo:

1Φ5/8" @20cm

3.4.1. Acero de distribución

Como el acero principal es perpendicular al tráfico, las Especificaciones AASHTO (2017) establecen:

$$\frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67\% , \text{ donde: } S = 2.50m - 0.2032m = 2.30m \text{ (Longitud del tramo efectiva)}$$

Reemplazando, se tiene:

$$\frac{220}{\sqrt{S}} = 80.14\% \leq 67\% \text{ (No cumple)}$$

Por lo tanto, emplearemos como acero de distribución el 67% del acero propuesto en la dirección principal.

$$A_{S\text{distribución}}=0.67(9.90\text{cm}^2)=6.63\text{cm}^2$$

- Espaciamiento, S:

$$S=1.98 \times 100 / 6.63 = 29.85\text{cm}$$

Elegimos:

$$S_{\text{prop}}=25\text{cm}, A_{S_{\text{prop}}}=7.92\text{cm}^2.$$

Luego, para un ancho de 1m se propone:

$$1\Phi 5/8'' @ 25\text{cm}$$

3.4.2. Refuerzo por contracción y temperatura

En concordancia con las Especificaciones AASHTO (2017), para barras, el área de refuerzo por pie en cada cara y en cada dirección, deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{1.30bh}{2(b+h)f_y} = \frac{1.30(100/2.54)(20/2.54)}{2(100/2.54 + 20/2.54)(4218/70.31)} = 0.071 \frac{\text{pulg}^2}{\text{pie}}$$

Excepto que:

$$0.11 \text{ pulg}^2/\text{pie} \leq A_s \leq 0.60 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.11 \text{ pulg}^2/\text{pie} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Espaciamiento, S:

Asumiendo un diámetro de barra longitudinal, $\Phi_b=1/2''$:

$$S=1.27 \times 100 / 2.33 = 54.55\text{cm}$$

Elegimos:

$$S_{\text{prop}}=45\text{cm}, A_{S_{\text{prop}}}=2.82\text{cm}^2.$$

Las Especificaciones AASHTO (2017) limitan el espaciamiento para el refuerzo por contracción y temperatura a:

- 3 veces el espesor de la losa = 60.00cm
- 18 pulg = 45.72cm

Luego, para un ancho de 1m se propone:

$$1\Phi 1/2'' @ 45\text{cm}$$

4. DISEÑO DE VIGAS PREESFORZADAS

Para el diseño de las vigas preesforzadas se empleó la metodología del Departamento de Transporte de California (2015).

4.1. Geometría

4.1.1. Selección el tipo de viga y su espaciamiento (S): Ítem 3.3.6.1.

4.1.2. Determinación del peralte de la estructura(H): $H = h_{\text{viga}} + h_{\text{cartela}} + h_{\text{losa}} = 207.88 \text{ cm}$

4.1.3. Verificación del espesor de la losa del tablero (t_s): Ítem 3.3.8.

4.2. Materiales

4.2.1. Propiedades de los materiales: Ítem 3.3.3.

4.3. Propiedades de la Sección

4.3.1. Calculo de las propiedades de la sección no compuesta (viga preesforzada)

Propiedades	Valor
$A_g \text{ (cm}^2\text{)}$	6 999.99
$I_g \text{ (cm}^4\text{)}$	30 523 095.12
$y_b \text{ (cm)}$	92.41
$y_t \text{ (cm)}$	90.47
$S_b \text{ (cm}^3\text{)}$	330 312.08
$S_t \text{ (cm}^3\text{)}$	337 371.82
$c_p \text{ (cm)}$	16.95
$e_p \text{ (cm)}$	75.46

Figura A.5 Propiedades de la sección no compuesta.

4.3.2. Calculo de las propiedades de la sección compuesta (viga preesforzada + cartela + losa)

Propiedades	Valor
$A_c \text{ (cm}^2\text{)}$	11 840.39
$I_c \text{ (cm}^4\text{)}$	61 846 939.99
$y_{bc} \text{ (cm)}$	135.03
$y_{tc} \text{ (cm)}$	47.85
$y_{ts} \text{ (cm)}$	72.85
$S_{bc} \text{ (cm}^3\text{)}$	458 016.36
$S_{tc} \text{ (cm}^3\text{)}$	1 292 575.49
$S_{ts} \text{ (cm}^3\text{)}$	848 988.02
$c_p \text{ (cm)}$	16.95
$e_{pc} \text{ (cm)}$	118.08

Figura A.6 Propiedades de la sección compuesta.

4.4. Análisis Estructural

Una vez construido el modelo matemático (Ver Ítem 3.5.2), se procedió a realizar el análisis estructural del puente preesforzado.

Tabla A.3

Momentos flectores debido a cargas permanentes y transitorias en vigas exteriores.

Estación (m)	No Compuesta		Compuesta						
	DC		DC		DW	BR	PL	LL	
	Peso Propio Viga	Losa + cartela	Baranda	Vereda	Asfalto	Fuerza Frenado	Carga viva peatonal	Carga viva vehicular (+)	Carga viva vehicular (-)
	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	142.27	0.00	13.89	8.84	13.92	-2.21	8.53	147.57	-31.44
10	240.99	0.00	14.21	9.43	25.11	-4.30	9.10	251.95	-60.11
15	297.86	0.00	20.89	13.59	27.35	-5.41	13.12	274.77	-70.01
20	317.13	0.00	14.10	9.47	27.65	-4.72	9.14	291.38	-91.96
25	292.54	0.00	14.91	9.66	18.35	-3.19	9.32	232.56	-98.51
30	229.67	0.00	2.13	1.47	6.89	-4.15	1.41	168.77	-114.14
35	132.97	0.00	-7.08	-4.64	-11.63	-5.03	-4.48	70.19	-142.88
40	0.00	0.00	-29.83	-19.04	-32.44	-5.82	-18.37	66.54	-276.38
45	132.24	0.00	-9.41	-6.20	-15.78	9.30	-5.98	69.78	-156.10
50	226.95	0.00	-2.78	-1.82	-1.79	5.75	-1.76	164.53	-143.34
55	287.06	0.00	6.95	4.38	5.27	1.63	4.23	205.41	-126.40
60	308.99	0.00	3.42	2.39	9.98	-0.41	2.31	241.69	-134.14
65	286.53	0.00	6.85	4.32	5.23	-1.83	4.17	205.14	-126.43
70	225.82	0.00	-3.17	-2.04	-1.78	-5.72	-1.97	160.73	-139.58
75	131.05	0.00	-9.67	-6.36	-15.85	-9.25	-6.13	69.73	-156.44
80	0.00	0.00	-29.68	-18.93	-32.21	-12.66	-18.27	66.41	-276.15
85	134.25	0.00	-6.80	-4.47	-11.52	5.09	-4.31	70.49	-142.08
90	230.92	0.00	2.57	1.72	6.94	4.19	1.66	173.31	-118.50
95	293.18	0.00	15.05	9.74	18.43	3.01	9.40	232.99	-98.42
100	317.35	0.00	14.20	9.54	27.69	3.90	9.20	291.97	-92.01
105	297.22	0.00	20.90	13.60	27.33	5.20	13.13	274.69	-69.98
110	239.54	0.00	13.97	9.29	25.06	4.25	8.96	247.29	-55.61
115	138.25	0.00	13.64	8.70	13.83	2.15	8.40	146.99	-31.59
120	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Los momentos flectores máximos debido a cargas permanentes y transitorias en vigas exteriores son:

$$M_{DC1(PP \text{ Viga})} = 317.35 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{DW} = 27.92 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{DC2(Losa + cartela)} = 287.33 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{BR} = 12.66 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{DC3(baranda)} = 20.90 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{PL} = 13.13 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{DC4(vereda)} = 13.60 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{LL \text{ Máx}} = 291.27 \text{ Tnf-m}$$

Tabla A.4*Momentos flectores debido a cargas permanentes y transitorias en vigas interiores.*

Estación (m)	No Compuesta		Compuesta						
	DC		DC		DW	BR	PL	LL	
	Peso Propio Viga	Losa + cartela	Baranda	Vereda	Asfalto	Fuerza Frenado	Carga viva peatonal	Carga viva vehicular (+)	Carga viva vehicular (-)
	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	147.02	0.00	8.74	5.99	16.42	-1.93	5.78	152.56	-18.48
10	251.83	0.00	17.47	11.36	25.74	-3.97	10.96	236.86	-36.78
15	314.06	0.00	17.90	11.96	30.51	-6.53	11.54	281.41	-51.89
20	332.77	0.00	18.73	12.22	27.87	-5.68	11.79	275.76	-67.83
25	310.14	0.00	12.03	8.10	21.30	-1.81	7.81	238.90	-83.16
30	244.32	0.00	5.68	3.62	7.43	-4.28	3.49	157.88	-99.04
35	141.21	0.00	-8.48	-5.47	-12.34	-7.92	-5.28	70.33	-137.75
40	0.00	0.00	-22.59	-15.14	-39.43	-11.97	-14.61	43.99	-272.70
45	139.52	0.00	-11.35	-7.36	-16.84	12.62	-7.10	69.29	-152.31
50	239.82	0.00	-0.14	-0.21	-1.70	5.93	-0.21	147.46	-123.31
55	303.63	0.00	3.36	2.37	7.53	0.61	2.28	210.19	-112.39
60	324.24	0.00	7.15	4.57	9.53	-1.57	4.41	225.79	-112.06
65	303.85	0.00	3.36	2.37	7.54	-0.60	2.29	210.41	-112.42
70	240.21	0.00	-0.06	-0.17	-1.73	-5.99	-0.17	147.44	-123.37
75	139.14	0.00	-11.30	-7.34	-16.84	-12.75	-7.08	69.30	-152.25
80	0.00	0.00	-22.49	-15.07	-39.27	-19.96	-14.54	45.40	-273.36
85	141.58	0.00	-8.54	-5.51	-12.36	7.77	-5.31	70.39	-138.05
90	243.93	0.00	5.59	3.57	7.43	4.22	3.44	157.87	-99.02
95	309.92	0.00	12.01	8.08	21.28	1.82	7.80	238.61	-83.22
100	332.74	0.00	18.71	12.21	27.86	2.54	11.78	275.86	-67.94
105	314.19	0.00	17.89	11.96	30.52	6.57	11.54	281.54	-51.98
110	252.12	0.00	17.48	11.37	25.75	4.03	10.97	236.76	-36.77
115	147.67	0.00	8.77	6.01	16.44	1.96	5.80	153.07	-18.68
120	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Los momentos flectores máximos debido a cargas permanentes y transitorias en vigas interiores

son:

$$M_{DC1(\text{PP Viga})} = 332.78 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{DW} = 30.59 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{DC2(\text{Losa + cartela})} = 299.82 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{BR} = 19.96 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{DC3(\text{baranda})} = 18.73 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{PL} = 11.79 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{DC4(\text{vereda})} = 12.22 \text{ Tnf-m}$$

$$M_{LL \text{ Máx}} = 284.51 \text{ Tnf-m}$$

Tabla A.5*Fuerzas cortantes debido a cargas permanentes y transitorias en vigas exteriores.*

Estación (m)	No Compuesta		Compuesta						
	DC		DC		DW	BR	PL	LL	
	Peso Propio Viga	Losa + cartela	Baranda	Vereda	Asfalto	Fuerza Frenado	Carga viva peatonal	Carga viva vehicular (+)	Carga viva vehicular (-)
	Tnf	Tnf	Tnf	Tnf	Tnf	Tnf	Tnf	Tnf	Tnf
0	-33.55	0.00	-3.93	-2.49	-3.08	0.48	-2.41	6.92	-33.89
5	-25.03	0.00	-1.88	-1.22	-2.62	0.48	-1.18	7.38	-28.86
10	-16.58	0.00	0.58	0.30	-2.03	0.48	0.29	11.03	-24.10
15	-8.11	0.00	-0.25	-0.17	-0.34	0.34	-0.16	12.21	-15.74
20	0.40	0.00	2.16	1.34	0.27	0.28	1.29	15.87	-12.34
25	9.20	0.00	1.10	0.74	2.08	0.28	0.71	23.87	-8.71
30	17.71	0.00	3.53	2.26	2.68	0.30	2.18	27.35	-5.84
35	25.30	0.00	3.27	2.10	3.99	0.12	2.02	35.69	-7.10
40	0.00	0.00	5.68	3.59	4.41	0.07	3.46	38.75	-5.63
45	-24.83	0.00	-3.20	-2.02	-3.15	0.66	-1.95	9.01	-33.89
50	-16.96	0.00	-0.74	-0.49	-2.62	0.72	-0.47	12.02	-29.79
55	-8.72	0.00	-1.01	-0.65	-1.26	0.89	-0.63	11.49	-21.26
60	-0.20	0.00	1.42	0.86	-0.65	0.84	0.83	15.16	-17.49
65	8.72	0.00	0.51	0.35	1.14	0.89	0.34	20.53	-12.16
70	17.24	0.00	2.94	1.87	1.74	0.90	1.80	24.20	-9.08
75	24.86	0.00	2.70	1.72	3.05	0.68	1.66	33.12	-9.50
80	0.00	0.00	5.11	3.21	3.48	0.58	3.10	36.61	-9.05
85	-25.27	0.00	-3.77	-2.40	-4.09	0.11	-2.32	6.68	-36.38
90	-17.40	0.00	-1.31	-0.87	-3.55	0.16	-0.84	9.36	-32.66
95	-9.19	0.00	-1.59	-1.04	-2.20	0.29	-1.01	8.07	-24.59
100	-0.67	0.00	0.83	0.47	-1.59	0.23	0.45	11.46	-20.82
105	8.23	0.00	-0.24	-0.14	0.22	0.34	-0.13	15.07	-12.91
110	16.74	0.00	2.17	1.37	0.83	0.36	1.32	18.48	-9.15
115	25.70	0.00	1.37	0.92	2.50	0.48	0.88	27.83	-8.01
120	34.33	0.00	3.93	2.49	3.08	0.48	2.41	33.89	-6.92

Las fuerzas cortantes máximas debido a cargas permanentes y transitorias en vigas exteriores

son:

$$V_{DC1(PP \text{ Viga})} = 34.33 \text{ Tnf}$$

$$V_{DW} = 4.41 \text{ Tnf}$$

$$V_{DC2(Losa + cartela)} = 27.54 \text{ Tnf}$$

$$V_{BR} = 0.90 \text{ Tnf}$$

$$V_{DC3(baranda)} = 5.68 \text{ Tnf}$$

$$V_{PL} = 3.46 \text{ Tnf}$$

$$V_{DC4(vereda)} = 3.59 \text{ Tnf}$$

$$V_{LL \text{ Máx}} = 38.75 \text{ Tnf}$$

Tabla A.6*Fuerzas cortantes debido a cargas permanentes y transitorias en vigas interiores.*

