



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
VICE RECTORIA INVESTIGACION Y DESARROLLO
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO



PROGRAMA DE MAESTRIA INGENIERIA ESTRUCTURAL Y SISMICA

**TESINA PARA OPTAR EL TITULO DE
MASTER INGENIERIA ESTRUCTURAL Y SISMICA**

**“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN PUENTE
ATIRANTADO MEDIANTE EL MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN
DESPLAZAMIENTOS”**

**PRESENTADO POR:
ING. MARCOS ALAKA QUISPE**

**TUTOR:
PH.D. P.E. ING. MANUEL COLL BORGIO**

BOLIVIA OCTUBRE 2021

DEDICATORIA

Dedico esta tesina a mi esposa Elvira y a mi hija Eimy Rosa, a mis padres Rosa y Benigno, quienes permanentemente me apoyaron para culminar esta maestría.

Menciono un verso bíblico dedicado a todos aquellos que se esfuerzan para lograr un objetivo “Mira que te mando que te esfuerces y seas valiente; no temas ni desmayes, porque Jehová tu Dios estará contigo...” Josué 1:9

AGRADECIMIENTOS

A Dios Todopoderoso por darme salud, sabiduría y mucha paciencia para culminar este trabajo.

A mi esposa Elvira Bustamante y a mi hija Eimy Rosa por ser tan pacientes todo este tiempo y comprender que superarse es importante. Gracias por impulsarme a pesar del poco tiempo que uno dispone por el trabajo.

A mis padres Benigno y Rosa por su apoyo permanente.

Finalmente a mi tutor Ing. Ph.D. Manuel Coll Borgo por sus sugerencias y orientaciones durante el desarrollo del presente trabajo.

Marcos Alaka Quispe

RESUMEN

Los puentes atirantados al ser clasificados como puentes no convencionales requieren un estudio detallado y muy amplio. En este sentido para la evaluación sísmica de un puente se presenta la metodología de diseño basado en desplazamientos, que deriva del diseño por capacidad. Este procedimiento permite realizar simultáneamente el análisis y el diseño estructural tomando en cuenta varios parámetros importantes tales como propiedades de los materiales constitutivos, identificación del elemento de cedencia, diseño del elemento, ductilidad y verificación de la relación demanda/capacidad.