Estación (m)	No Compuesta		Compuesta						
	DC		DC		DW	BR	PL	LL	
	Peso Propio Viga	Losa + cartela	Baranda	Vereda	Asfalto	Fuerza Frenado	Carga viva peatonal	Carga viva vehicular (+)	Carga viva vehicular (-)
	Tnf	Tnf	Tnf	Tnf	Tnf	Tnf	Tnf	Tnf	Tnf
0	-33.18	0.00	-1.65	-1.18	-3.82	0.37	-1.14	2.96	-43.80
5	-24.81	0.00	-1.70	-1.12	-2.71	0.37	-1.08	9.70	-31.69
10	-16.44	0.00	-1.72	-1.03	-1.32	0.38	-1.00	20.93	-22.47
15	-7.95	0.00	-0.13	-0.10	-0.34	0.44	-0.09	16.00	-20.82
20	0.39	0.00	-0.14	-0.01	1.04	0.40	-0.01	28.14	-12.20
25	8.70	0.00	1.29	0.84	1.89	0.47	0.81	26.16	-13.14
30	17.01	0.00	1.28	0.92	3.27	0.49	0.89	38.44	-5.29
35	25.58	0.00	2.75	1.82	4.52	0.86	1.75	38.97	-7.59
40	0.00	0.00	2.79	1.95	6.00	0.98	1.88	53.31	-1.03
45	-24.90	0.00	-2.17	-1.46	-3.89	1.50	-1.41	8.59	-39.38
50	-16.77	0.00	-2.17	-1.36	-2.47	1.41	-1.31	19.00	-28.74
55	-8.25	0.00	-0.71	-0.48	-1.26	1.06	-0.46	14.01	-25.56
60	0.05	0.00	-0.72	-0.39	0.11	1.02	-0.38	25.91	-16.60
65	8.28	0.00	0.72	0.46	0.99	1.05	0.44	23.31	-16.12
70	16.58	0.00	0.70	0.54	2.37	1.07	0.52	35.72	-7.93
75	25.16	0.00	2.17	1.44	3.60	1.47	1.39	36.72	-10.44
80	0.00	0.00	2.22	1.57	5.08	1.62	1.52	51.38	-4.97
85	-25.33	0.00	-2.74	-1.84	-4.81	0.88	-1.78	5.78	-41.57
90	-17.20	0.00	-2.75	-1.74	-3.38	0.80	-1.68	15.97	-31.24
95	-8.68	0.00	-1.28	-0.86	-2.17	0.48	-0.83	11.25	-28.39
100	-0.37	0.00	-1.30	-0.77	-0.79	0.44	-0.75	22.61	-19.45
105	7.97	0.00	0.14	0.08	0.06	0.44	0.08	18.64	-18.20
110	16.31	0.00	0.13	0.17	1.44	0.45	0.16	30.79	-9.41
115	24.74	0.00	1.72	1.10	2.43	0.37	1.06	29.32	-11.82
120	33.05	0.00	1.65	1.18	3.82	0.37	1.14	43.80	-2.96

Las fuerzas cortantes máximas debido a cargas permanentes y transitorias en vigas interiores son:

$$V_{DC1(\text{PP Viga})} = 33.05 \text{ Tnf}$$

$$V_{DC2(\text{Losa +cartela})} = 28.33 \text{ Tnf}$$

$$V_{DC3(\text{baranda})} = 2.79 \text{ Tnf}$$

$$V_{DC4(\text{vereda})} = 1.95 \text{ Tnf}$$

$$V_{DW} = 6.00 \text{ Tnf}$$

$$V_{BR} = 1.62 \text{ Tnf}$$

$$V_{PL} = 1.88 \text{ Tnf}$$

$$V_{LL \text{ Máx}} = 53.31 \text{ Tnf}$$

4.5. Estimación de la Fuerza de Preesfuerzo (P_j) y Área de Torones (A_{ps})

Los cálculos se realizaron en función a los momentos flectores y fuerzas cortantes que se producen en las vigas interiores, por ser ligeramente mayores que los producidos en la viga exterior.

Teniendo presente la secuencia de construcción del puente (sección compuesta y no compuesta), se estimó la fuerza de pretensado mediante el Estado Límite de Servicio III.

$$P = \frac{\left(\frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_b} + \frac{M_{DC3} + M_{DC4} + M_{DW} + 0.8(M_{BR} + M_{PL} + M_{HL93})}{S_{bc}} \right) - 0.19\sqrt{f'_c}}{\frac{1}{A_g} + \frac{e_p}{S_b}} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Tabla A.7

Fuerza y área de pretensado bajo cargas de servicio.

Descripción	Valor
Esfuerzo límite de tracción en el concreto preesforzado en el Estado Límite de Servicio después de las pérdidas, f_t (kgf/cm ²) – Tabla 2.13	32.65
Fuerza de Pretensado, P_{final} (Tnf) – Ec. 3.1	612.81
Pérdidas asumida (%)	20
Fuerza de Pretensado antes de las pérdidas, $P_{inicial}$ (Tnf)	$P_{inicial} = \frac{P_{final}}{1 - \text{pérdidas}}$ 766.01
Esfuerzo en el acero de preesfuerzo antes de la transferencia, f_{pbt} (kgf/cm ²) – Tabla 2.10	14 237.16
Área de torones de preesfuerzo requerido, A_{psreq} (cm ²)	$A_{psreq} = \frac{P_{inicial}}{f_{pbt}}$ 53.80
N° de torones requeridos, N_{req}	$N_{req} = \frac{A_{psreq}}{A_p (1.40)}$ 39
Área de torones de preesfuerzo para diseño, A_{ps} (cm ²)	$A_{ps} = N \cdot A_p$ 53.2
N° de torones para diseño, N	38
Fuerza de pretensado antes de la transferencia para el diseño, P_j (Tnf)	757.42
	$P_j = A_{ps} f_{pbt}$

4.6. Estimación de Pérdidas de Preesfuerzo

4.6.1. Pérdidas Instantáneas:

A) Pérdidas por acortamiento elástico:

Tabla A.8

Pérdidas por acortamiento elástico, Δf_{pES} .

Descripción	Valor
Esfuerzo límite en el acero de preesfuerzo antes de la transferencia, f_{pbt} (kgf/cm ²) - Tabla 2.10	14 237.16
Pérdida por acortamiento elástico, Δf_{pES} (kgf/cm²) – Ec. 2.18	948.72
Esfuerzo de pretensado después de la transferencia, f_{pt} $f_{pt} = f_{pbt} - \Delta f_{pES}$	13 288.44
Fuerza de pretensado después de la transferencia, P_t (Tnf) $P_t = f_{pt} \cdot A_{ps}$	706.95
Pérdida Instantánea (%) $\% \text{ Pérdida Instantánea} = \Delta f_{pES} / f_{pbt}$	6.66

4.6.2. Pérdidas a largo plazo:

Para estimar las pérdidas a largo plazo, las Especificaciones AASHTO (2017) contemplan el método aproximado y refinado, a continuación, veremos cada uno de ellos:

4.6.2.1. Método aproximado:

Tabla A.9

Pérdidas a largo plazo por el método aproximado, Δf_{pLT} .

Descripción	Valor
Factor de corrección para la humedad relativa del ambiente, γ_h – Ec. 2.20	1.00
Factor de corrección para la resistencia del concreto especificada durante la transferencia del preesfuerzo al miembro del concreto, γ_{st} – Ec. 2.21	0.87
Pérdida por relajación se debe tomar como 168.74 kgf/cm ² , Δf_{pR} .	168.74
Esfuerzo del acero de preesfuerzo inmediatamente antes de la transferencia, f_{pi} - Tabla 2.10	14 237.16
Área gruesa de la sección de la viga, A_g (cm ²)	6 999.99
Pérdidas a largo plazo, Δf_{pLT} (kgf/cm²) – Ec. 2.19	1 834.85

4.6.2.2. Método refinado:

I. Pérdidas: Desde la transferencia hasta la colocación de la losa del tablero.

A) Pérdida de pretensado debido a la contracción de la viga de concreto o Shrinkage, Δf_{pSR} .

Para computar este tipo de pérdidas necesitamos antes calcular la deformación por contracción y fluencia, para lo cual debemos tener presente:

Edad del concreto de la viga en la colocación de la losa del tablero, t_d (días)	: 90
Edad del concreto de la viga en la transferencia, t_i (días)	: 7
Edad del concreto de la viga en el tiempo final de servicio, t_f (días)	: 27 000

A.1. Deformación por contracción:

Tabla A.10

Deformación por contracción.

ÍTEM	VALOR
Tiempo desde la transferencia hasta el vaciado de la losa, t (días) $t = t_d - t_i$	83
Relación volumen superficie, V/S.	11.19
Factor para el efecto de la relación volumen/ superficie del componente, k_s – Ec. 2.9	1.00
Factor de humedad para contracción, k_{hs} – Ec. 2.14	1.02
Factor para el efecto de resistencia del concreto, k_f – Ec. 2.11	0.87
Factor de desarrollo de tiempo, k_{td} – Ec. 2.12	0.68
Deformación por contracción, $\epsilon_{sh} = \epsilon_{bid}$ – Ec. 2.13	0.00029

A.2. Deformación por fluencia:

Tabla A.11

Pérdida por contracción de la viga, Δf_{pSR} .

ÍTEM	VALOR
Tiempo desde la transferencia hasta el tiempo final de servicio, t (días) $t = t_f - t_i$	26 993
Factor para el efecto de la relación volumen/ superficie del componente, k_s – Ec. 2.9	1.00
Factor de humedad para contracción, k_{hc} – Ec. 2.10	1.00
Factor para el efecto de resistencia del concreto, k_f – Ec. 2.11	0.87
Factor de desarrollo de tiempo, k_{td} – Ec. 2.12	1.00
Deformación por fluencia, $\Psi_b(t_f, t_i)$ – Ec. 2.8	1.30
Coefficiente de sección transformada, K_{id} – Ec. 2.24	0.83
Pérdida por contracción, Δf_{pSR} (kgf/cm²) – Ec. 2.23	476.08

B) Pérdida de pretensado debido a la fluencia de la viga de concreto o Creep, Δf_{pCR} .

Tabla A.12

Pérdida por fluencia de la viga, Δf_{pCR} .

ÍTEM	VALOR
Tiempo desde la transferencia hasta el vaciado de la losa, t (días) $t = t_d - t_i$	83
Factor para el efecto de la relación volumen/ superficie del componente, k_s – Ec. 2.9	1.00
Factor de humedad para contracción, k_{hc} – Ec. 2.10	1.00
Factor para el efecto de resistencia del concreto, k_f – Ec. 2.11	0.87
Factor de desarrollo de tiempo, k_{td} – Ec. 2.12	0.68
Deformación por fluencia, $\Psi_b(t_d, t_i)$ – Ec. 2.8	0.89
Esfuerzo del concreto en el C.G. de los tendones pretensados debido al fuerza de pretensado inmediatamente después de la transferencia y el peso propio del miembro en la sección de máximo momento, f_{cgp} (kgf/cm ²) – Ec. 2.17	150.56
Pérdida por fluencia, Δf_{pCR} (kgf/cm²) – Ec. 2.25	695.29

C) Pérdida de pretensado debido a la relajación de los torones de preesfuerzo, Δf_{pR1} .

Tabla A.13

Pérdida debido a la relajación de los torones de preesfuerzo.

Descripción	Valor
Esfuerzo en torones pretensados inmediatamente después de la transferencia, tomado no menos de 0.55fpy, f_{pt} (kgf/cm ²) – Tabla 2.9.	12 813.44
Factor que cuenta el tipo de acero tomado como 30 para torones de baja relajación, K_L	30
Pérdida debido a la relajación de los torones de preesfuerzo, Δf_{pR1} (kgf/cm²) – Ec. 2.26	85.42

II. Pérdidas: Desde la colocación de la losa del tablero hasta el momento final.

A) Pérdida de pretensado debido a la contracción de la viga de concreto o Shrinkage, Δf_{pSD} .

Tabla A.14

Pérdida por contracción de la viga, Δf_{pSD} .

ÍTEM	VALOR
Tiempo desde la colocación de la losa hasta un momento final, t (días)	26 910
Factor para el efecto de la relación volumen/ superficie del componente, k_s – Ec. 2.9	1.00
Factor de humedad para contracción, k_{hs} – Ec. 2.14	1.02
Factor para el efecto de resistencia del concreto, k_f – Ec. 2.11	0.87
Factor de desarrollo de tiempo, k_{td} – Ec. 2.12	1.00
Deformación por fluencia, $\Psi_b(t_f, t_i)$ – Ec. 2.8	1.30
Factor de humedad para contracción, k_{hc} – Ec. 2.10	1.00
Deformación por contracción, $\epsilon_{sh} = \epsilon_{bid}$ – Ec. 2.13	0.00029
Deformación por contracción, $\epsilon_{sh} = \epsilon_{bif}$ – Ec. 2.13	0.00042
Deformación por contracción, $\epsilon_{sh} = \epsilon_{bdf}$ $\epsilon_{bdf} = \epsilon_{bif} - \epsilon_{bid}$	0.00014
Coefficiente de sección transformada que cuenta la interacción dependiente del tiempo entre el concreto y acero, K_{df} – Ec. 2.28	0.834
Pérdida por contracción, Δf_{pSD} (kgf/cm²) – Ec. 2.27	226.10

B) Pérdida de pretensado debido a la fluencia de la viga de concreto o Creep, Δf_{pCD} .

Tabla A.15

Pérdida por fluencia de la viga, Δf_{pCD} .

ÍTEM	VALOR
Tiempo desde la colocación de la losa hasta un momento final, t (días)	26 910
Factor para el efecto de la relación volumen/ superficie del componente, k_s – Ec. 2.9	1.00
Factor de humedad para contracción, k_{hc} – Ec. 2.10	1.00
Factor para el efecto de resistencia del concreto, k_f – Ec. 2.11	0.87
Factor de desarrollo de tiempo, k_{td} – Ec. 2.12	1.00
Deformación por fluencia, $\Psi_b(t_f, t_i)$ – Ec. 2.8	1.30
Deformación por fluencia, $\Psi_b(t_d, t_i)$ – Ec. 2.8	0.89
Deformación por fluencia, $\Psi_b(t_f, t_d)$ – Ec. 2.8	0.97
Variación de esfuerzo en el concreto en el centroide del torón de preesfuerzo debido a las pérdidas de largo plazo entre la transferencia y la colocación del tablero, combinado con el peso del tablero y las cargas impuestas, Δf_{cd} (kgf/cm ²)	-22.03
Pérdida por fluencia, Δf_{pCD} (kgf/cm²) – Ec. 2.29	226.40

C) Pérdida de pretensado debido a la relajación de los torones de preesfuerzo, Δf_{pR2} .

Según la ecuación 2.30:

$$\Delta f_{pR1} = \Delta f_{pR2}$$

$$\Delta f_{pR2} = 85.42 \text{ kgf/cm}^2$$

D) Pérdida de pretensado debido a la contracción de la losa del tablero de concreto o Shrinkage, Δf_{pSS} .

Tabla A.16

Pérdida por contracción de la losa del tablero, Δf_{pSS} .

ÍTEM	VALOR
Tiempo desde la colocación de la losa hasta un momento final, t (días)	26 910
Relación volumen superficie, V/S.	9.26
Factor para el efecto de la relación volumen/ superficie del componente, k_s – Ec. 2.9	1.00
Factor de humedad para contracción, k_{hc} – Ec. 2.10	1.00
Factor para el efecto de resistencia del concreto, k_f – Ec. 2.11	1.19
Factor de desarrollo de tiempo, k_{td} – Ec. 2.12	1.00
Deformación por fluencia, $\Psi_{b(t_f, t_d)}$ – Ec. 2.8	1.33
Deformación por contracción, $\epsilon_{sh} = \epsilon_{ddf}$	0.00057
Variación de esfuerzo en el concreto en el centroide del torón de preesfuerzo debido a la contracción de la losa del tablero de concreto, f_{cd} (kgf/cm ²)	-15.75
Pérdida por contracción de la losa, Δf_{pSS} (kgf/cm²) Ec. 2.31	147.25

En resumen, se tiene:

Tabla A.17

Pérdidas instantáneas y pérdidas a largo plazo totales.

Pérdida	Contracción de la viga, SHRINKAGE	Fluencia de la viga, CREEP	Relajación de torones	Contracción tablero, SHRINKAGE
Desde la transferencia hasta la colocación de la losa del tablero (kgf/cm ²)	476.08	695.29	85.42	-
Desde la colocación de la losa del tablero hasta el momento final (kgf/cm ²)	226.10	226.40	85.42	147.25
TOTAL	702.18	921.69	170.85	147.25

Las pérdidas a largo plazo de acuerdo con la Ec. 2.22 es igual a:

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$$

Reemplazando datos obtenemos:

$$\Delta f_{pLT} = 1\ 647.47 \text{ kgf/cm}^2$$

Luego, la pérdida de preesfuerzo total, Δf_{pT} :

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

$$\Delta f_{pT} = 2\ 596.19 \text{ kgf/cm}^2$$

El porcentaje de pérdida total es:

$$\% \text{ Pérdidas} = \Delta f_{pT} / f_{pbt}$$

$$\% \text{ Pérdidas} = 18.24 \%$$

Finalmente verificamos el esfuerzo límite de servicio después de todas las pérdidas, f_{pe} :

De acuerdo con la Tabla 2.10. el valor de f_{pe} para torones de baja relajación es:

$$f_e = 0.80 f_{py}$$

$$f_e = 13\ 667.67 \text{ kgf/cm}^2$$

El esfuerzo efectivo después de todas las pérdidas es:

$$f_{pe} = f_{pbt} - \Delta f_{pT} = 11\ 640.97 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{pe} = 11\ 640.97 \text{ kgf/cm}^2 < 13\ 667.67 \text{ kgf/cm}^2$$

(Cumple con el esfuerzo límite, por lo tanto, el cálculo es el adecuado)

La fuerza efectiva en el acero de preesfuerzo luego de todas las pérdidas es:

$$P_{te} = f_{pe}(A_{ps})$$

$$P_{te} = 619.30 \text{ Tnf}$$

4.7. Diseño para el Estado Límite de Servicio

4.7.1. Propiedades de la sección transformada:

	Propiedades	Valor
	A_t (cm ²)	7 281.91
	A_{pst} (cm ²)	281.93
	I_{gt} (cm ⁴)	32 066 272.77
	y_{bt} (cm)	89.49
	y_{tt} (cm)	93.39
	S_{bt} (cm ³)	358 341.05
	S_{tt} (cm ³)	343 341.63
	c_p (cm)	16.95
e_{pt} (cm)	72.54	

Figura A.7 Propiedades de la sección transformada, viga y torones (Inicial, Transferencia)

	Propiedades	Valor
	A_s (cm ²)	7 258.12
	A_{pss} (cm ²)	258.14
	I_{gs} (cm ⁴)	31 940 679.08
	y_{bs} (cm)	89.72
	y_{ts} (cm)	93.16
	S_{bs} (cm ³)	355 991.64
	S_{ts} (cm ³)	342 869.76
	c_p (cm)	16.95
e_{ps} (cm)	72.78	

Figura A.8 Propiedades de la sección transformada, viga y torones (Final, Servicio)

	Propiedades	Valor
	A_{cs} (cm ²)	12 098.53
	I_{cs} (cm ⁴)	65 369 593.16
	y_{bcs} (cm)	132.51
	y_{tcs} (cm)	50.37
	y_{tss} (cm)	75.37
	S_{bcs} (cm ³)	493 308.17
	S_{tcs} (cm ³)	1 297 857.56
	S_{tss} (cm ³)	867 346.78
	c_p (cm)	16.95
	e_{pcs} (cm)	115.57

Figura A.9 Propiedades de la sección transformada, sección compuesta (Final, Servicio).

4.7.2. Verificación de esfuerzos del concreto en vigas en la etapa de transferencia.

a) Esfuerzo Límite de Compresión:

- Para miembros preesforzados (Ec. 2.33):

$$f_{\text{lim comp}} = 0.65 f'_{ci}$$

$$f_{\text{lim comp}} = 0.65 (336 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$f_{\text{lim comp}} = \mathbf{-218.40 \text{ kgf/cm}^2}$$

b) Esfuerzo Límite de Tracción:

- En un área diferente a la zona de tracción precomprimida sin refuerzo adherido (Tabla 2.11):

$$f_{\text{lim trac}} = 0.0948 \lambda \sqrt{f'_{ci}} \leq 14.06 \text{ kgf / cm}^2$$

$$f_{\text{lim trac}} = 0.0948(1)(\sqrt{336.00})$$

$$f_{\text{lim trac}} = 14.57 \text{ kgf/cm}^2 \leq 14.06 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{\text{lim trac}} = \mathbf{14.06 \text{ kgf/cm}^2}$$

- En zonas con refuerzo adherido (barras de refuerzo o acero preesforzado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no agrietada, donde el refuerzo es proporcionado usando un esfuerzo de $0.5f_y$, que no exceda de 30 klb/pulg^2 (Tabla 2.11).

$$f_{\text{lim trac}} = 0.24 \lambda \sqrt{f'_{ci}} = 0.24(1)(\sqrt{336.00})$$

$$f_{\text{lim trac}} = \mathbf{36.89 \text{ kgf/cm}^2}$$

Consideraremos la recomendación del Departamento de Transporte de California de considerar torones deformados, cuyo punto de inflexión se encuentra de $0.33L$ a $0.40L$. En nuestro caso tomaremos el promedio, es decir $0.35L$ como punto de inflexión, además para calcular los esfuerzos se emplearán las siguientes fórmulas:

$$f_t = -\frac{P_t}{A_t} + \frac{P_t e_{pt}}{S_{Tt}} - \frac{M_{DCViga}}{S_{Tt}}$$

$$f_b = -\frac{P_t}{A_t} - \frac{P_t e_{pt}}{S_{Bt}} + \frac{M_{DCViga}}{S_{Bt}}$$

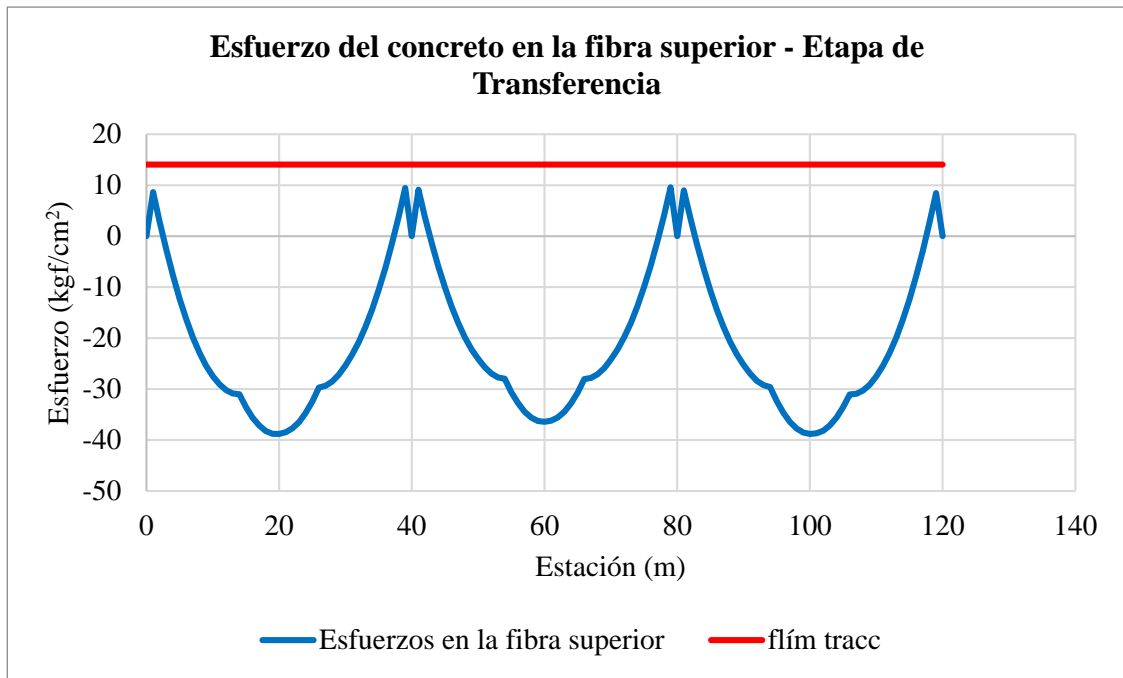


Figura A.10 Esfuerzo del concreto en la fibra superior de la viga en la etapa de transferencia.

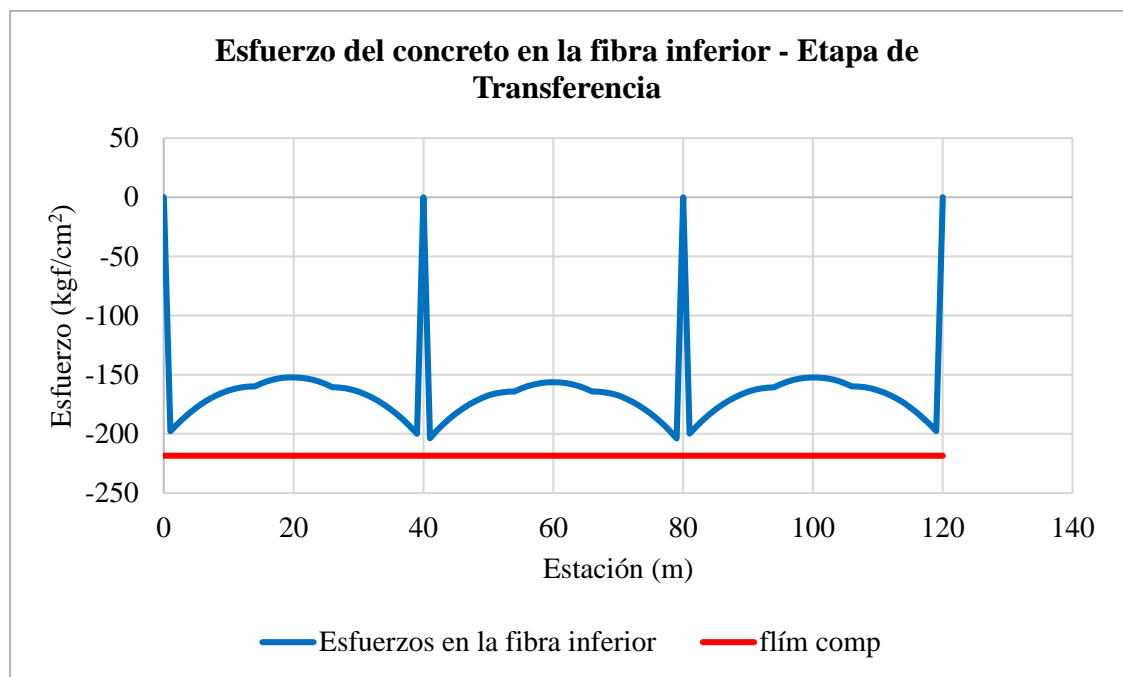


Figura A.11 Esfuerzo del concreto en la fibra inferior de la viga en la etapa de transferencia.

De las Figura A.10 y A.11, se obtiene:

$$f_{\text{máx tracc}} = 9.99 \text{ kgf/cm}^2 < f_{\text{lím tracc}} = 14.06 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

$$f_{\text{máx comp}} = -213.25 \text{ kgf/cm}^2 < f_{\text{lím comp}} = -218.40 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

4.7.3. Verificación de esfuerzos del concreto para el estado límite de servicio después de las pérdidas.

4.7.3.1. Para la viga preesforzada:

a) Esfuerzo Límite de Compresión:

- Debido a la suma del pretensado efectivo y cargas permanentes (Tabla 2.12):

$$f_{lim\ comp} = 0.45 f'_c = 0.45 (420 \text{kgf/cm}^2)$$

$$f_{lim\ comp} = -189 \text{ kgf/cm}^2$$

- Debido a la suma del pretensado efectivo, cargas permanentes, y cargas transitorias, así como, las ocurridas durante el manejo y transporte (Tabla 2.12):

$$f_{lim\ comp} = 0.60 \phi_w f'_c$$

El ancho del alma de la viga, t: 20.32 cm

Longitud del alma, X_u : 106.68 cm

Cálculo del factor, λ_w : X_u/t : $5.25 < 15$, entonces ϕ_w : 1

$$f_{lim\ comp} = 0.60 (1) (420 \text{kgf/cm}^2)$$

$$f_{lim\ comp} = -252 \text{ kgf/cm}^2$$

b) Esfuerzo Límite de Tracción:

- Para componentes con tendones preesforzados o refuerzo sometido a una condición de corrosión moderada (Tabla 2.13):

$$f_{lim\ trac} = 0.19 \lambda \sqrt{f'_c} = 0.19(1)(\sqrt{420.00}) \leq 42.18 \text{kgf/cm}^2$$

$$f_{lim\ trac} = 32.65 \text{ kgf/cm}^2 \leq 42.18 \text{ kgf/cm}^2$$

Tomamos:

$$f_{lim\ trac} = 32.65 \text{ kgf/cm}^2$$

Para calcular los esfuerzos se emplearán las siguientes fórmulas:

$$f_{tg} = -\frac{P_{te}}{A_{ts}} + \frac{P_{te} e_{pts}}{S_{tts}} - \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{tts}} - \frac{M_{DC3} + M_{DC4} + M_{DW}}{S_{tcts}}$$

$$f_b = -\frac{P_{te}}{A_{ts}} - \frac{P_{te} e_{pts}}{S_{bts}} + \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{bts}} + \frac{M_{DC3} + M_{DC4} + M_{DW}}{S_{bcts}}$$

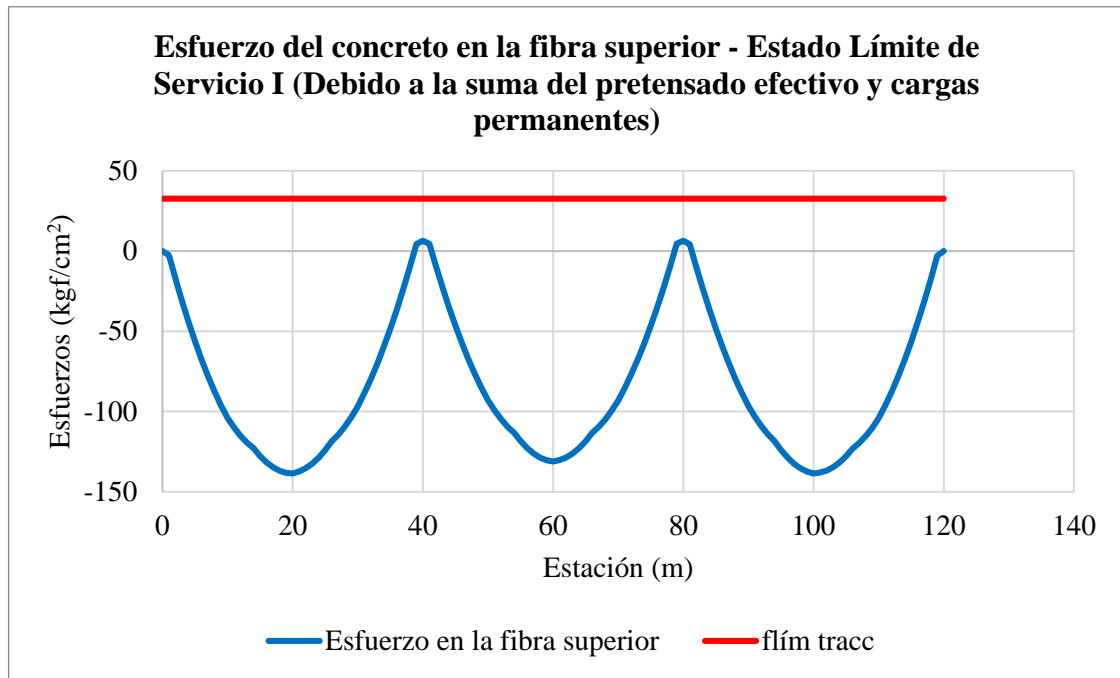


Figura A.12 Esfuerzo del concreto en la fibra superior de la viga para el Estado Límite de Servicio I (Debido a la suma de pretensado efectivo y cargas permanentes).

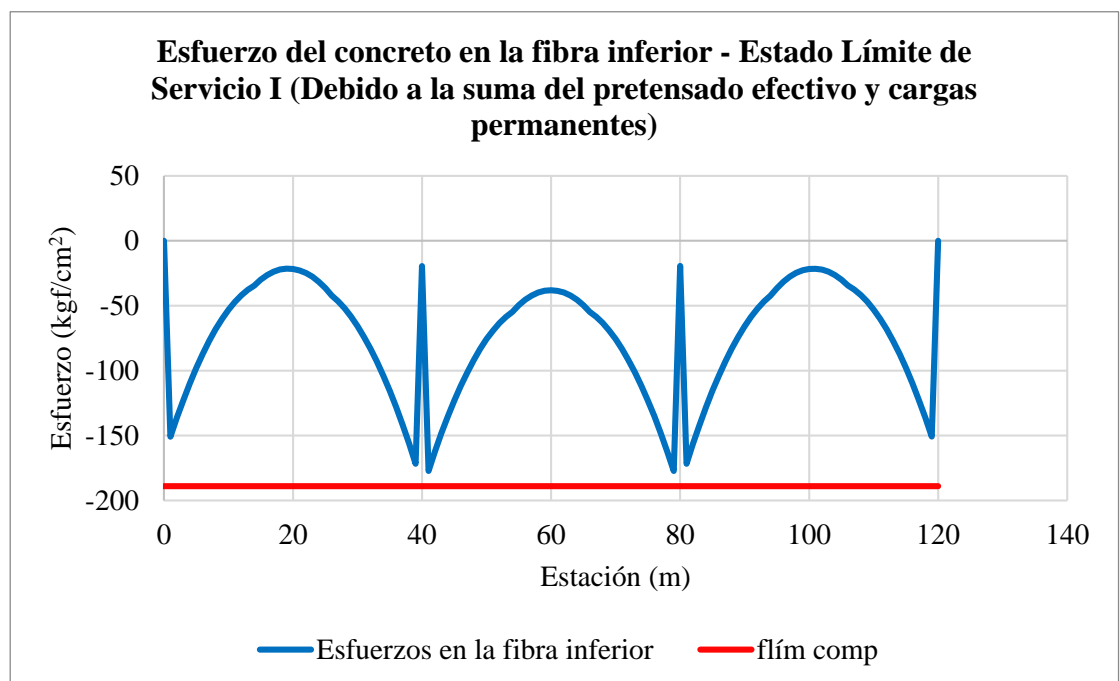


Figura A.13 Esfuerzo del concreto en la fibra inferior de la viga para el Estado Límite de Servicio I (Debido a la suma de pretensado efectivo y cargas permanentes).

De las Figura A.12 y A.13, se obtiene:

$$f_{m\acute{a}x\ tracc} = 5.95\ \text{kgf/cm}^2 < f_{l\acute{i}m\ tracc} = 32.65\ \text{kgf/cm}^2\ (\text{Cumple})$$

$$f_{m\acute{a}x\ comp} = -180.97\ \text{kgf/cm}^2 < f_{l\acute{i}m\ comp} = -189\ \text{kgf/cm}^2\ (\text{Cumple})$$

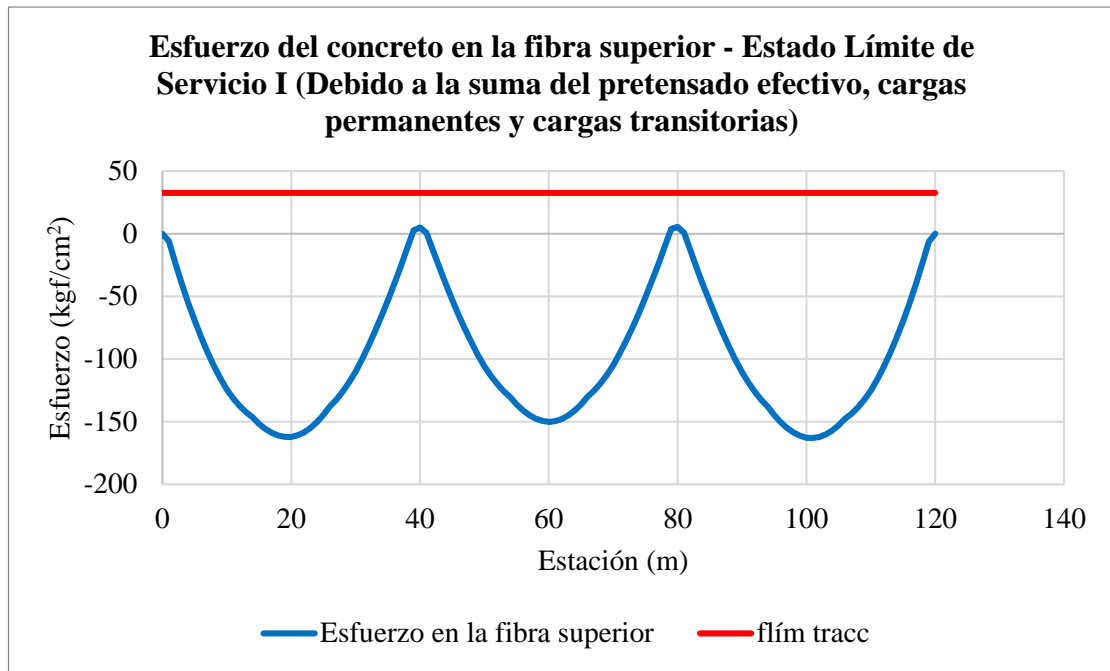


Figura A.14 Esfuerzo del concreto en la fibra superior de la viga para el Estado Límite de Servicio I (Debido a la suma de pretensado efectivo, cargas permanentes y cargas transitorias).

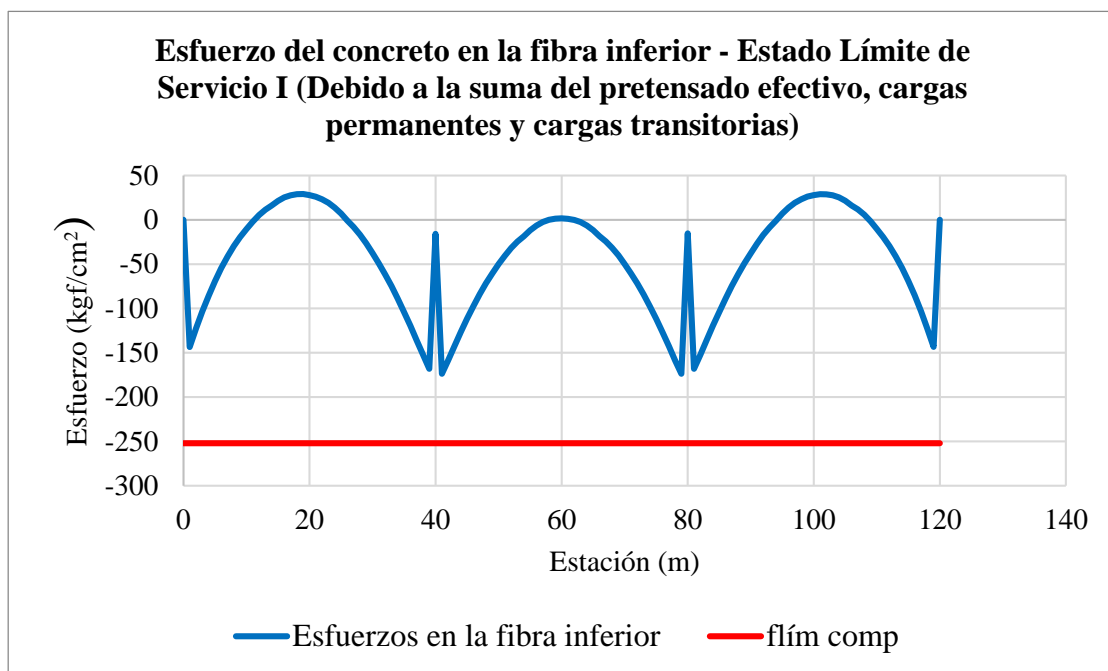


Figura A.15 Esfuerzo del concreto en la fibra inferior de la viga para el Estado Límite de Servicio I (Debido a la suma de pretensado efectivo, cargas permanentes y cargas transitorias).

De las Figura A.14 y A.15, se obtiene:

$$f_{m\acute{a}x\ tracc} = 5.08 \text{ kgf/cm}^2 < f_{l\acute{i}m\ tracc} = 32.65 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

$$f_{m\acute{a}x\ comp} = -179.19 \text{ kgf/cm}^2 < f_{l\acute{i}m\ comp} = -252 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

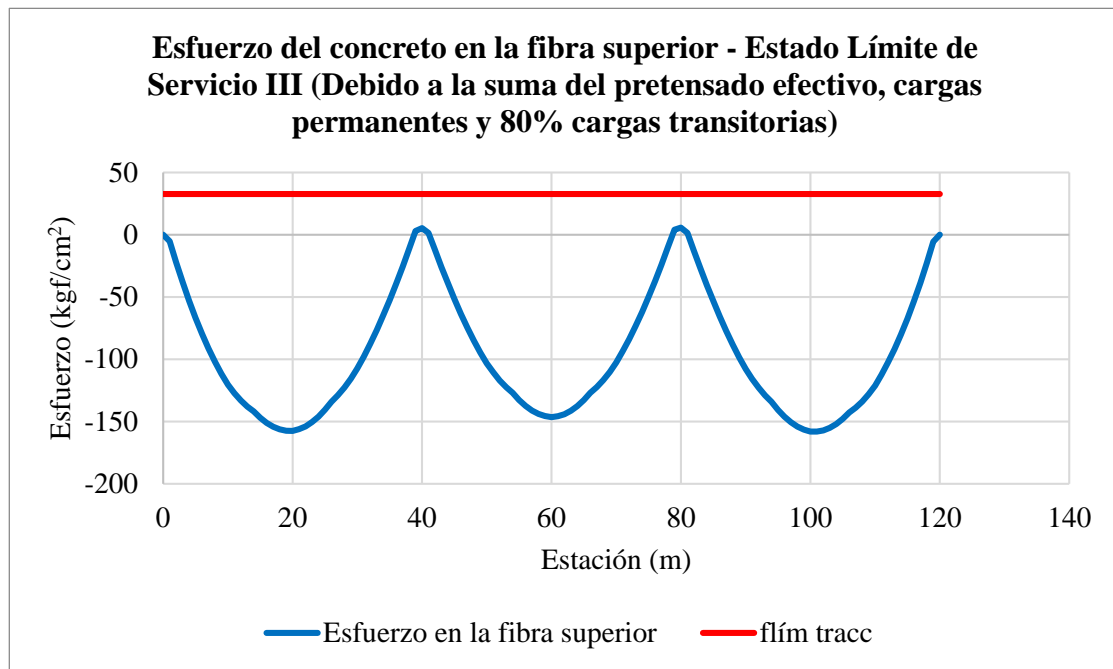


Figura A.16 Esfuerzo del concreto en la fibra superior de la viga para el Estado Límite de Servicio III.

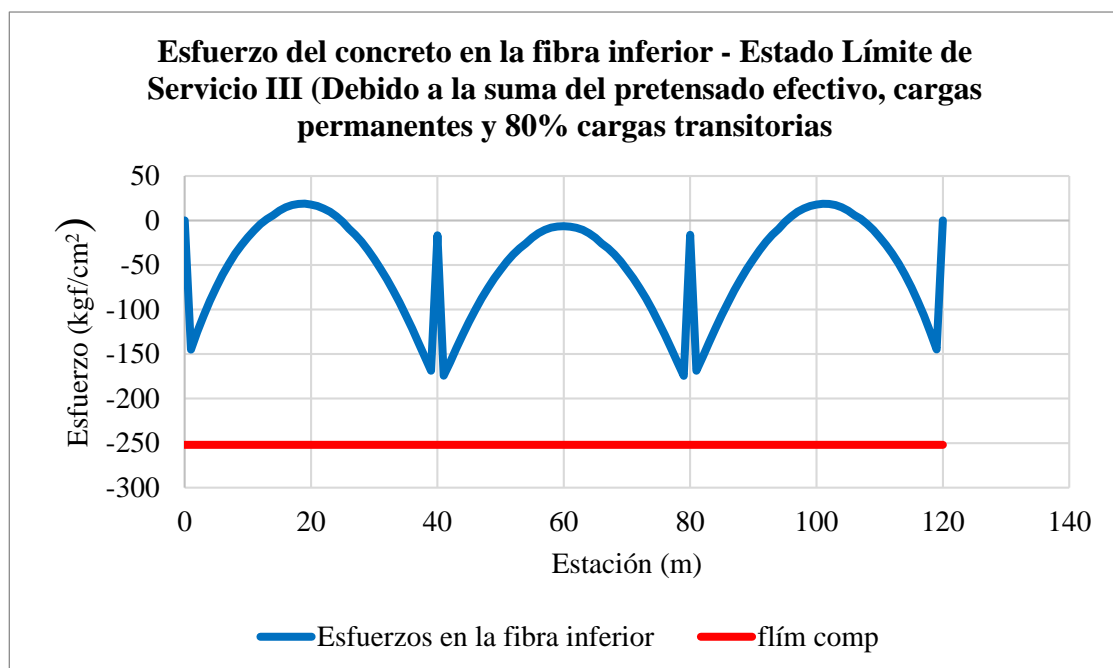


Figura A.17 Esfuerzo del concreto en la fibra inferior de la viga para el Estado Límite de Servicio III.

De las Figura A.16 y A.17, se obtiene:

$$f_{\text{máx tracc}} = 5.25 \text{ kgf/cm}^2 < f_{\text{lím tracc}} = 32.65 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

$$f_{\text{máx comp}} = -179.54 \text{ kgf/cm}^2 < f_{\text{lím comp}} = -252 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

4.7.3.2. Para la losa del tablero:

a) Esfuerzo Límite de Compresión:

- Debido a la suma del pretensado efectivo y cargas permanentes (Tabla 2.12):

$$f_{\text{lim comp}} = 0.45 f'_c$$

$$f_{\text{lim comp}} = 0.45 (280 \text{kgf/cm}^2)$$

$$f_{\text{lim comp}} = \mathbf{-126 \text{ kgf/cm}^2}$$

- Debido a la suma del pretensado efectivo, cargas permanentes, y cargas transitorias, así como, las ocurridas durante el manejo y transporte (Tabla 2.12):

$$f_{\text{lim comp}} = 0.60 \phi_w f'_c$$

El ancho del alma de la viga, t: 20.32 cm

Longitud del alma, X_u : 106.68 cm

Cálculo del factor, λ_w : X_u/t : $5.25 < 15$, entonces ϕ_w : 1

$$f_{\text{lim comp}} = 0.60 (1) (280 \text{kgf/cm}^2)$$

$$f_{\text{lim comp}} = \mathbf{-168 \text{ kgf/cm}^2}$$

Para calcular los esfuerzos se emplearon las siguientes fórmulas:

$$f_{id} = -\frac{M_{DC3} + M_{DC4} + M_{DW}}{S_{tss}}$$

$$f_{id} = -\frac{M_{DC3} + M_{DC4} + M_{DCW} + M_{PL} + M_{BR} + M_{LL}}{S_{tss}}$$

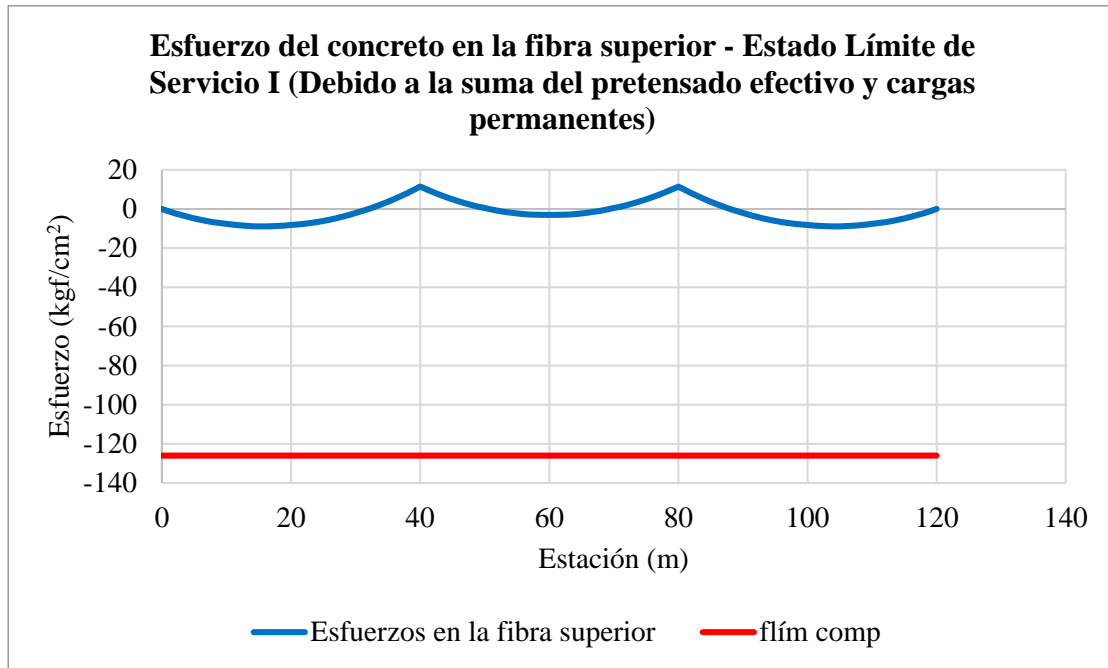


Figura A.18 Esfuerzo del concreto en la fibra superior de la losa del tablero para el Estado Límite de Servicio I (Debido a la suma de pretensado efectivo y cargas permanentes).

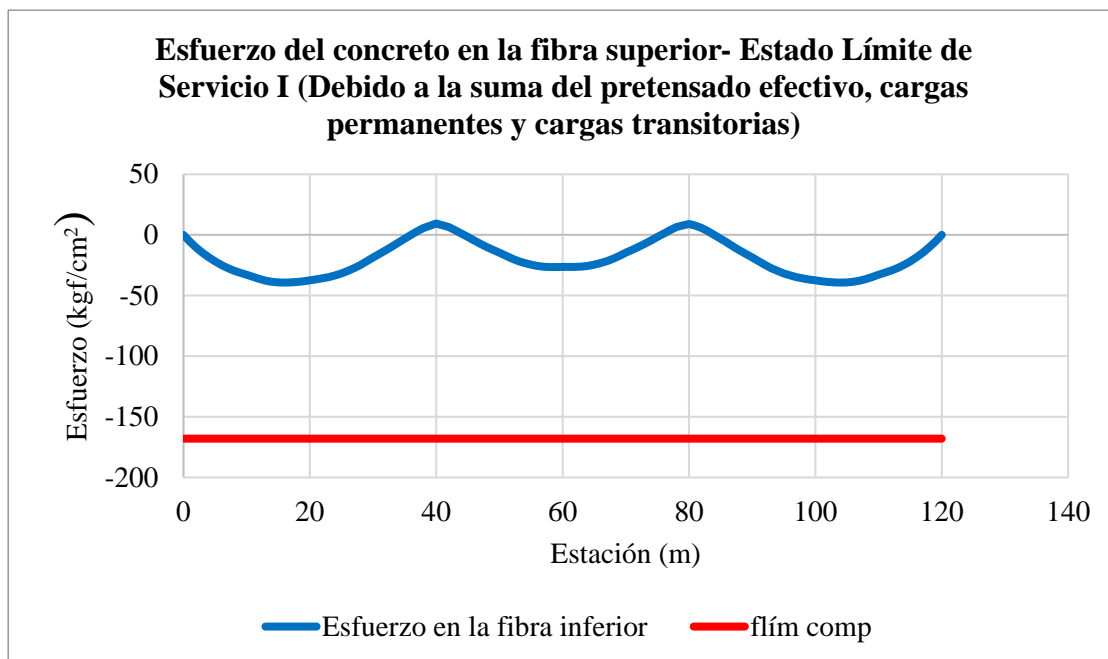


Figura A.19 Esfuerzo del concreto en la fibra superior de la losa del tablero para el Estado Límite de Servicio I (Debido a la suma de pretensado efectivo, cargas permanentes y cargas transitorias).

De las Figura A.18 y A.19, se obtiene:

$$f_{m\acute{a}x\ comp} = -8.90 \text{ kgf/cm}^2 < f_{l\acute{i}m\ comp} = -126 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

$$f_{m\acute{a}x\ comp} = -41.99 \text{ kgf/cm}^2 < f_{l\acute{i}m\ comp} = -168 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

4.8. Diseño para el Estado Límite de Resistencia

4.8.1. Determinación del momento factorizado o último:

El momento último para el Estado Límite de Resistencia I según la Tabla 2.4. genera las siguientes combinaciones de carga:

$$M_{u1} = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75(M_{BR} + M_{PL} + M_{LL})$$

$$M_{u2} = 1.25M_{DC} + 0.65M_{DW} + 1.75(M_{BR} + M_{PL} + M_{LL})$$

$$M_{u3} = 0.90M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75(M_{BR} + M_{PL} + M_{LL})$$

$$M_{u4} = 0.90M_{DC} + 0.65M_{DW} + 1.75(M_{BR} + M_{PL} + M_{LL})$$

Graficando la envolvente de las combinaciones de carga anteriores se tiene:

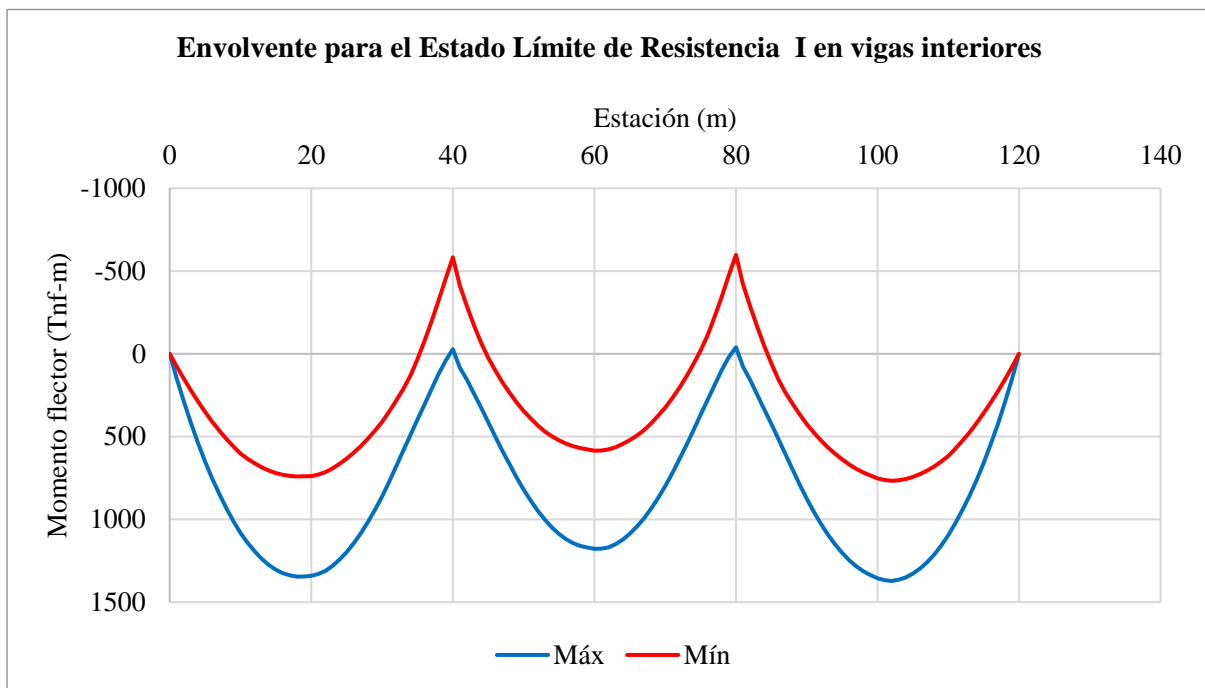


Figura A.20 Envolvente Máxima y mínima para el Estado Límite de Resistencia I en vigas interiores.

De la Figura A.20, el momento máximo es igual a:

$$M_{umáx} = 1\ 395.87\ \text{Tnf-m.}$$

4.8.2. Cálculo del momento resistente.

A) Esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo.

Asumiendo una sección rectangular:

Tabla A.18

Esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo.

Descripción	Valor
Área de acero preesforzado, A_{ps} (cm ²)	53.20
Constante, k – Ec. 2.35	0.28
Ancho efectivo de la brida, b (cm)	250
Factor de bloque de esfuerzos, β_1	0.85
Distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide de los tendones de pretensado, d_p (cm)	190.93
Distancia entre el eje neutro y la cara en compresión, c (cm) – Ec. 2.37	19.40
Altura del bloque de esfuerzos equivalente, a (cm)	16.49
Esfuerzo promedio en acero de preesfuerzo, f_{ps} (kgf/cm²) – Ec. 2.34	18 442.82

Se debe cumplir que:

$$c < t_s$$

$$19.40 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \text{ (Cumple)}$$

Debido a que los esfuerzos de compresión se encuentran dentro del espesor de la losa, la suposición de comportamiento rectangular es correcta.

Asimismo, se debe verificar el ítem 2.2.4.6.1:

$$f_{ps} \geq 0.50 f_{pu}$$

$$f_{ps} = 18\,442.82 \text{ kgf/cm}^2 > 0.50 f_{pu} = 9491.44 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

B) Resistencia nominal a la flexión, M_n :

Aplicando la Ec. 2.39 tenemos:

$$M_n = 1\,792.45 \text{ Tnf-m.}$$

Luego el momento resistente, según la Ec. 2.38:

$$M_r = (1) 1\,792.45 \text{ Tnf-m} (\phi=1, \text{ para secciones de concreto pretensado}).$$

$$\mathbf{M_r = 1\,792.45 \text{ Tnf-m}}$$

La sección estará correctamente diseñada si se cumple:

$$M_u = 1\,395.87 \text{ Tnf-m} < M_r = 1792.45 \text{ Tnf-m} \text{ (Cumple)}$$

4.9. Verificación de Límites de Reforzamiento

4.9.1. Reforzamiento mínimo:

Tabla A.19

Momento de agrietamiento

Descripción	Valor
Factor de variabilidad del momento de agrietamiento, γ_1	1.60
Factor de variabilidad de preesfuerzo, γ_2	1.10
Relación entre la resistencia a la cedencia mínima especificada y la resistencia a la tracción última del refuerzo no preesforzado, γ_3	1.00
Módulo de rotura del concreto, f_r (kgf/cm ²)	41.24
Esfuerzo de compresión en el concreto debido a las fuerzas de pretensado efectivo (después de todas las pérdidas), f_{cpe} (kgf/cm ²)	229.95
Momento total no factorizado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta, M_{dnc} (Tnf-m)	632.60
Momento de agrietamiento, M_{cr} (Tnf-m) – Ec. 2.46	1 458.31

El momento de agrietamiento según ítem 2.2.4.6.4 será tomado como el menor de:

- 1.33 M_u : 1 856.51 Tnf-m
- M_{cr} : 1 458.31 Tnf-m

Por lo tanto, el momento de agrietamiento es:

$$M_{cr}: 1\ 458.31\ \text{Tnf-m} < M_r = 1792.45\ \text{Tnf-m} \text{ (Cumple)}$$

Para la sección completa del puente se tiene:

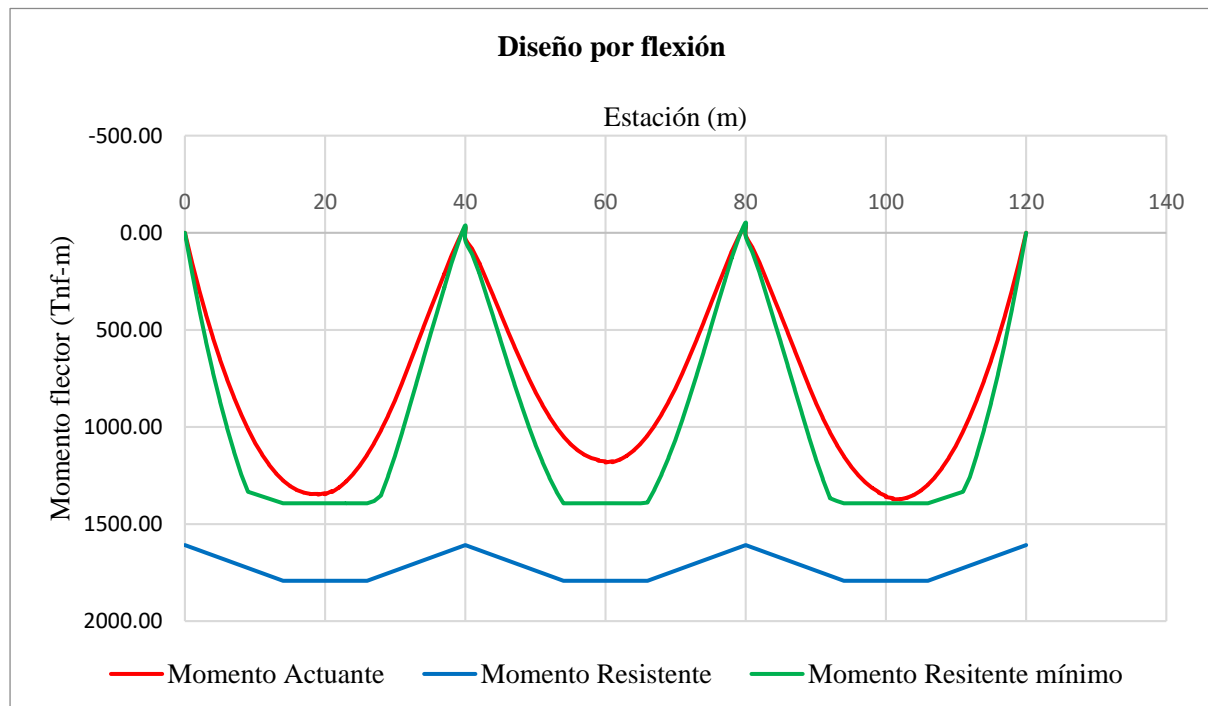


Figura A.21 Diseño por flexión de las vigas preesforzadas.

El ratio demanda por capacidad máxima para el diseño por flexión fue de 0.78.

4.10. Diseño por Corte

4.10.1. Determinación del peralte efectivo de corte, d_v :

Tabla A.20

Altura de bloque de esfuerzos equivalente, a.

Descripción	Valor
Área de acero preesforzado, A_{ps} (cm ²)	53.20
Constante, k – Ec. 2.35	0.28
Ancho efectivo de la brida, b (cm)	250
Factor de bloque de esfuerzos, β_1	0.85
Peralte efectivo desde el extremo de la fibra en compresión al centroide de refuerzo en tracción, d_e (cm)	172.62
Distancia entre el eje neutro y la cara en compresión, c_{sc} (cm) – Ec. 2.37	19.34
Altura del bloque de esfuerzos equivalente, a (cm)	16.44

De acuerdo con el ítem 2.2.4.7.1, el valor de d_v , se tomará como el mayor de:

- $d_v = d_e - a/2 = 172.62 - 16.44/2 = 164.40$ cm
- $d_v = 0.9d_e = 0.9 (172.62) = 155.36$ cm
- $d_v = 0.72H = 0.72 (207.88) = 149.67$ cm

El valor de d_v será: **$d_v = 164.40$ cm**

4.10.2. Determinación de la demanda de fuerza de corte:

Para determinar la demanda de fuerza de corte, debemos calcular los momentos y fuerzas cortante asociados al peralte efectivo, es decir a 1.64m del extremo.

Tabla A.21

Momentos Flectores y Fuerzas cortantes a d_v de la cara del apoyo en vigas interiores.

Momento/ Cortante	No compuesta		COMPUESTA					
	DC	DC	DC	DW	BR	PL	LL	
	Peso Propio Viga	Losa+ cartela	Baranda	Vereda	Asfalto	Fuerza Frenado	Carga viva peatonal	Carga viva vehicular (+)
Momento (Tnf-m)	63.39	54.51	3.39	2.41	7.38	0.75	2.32	71.74
Cortante (Tnf-m)	29.83	25.91	1.66	1.17	3.54	0.37	1.13	40.31

Para determinar el momento y fuerza cortante máxima, empleamos las siguientes expresiones:

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75(M_{BR} + M_{PL} + M_{LL}) = \mathbf{293.99 \text{ Tnf-m}}$$

$$V_u = 1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75(V_{BR} + V_{PL} + V_{LL}) = \mathbf{150.39 \text{ Tnf}}$$

4.10.3. Determinación de la Contribución del Concreto:

4.10.3.1. Cálculo de la componente de la fuerza de pretensado, V_p :

$$V_p = P_{te} \text{Sen} \left(\tan^{-1} \left(\frac{C_{pdv} - C_p}{0.4L} \right) \right)$$

Tabla A.22

Componente de la fuerza de pretensado, V_p .

Descripción	Valor
Fuerza de Pretensado después de las pérdidas, P_{te} (Tnf)	619.30
Centro de gravedad de los torones de preesfuerzo en el extremo, C_{pdv} (cm)	35.26
Centro de gravedad de los torones de preesfuerzo en el centro, C_p (cm)	16.95
Cálculo de la componente de la fuerza de pretensado, V_p (Tnf)	7.09

4.10.3.2. Verificación de M_u :

$$|V_u - V_p| d_v < |M_u|$$

235.59 Tnf-m < 293.99 (cumple), entonces tomamos:

$$M_u = 293.99 \text{ Tnf-m}$$

Tabla A.23

Resistencia nominal al corte del concreto, V_c .

Descripción	Valor
Parámetro tomado como el módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo multiplicado por la diferencia relacionada con la deformación unitaria asociada a la tensión en los tendones y el concreto que lo rodea, f_{po} (kgf/cm ²)	13 288
Factor ϵ_s – Ec. 2.55	-0.003
Factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente para transmitir la tracción y corte, β – Ec. 2.53	4.80
Ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión diagonal determinado, Θ (°) – Ec. 2.54	29.00
Ancho efectivo del alma tomado como el mínimo ancho del alma dentro del peralte d_v, b_v (cm)	20.32
Resistencia nominal al corte del concreto, V_c (Tnf-m) – Ec. 2.50	87.07

4.10.3.3. Requerimiento de reforzamiento transversal:

A excepción de losas, cimientos y alcantarillas, se proveerá refuerzo transversal según la Ec.

2.58 cuando:

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p)$$

$$V_u = 150.39 \text{ Tnf} > 42.37 \text{ Tnf}$$

Por lo tanto la sección requiere refuerzo transversal.

4.10.3.4. Verificación del reforzamiento mínimo transversal:

Se debe cumplir con la Ec. 2.59:

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

$$\mathbf{A_v/s_{mín}=2.62 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

4.10.3.5. Requerimiento de Área de Reforzamiento Transversal:

De la Ec. 2.51 se puede deducir:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p}{f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \text{Sen} \alpha}, \alpha=90^\circ$$

$$\mathbf{A_v/s=5.83 \text{ cm}^2/\text{m} > A_v/s_{mín}=2.62 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Cumple)}}$$

4.10.3.6. Determinación del máximo espaciamiento de reforzamiento transversal.

Calculamos antes, el esfuerzo de corte en el concreto, aplicando la Ec. 2.47.

$$v_s = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} = 47.90 \text{ kgf/cm}^2$$

El espaciamiento máximo depende según el ítem 2.2.4.7.7. del valor de $0.125f'_c$:

$$0.125f'_c = 52.50 \text{ kgf/cm}^2$$

Como el valor de $v_s=47.90 \text{ kgf/cm}^2 < 0.125f'_c = 52.50 \text{ kgf/cm}^2$, entonces:

$$s_{m\acute{a}x}=0.8d_v \leq 60.96\text{cm}$$

$$\mathbf{s_{m\acute{a}x}= 60.96\text{cm}}$$

Nuestro espaciamiento proporcionado será:

$$\mathbf{s_{prop}= 25\text{cm}}$$

Considerando estribos A_v : 1/2" (2 ramas)

$$\mathbf{A_{vprop}: 2(1.27) = 2.54\text{cm}^2}$$

$$\mathbf{A_v/s_{prop}=10.2 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

4.10.3.7. Verificar la máxima resistencia nominal al corte:

Resistencia al corte proporcionado por la armadura transversal, V_s (Ec. 2.47):

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \text{sen} \alpha}{s} = 127.11 \text{ Tnf}$$

Luego la resistencia nominal al corte será la menor de las Ec. 2.48 y 2.49, entonces:

$$\mathbf{V_n= 221.27 \text{ Tnf}}$$

4.10.3.8. Cortante Resistente:

De la Ec. 2.57, se tiene:

$$V_r = 199.14 \text{ Tnf} > V_u = 150.39 \text{ Tnf} \text{ (Cumple)}$$

Por lo tanto, se dispuso de refuerzo por corte a la viga preesforzada cada 25cm a partir de los extremos hasta 0.35L, pasando este punto debido a la disminución de demanda se optó por aumentar la separación a 30cm (confinamiento).

4.10.3.9. Refuerzo de Confinamiento

De acuerdo con la AASHTO (2017) se debe proveer de refuerzo para confinar el acero de pretensado en el ala inferior en una distancia igual a $1.5d = 2.74\text{m}$ a partir del extremo de la viga. Este refuerzo no deberá ser menor que barra de 3/8", por lo tanto, se dispondrá de barras 1/2" para confinar el acero de pretensado, a partir de 2.75m cada 15cm.

4.11. Chequeo del Refuerzo Longitudinal Proporcionado

Para validar el diseño se debe cumplir la Ec. 2.62:

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5V_s \right) \cot \theta$$

La primera parte de la ecuación representa la capacidad del refuerzo; mientras que la segunda la demanda que se debe satisfacer.

Reemplazando datos, se tiene:

- Demanda: 724.42 Tnf
- Capacidad: 981.16 Tnf

Por lo tanto, el ratio demanda/capacidad es igual a 0.74.

ANEXO 2 PARTICIPACIÓN DE MASA MODAL EN PUENTES PREESFORZADOS.

Tabla A.24

Participación de masa modal para puente preesforzado convencional 1.

Modo Nº	Periodo (s)	Masa Participativa Modal											
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	2.374	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.972	0.000	0.000	0.972
2	1.069	0.934	0.000	0.000	0.934	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.004	0.972
3	0.648	0.000	0.867	0.000	0.934	0.867	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.004	0.972
4	0.413	0.003	0.000	0.003	0.937	0.867	0.003	0.000	0.618	0.000	0.001	0.622	0.972
5	0.388	0.000	0.000	0.000	0.937	0.867	0.003	0.001	0.000	0.000	0.002	0.622	0.973
6	0.374	0.000	0.000	0.672	0.937	0.867	0.674	0.000	0.003	0.000	0.002	0.624	0.973
7	0.353	0.000	0.052	0.000	0.937	0.919	0.674	0.499	0.000	0.000	0.501	0.624	0.973
8	0.164	0.000	0.021	0.000	0.937	0.940	0.674	0.068	0.000	0.000	0.569	0.624	0.973
9	0.152	0.000	0.000	0.000	0.937	0.940	0.674	0.000	0.000	0.000	0.569	0.624	0.973
10	0.111	0.000	0.000	0.000	0.937	0.940	0.675	0.000	0.041	0.000	0.569	0.665	0.973
11	0.110	0.000	0.000	0.000	0.937	0.940	0.675	0.000	0.000	0.000	0.570	0.665	0.973
12	0.108	0.000	0.000	0.000	0.938	0.940	0.675	0.000	0.095	0.000	0.570	0.760	0.973
13	0.104	0.000	0.001	0.000	0.938	0.941	0.675	0.012	0.000	0.000	0.582	0.760	0.973
14	0.080	0.000	0.012	0.000	0.938	0.953	0.675	0.076	0.000	0.000	0.657	0.760	0.973
15	0.076	0.000	0.000	0.000	0.938	0.953	0.675	0.000	0.000	0.000	0.657	0.760	0.973
16	0.074	0.000	0.000	0.000	0.938	0.953	0.675	0.000	0.000	0.000	0.657	0.760	0.973
17	0.062	0.000	0.000	0.003	0.938	0.953	0.678	0.000	0.000	0.000	0.657	0.760	0.973
18	0.059	0.000	0.000	0.000	0.938	0.953	0.678	0.000	0.000	0.000	0.657	0.760	0.973
19	0.058	0.000	0.000	0.001	0.938	0.953	0.679	0.000	0.000	0.000	0.657	0.760	0.973
20	0.054	0.000	0.000	0.000	0.938	0.953	0.679	0.007	0.000	0.000	0.665	0.760	0.973
21	0.053	0.003	0.000	0.000	0.940	0.953	0.679	0.000	0.066	0.000	0.665	0.826	0.973
22	0.053	0.000	0.000	0.000	0.940	0.953	0.679	0.078	0.000	0.000	0.743	0.826	0.973
23	0.050	0.000	0.000	0.112	0.940	0.953	0.791	0.000	0.000	0.000	0.743	0.826	0.973
24	0.045	0.000	0.000	0.000	0.940	0.953	0.791	0.000	0.000	0.000	0.743	0.826	0.973
25	0.043	0.017	0.000	0.000	0.957	0.953	0.791	0.000	0.000	0.000	0.743	0.826	0.973

Tabla A.25

Participación de masa modal para puente preesforzado 1 con aislamiento sísmico, límite inferior (LB).

Modo Nº	Periodo (s)	Masa Participativa Modal											
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	2.207	0.842	0.000	0.000	0.842	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.002	0.000
2	2.174	0.000	0.774	0.000	0.842	0.774	0.000	0.022	0.000	0.046	0.022	0.002	0.046
3	2.159	0.000	0.055	0.000	0.842	0.828	0.000	0.002	0.000	0.642	0.024	0.002	0.689
4	1.316	0.000	0.000	0.000	0.842	0.828	0.000	0.000	0.000	0.279	0.024	0.002	0.967
5	0.433	0.000	0.000	0.019	0.842	0.828	0.019	0.000	0.612	0.000	0.024	0.613	0.967
6	0.410	0.000	0.000	0.000	0.842	0.828	0.019	0.033	0.000	0.000	0.057	0.613	0.967

7	0.403	0.000	0.000	0.687	0.842	0.828	0.707	0.000	0.019	0.000	0.057	0.632	0.967
8	0.393	0.000	0.000	0.000	0.842	0.828	0.707	0.522	0.000	0.000	0.579	0.632	0.967
9	0.290	0.101	0.000	0.000	0.943	0.828	0.707	0.000	0.014	0.000	0.579	0.646	0.967
10	0.186	0.000	0.000	0.000	0.943	0.828	0.707	0.032	0.000	0.000	0.611	0.646	0.967
11	0.163	0.000	0.123	0.000	0.943	0.952	0.707	0.042	0.000	0.000	0.652	0.646	0.967
12	0.155	0.000	0.000	0.000	0.943	0.952	0.707	0.000	0.000	0.006	0.652	0.646	0.973
13	0.127	0.000	0.000	0.000	0.943	0.952	0.707	0.002	0.000	0.000	0.655	0.646	0.973
14	0.127	0.000	0.000	0.000	0.943	0.952	0.707	0.000	0.064	0.000	0.655	0.710	0.973
15	0.126	0.000	0.000	0.000	0.943	0.952	0.707	0.002	0.000	0.000	0.656	0.710	0.973
16	0.124	0.000	0.000	0.001	0.943	0.952	0.708	0.000	0.113	0.000	0.656	0.823	0.973
17	0.079	0.000	0.000	0.001	0.943	0.952	0.709	0.000	0.000	0.000	0.656	0.824	0.973
18	0.079	0.000	0.000	0.001	0.943	0.952	0.710	0.000	0.000	0.000	0.656	0.824	0.973
19	0.074	0.000	0.000	0.026	0.943	0.952	0.735	0.000	0.004	0.000	0.656	0.828	0.973
20	0.073	0.000	0.000	0.000	0.943	0.953	0.735	0.114	0.000	0.000	0.771	0.828	0.973
21	0.072	0.000	0.000	0.000	0.943	0.953	0.736	0.000	0.002	0.000	0.771	0.830	0.973
22	0.071	0.000	0.000	0.000	0.943	0.953	0.736	0.000	0.000	0.000	0.771	0.830	0.973
23	0.071	0.000	0.000	0.000	0.943	0.953	0.736	0.001	0.000	0.000	0.771	0.830	0.973
24	0.070	0.000	0.000	0.105	0.943	0.953	0.841	0.000	0.009	0.000	0.771	0.839	0.973
25	0.069	0.000	0.000	0.005	0.944	0.953	0.846	0.000	0.082	0.000	0.771	0.922	0.973

Tabla A.26

Participación de masa modal para puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico, límite superior (UB).

Modo Nº	Periodo (s)	Masa Participativa Modal											
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	1.539	0.859	0.000	0.000	0.859	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.002	0.000
2	1.494	0.000	0.820	0.000	0.859	0.820	0.000	0.023	0.000	0.012	0.023	0.002	0.012
3	1.474	0.000	0.014	0.000	0.859	0.834	0.000	0.000	0.000	0.678	0.024	0.002	0.690
4	0.898	0.000	0.000	0.000	0.859	0.834	0.000	0.000	0.000	0.277	0.024	0.002	0.967
5	0.428	0.000	0.000	0.016	0.859	0.834	0.016	0.000	0.613	0.000	0.024	0.615	0.967
6	0.405	0.000	0.000	0.000	0.859	0.834	0.016	0.024	0.000	0.000	0.048	0.615	0.967
7	0.398	0.000	0.000	0.684	0.859	0.834	0.700	0.000	0.016	0.000	0.048	0.631	0.967
8	0.387	0.000	0.000	0.000	0.859	0.834	0.700	0.524	0.000	0.000	0.572	0.631	0.967
9	0.274	0.084	0.000	0.000	0.943	0.834	0.700	0.000	0.011	0.000	0.572	0.641	0.967
10	0.183	0.000	0.000	0.000	0.943	0.834	0.700	0.034	0.000	0.000	0.606	0.641	0.967
11	0.161	0.000	0.118	0.000	0.943	0.952	0.700	0.039	0.000	0.000	0.645	0.641	0.967
12	0.153	0.000	0.000	0.000	0.943	0.952	0.700	0.000	0.000	0.005	0.645	0.641	0.973
13	0.123	0.000	0.000	0.000	0.943	0.952	0.700	0.002	0.000	0.000	0.647	0.641	0.973
14	0.123	0.000	0.000	0.000	0.943	0.952	0.701	0.000	0.062	0.000	0.647	0.703	0.973
15	0.121	0.000	0.000	0.000	0.943	0.952	0.701	0.002	0.000	0.000	0.650	0.703	0.973
16	0.120	0.000	0.000	0.000	0.943	0.952	0.701	0.000	0.108	0.000	0.650	0.811	0.973

17	0.078	0.000	0.000	0.000	0.943	0.952	0.701	0.000	0.000	0.000	0.650	0.811	0.973
18	0.078	0.000	0.000	0.001	0.943	0.952	0.702	0.000	0.000	0.000	0.650	0.811	0.973
19	0.072	0.000	0.000	0.007	0.943	0.952	0.709	0.000	0.002	0.000	0.650	0.812	0.973
20	0.069	0.000	0.000	0.002	0.943	0.952	0.711	0.000	0.000	0.000	0.650	0.813	0.973
21	0.068	0.000	0.000	0.000	0.943	0.953	0.711	0.118	0.000	0.000	0.768	0.813	0.973
22	0.068	0.000	0.000	0.000	0.943	0.953	0.711	0.000	0.000	0.000	0.768	0.813	0.973
23	0.066	0.000	0.000	0.000	0.943	0.953	0.711	0.001	0.000	0.000	0.769	0.813	0.973
24	0.066	0.000	0.000	0.128	0.943	0.953	0.839	0.000	0.003	0.000	0.769	0.815	0.973
25	0.065	0.000	0.000	0.003	0.944	0.953	0.842	0.000	0.091	0.000	0.769	0.906	0.973

Tabla A.27

Participación de masa modal para puente preesforzado convencional 2.

Modo Nº	Periodo (s)	Masa Participativa Modal											
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.836	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.920	0.000	0.000	0.920
2	0.767	0.930	0.000	0.000	0.930	0.000	0.000	0.000	0.005	0.000	0.000	0.005	0.920
3	0.687	0.000	0.510	0.000	0.930	0.510	0.000	0.015	0.000	0.000	0.015	0.005	0.920
4	0.415	0.000	0.000	0.180	0.930	0.510	0.180	0.000	0.005	0.000	0.015	0.010	0.920
5	0.405	0.005	0.000	0.001	0.940	0.510	0.180	0.000	0.670	0.000	0.015	0.680	0.920
6	0.386	0.000	0.012	0.000	0.940	0.520	0.180	0.086	0.000	0.000	0.100	0.680	0.920
7	0.381	0.000	0.000	0.440	0.940	0.520	0.630	0.000	0.000	0.000	0.100	0.680	0.920
8	0.371	0.000	0.000	0.000	0.940	0.520	0.630	0.000	0.000	0.027	0.100	0.680	0.950
9	0.333	0.000	0.360	0.000	0.940	0.880	0.630	0.220	0.000	0.000	0.320	0.680	0.950
10	0.267	0.000	0.044	0.000	0.940	0.920	0.630	0.210	0.000	0.000	0.530	0.680	0.950
11	0.164	0.000	0.000	0.000	0.940	0.920	0.630	0.000	0.000	0.012	0.530	0.680	0.960
12	0.147	0.000	0.008	0.000	0.940	0.930	0.630	0.023	0.000	0.000	0.550	0.680	0.960
13	0.125	0.000	0.000	0.000	0.940	0.930	0.630	0.000	0.000	0.004	0.550	0.680	0.960
14	0.116	0.000	0.000	0.003	0.940	0.930	0.630	0.000	0.000	0.000	0.550	0.680	0.960
15	0.111	0.000	0.000	0.000	0.940	0.930	0.630	0.000	0.013	0.000	0.550	0.690	0.960
16	0.110	0.000	0.000	0.000	0.940	0.930	0.630	0.000	0.000	0.000	0.550	0.690	0.960
17	0.108	0.001	0.000	0.000	0.940	0.930	0.630	0.000	0.042	0.000	0.550	0.730	0.960
18	0.107	0.000	0.000	0.000	0.940	0.930	0.630	0.004	0.000	0.000	0.550	0.730	0.960
19	0.097	0.000	0.000	0.000	0.940	0.930	0.630	0.000	0.000	0.004	0.550	0.730	0.970
20	0.088	0.000	0.000	0.011	0.940	0.930	0.640	0.000	0.000	0.000	0.550	0.730	0.970
21	0.076	0.000	0.026	0.000	0.940	0.960	0.640	0.086	0.000	0.000	0.640	0.730	0.970
22	0.076	0.000	0.000	0.000	0.940	0.960	0.640	0.000	0.000	0.000	0.640	0.730	0.970
23	0.075	0.000	0.000	0.000	0.940	0.960	0.640	0.000	0.000	0.000	0.640	0.730	0.970
24	0.073	0.000	0.000	0.000	0.940	0.960	0.640	0.000	0.000	0.000	0.640	0.730	0.970
25	0.071	0.000	0.000	0.000	0.940	0.960	0.640	0.000	0.000	0.006	0.640	0.730	0.970

Tabla A.28*Participación de masa modal para puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico, límite inferior (LB).*

Modo Nº	Periodo (s)	Masa Participativa Modal											
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	2.198	0.820	0.000	0.000	0.820	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.000
2	2.168	0.000	0.740	0.000	0.820	0.740	0.000	0.025	0.000	0.000	0.025	0.001	0.000
3	2.160	0.000	0.000	0.000	0.820	0.740	0.000	0.000	0.000	0.790	0.025	0.001	0.790
4	2.156	0.000	0.068	0.000	0.820	0.800	0.000	0.002	0.000	0.001	0.028	0.001	0.790
5	1.318	0.000	0.000	0.000	0.820	0.800	0.000	0.000	0.000	0.120	0.028	0.001	0.910
6	0.434	0.000	0.000	0.160	0.820	0.800	0.160	0.000	0.004	0.000	0.028	0.005	0.910
7	0.429	0.000	0.000	0.000	0.820	0.800	0.160	0.390	0.000	0.000	0.420	0.005	0.910
8	0.428	0.000	0.000	0.001	0.820	0.800	0.160	0.000	0.690	0.000	0.420	0.700	0.910
9	0.410	0.000	0.000	0.500	0.820	0.800	0.670	0.000	0.000	0.000	0.420	0.700	0.910
10	0.409	0.000	0.000	0.000	0.820	0.800	0.670	0.002	0.000	0.000	0.420	0.700	0.910
11	0.408	0.000	0.000	0.000	0.820	0.800	0.670	0.017	0.000	0.000	0.440	0.700	0.910
12	0.277	0.000	0.000	0.000	0.820	0.800	0.670	0.170	0.000	0.000	0.610	0.700	0.910
13	0.235	0.130	0.000	0.000	0.950	0.800	0.670	0.000	0.005	0.000	0.610	0.700	0.910
14	0.234	0.000	0.000	0.000	0.950	0.800	0.670	0.000	0.000	0.000	0.610	0.700	0.910
15	0.179	0.000	0.000	0.000	0.950	0.800	0.670	0.000	0.000	0.000	0.610	0.700	0.910
16	0.132	0.000	0.000	0.000	0.950	0.800	0.670	0.000	0.000	0.008	0.610	0.700	0.920
17	0.132	0.000	0.010	0.000	0.950	0.810	0.670	0.002	0.000	0.000	0.610	0.700	0.920
18	0.131	0.000	0.000	0.000	0.950	0.810	0.670	0.000	0.000	0.035	0.610	0.700	0.960
19	0.131	0.000	0.000	0.005	0.950	0.810	0.670	0.000	0.001	0.000	0.610	0.700	0.960
20	0.130	0.000	0.110	0.000	0.950	0.920	0.670	0.023	0.000	0.000	0.630	0.700	0.960
21	0.127	0.000	0.000	0.000	0.950	0.920	0.670	0.000	0.018	0.000	0.630	0.720	0.960
22	0.127	0.000	0.013	0.000	0.950	0.940	0.670	0.005	0.000	0.003	0.630	0.720	0.960
23	0.126	0.000	0.022	0.000	0.950	0.960	0.670	0.009	0.000	0.002	0.640	0.720	0.960
24	0.125	0.001	0.000	0.000	0.950	0.960	0.670	0.000	0.051	0.000	0.640	0.770	0.960
25	0.124	0.000	0.000	0.000	0.950	0.960	0.670	0.000	0.000	0.013	0.640	0.770	0.970

Tabla A.29

Participación de masa modal para puente preesforzado 2 con aislamiento sísmico, límite superior (UB).

Modo N°	Periodo (s)	Masa Participativa Modal											
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	1.532	0.831	0.000	0.000	0.831	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.000
2	1.490	0.000	0.740	0.000	0.831	0.740	0.000	0.025	0.000	0.000	0.025	0.001	0.000
3	1.478	0.000	0.000	0.000	0.831	0.741	0.000	0.000	0.000	0.794	0.025	0.001	0.794
4	1.471	0.000	0.068	0.000	0.831	0.808	0.000	0.002	0.000	0.000	0.028	0.001	0.794
5	0.899	0.000	0.000	0.000	0.831	0.808	0.000	0.000	0.000	0.120	0.028	0.001	0.914
6	0.430	0.000	0.000	0.164	0.831	0.808	0.164	0.000	0.001	0.000	0.028	0.002	0.914
7	0.424	0.000	0.000	0.000	0.831	0.808	0.164	0.000	0.689	0.000	0.028	0.691	0.914
8	0.419	0.000	0.000	0.000	0.831	0.808	0.164	0.409	0.000	0.000	0.437	0.691	0.914
9	0.405	0.000	0.000	0.496	0.831	0.808	0.660	0.000	0.000	0.000	0.437	0.691	0.914
10	0.404	0.000	0.000	0.000	0.831	0.808	0.660	0.000	0.000	0.000	0.437	0.691	0.914
11	0.403	0.000	0.000	0.000	0.831	0.808	0.660	0.007	0.000	0.000	0.444	0.691	0.914
12	0.270	0.000	0.000	0.000	0.831	0.808	0.660	0.154	0.000	0.000	0.598	0.691	0.914
13	0.226	0.115	0.000	0.000	0.946	0.808	0.660	0.000	0.004	0.000	0.598	0.696	0.914
14	0.225	0.000	0.000	0.000	0.947	0.808	0.660	0.000	0.000	0.000	0.598	0.696	0.914
15	0.177	0.000	0.000	0.000	0.947	0.808	0.660	0.000	0.000	0.000	0.598	0.696	0.914
16	0.130	0.000	0.000	0.000	0.947	0.808	0.660	0.000	0.000	0.006	0.598	0.696	0.920
17	0.130	0.000	0.004	0.000	0.947	0.813	0.660	0.001	0.000	0.000	0.599	0.696	0.920
18	0.129	0.000	0.000	0.000	0.947	0.813	0.660	0.000	0.000	0.047	0.599	0.696	0.966
19	0.129	0.000	0.135	0.000	0.947	0.948	0.660	0.032	0.000	0.000	0.631	0.696	0.966
20	0.129	0.000	0.000	0.007	0.947	0.948	0.667	0.000	0.000	0.000	0.631	0.696	0.966
21	0.123	0.000	0.000	0.000	0.947	0.948	0.667	0.000	0.019	0.000	0.631	0.715	0.966
22	0.123	0.000	0.007	0.000	0.947	0.954	0.667	0.004	0.000	0.001	0.635	0.715	0.967
23	0.122	0.000	0.004	0.000	0.947	0.958	0.667	0.002	0.000	0.001	0.637	0.715	0.968
24	0.120	0.001	0.000	0.000	0.948	0.958	0.667	0.000	0.049	0.000	0.637	0.763	0.968
25	0.120	0.000	0.000	0.000	0.948	0.958	0.667	0.000	0.000	0.005	0.637	0.763	0.973

ANEXO 3 MAPAS DE ISOACELERACIONES ESPECTRALES EN SUELO TIPO B (ROCA) PARA PERIODOS ESTRUCTURALES DE 0.0S, 0.2S Y 1.0S.

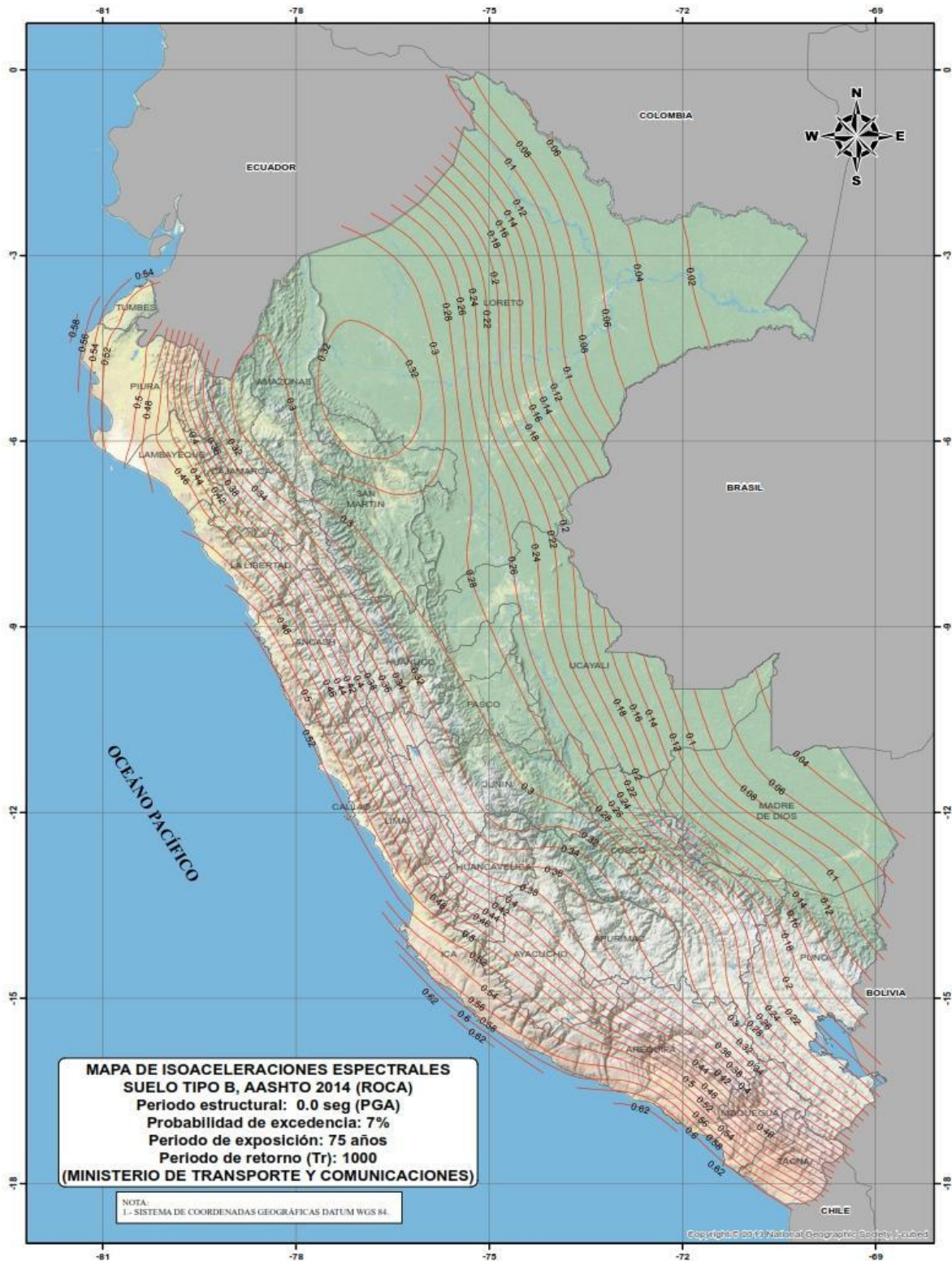


Figura A.22. Mapa de isoaceleraciones espectrales en suelo tipo B (Roca) para un periodo estructural de 0.0 s (Tomado del Manual de Puentes del MTC 2018).

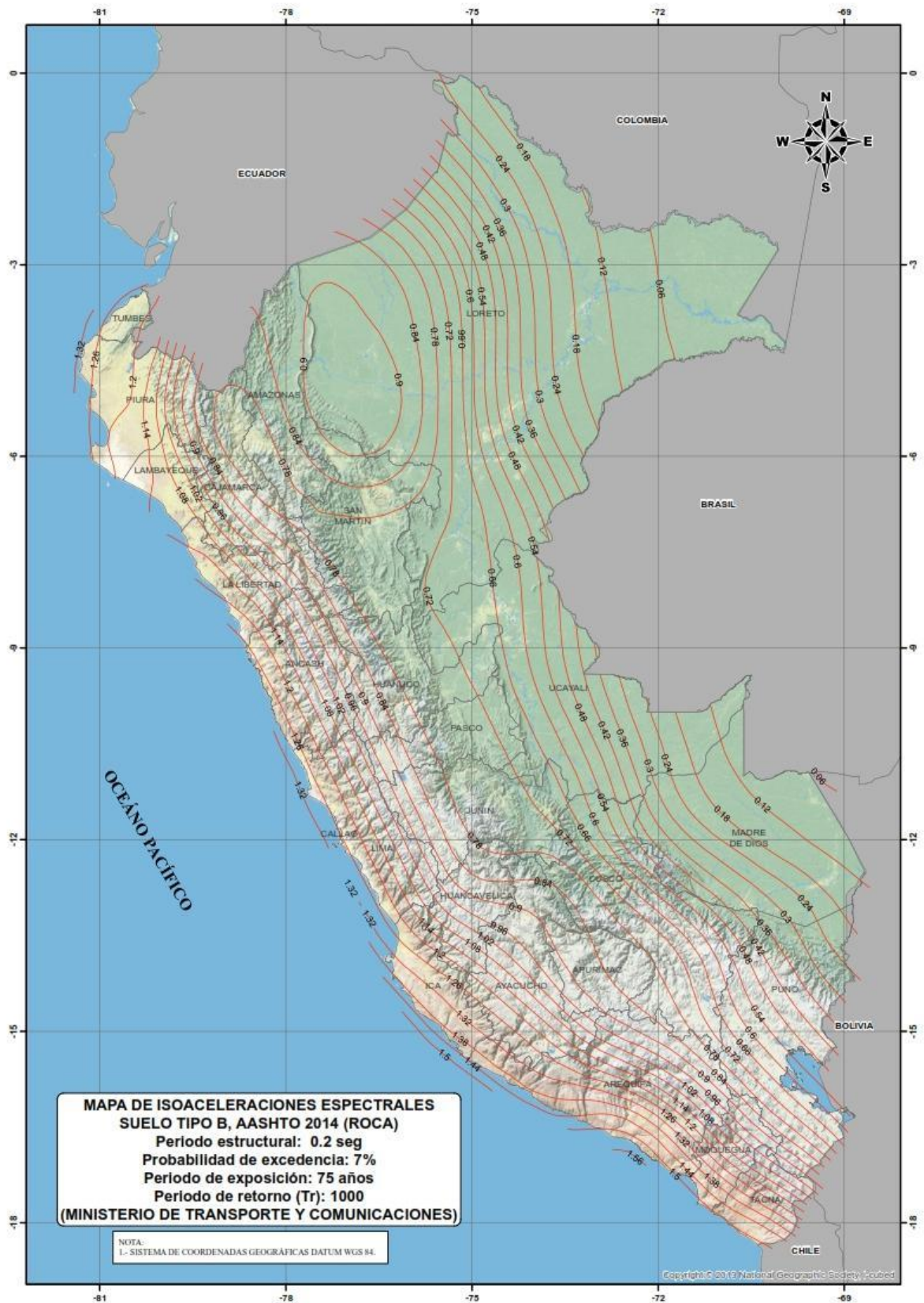


Figura A.23. Mapa de isoaceleraciones espectrales en suelo tipo B (Roca) para un periodo estructural de 0.2 s (Tomado del Manual de Puentes del MTC 2018).

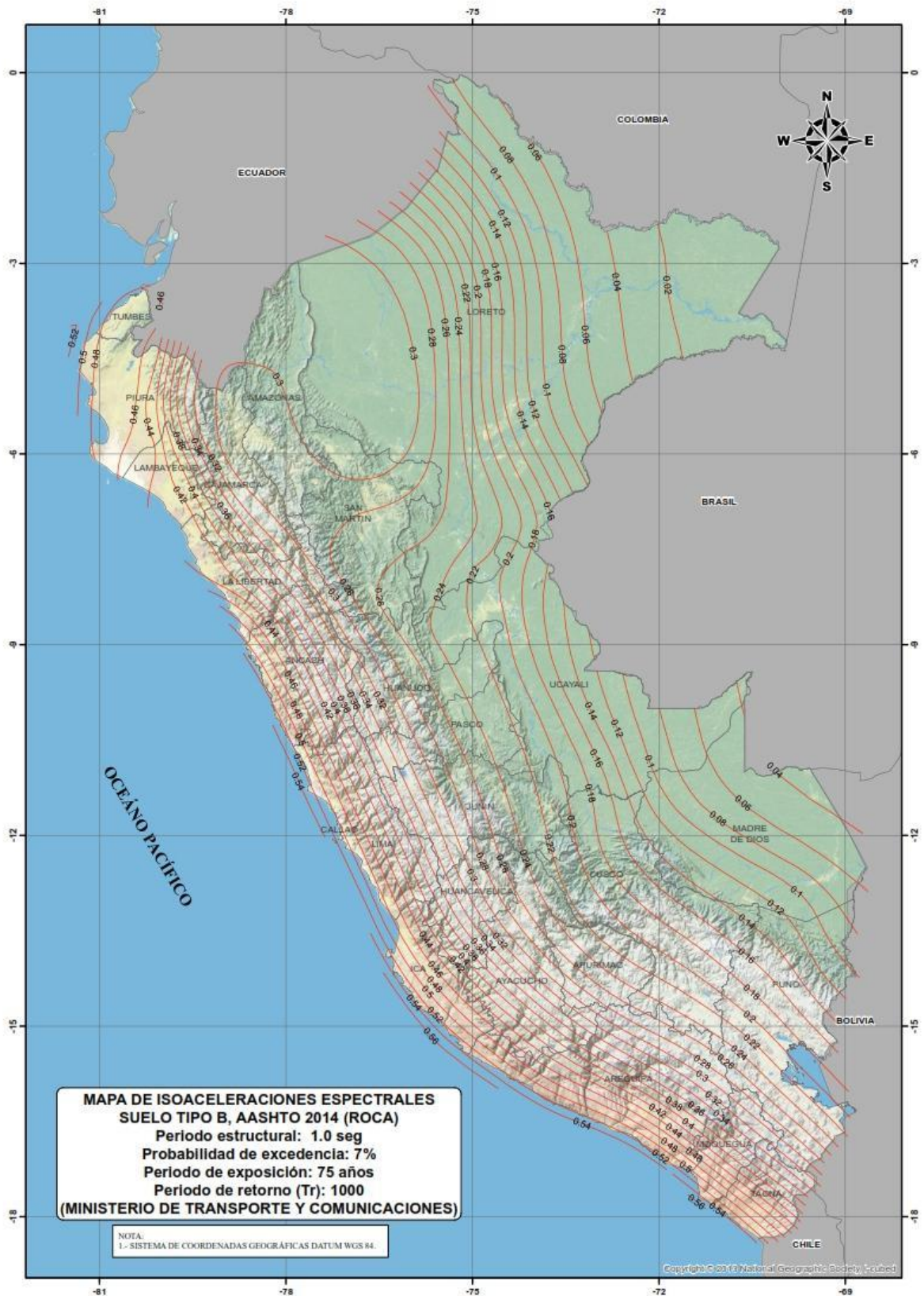


Figura A.24. Mapa de isoaceleraciones espectrales en suelo tipo B (Roca) para un periodo estructural de 1.0s (Tomado del Manual de Puentes del MTC 2018).

ANEXO 4: PLANOS

Plano N° 01: Vista General-Puente Preesforzado 1

Plano N° 02: Vista General-Puente Preesforzado 2

Plano N° 03: Subestructura Puentes Preesforzados (Común para ambos puentes)

Plano N° 04: Armadura de losa de Concreto Armado (Común para ambos puentes)

Plano N° 05: Detalle de Viga Prefabricada (Común para ambos puentes)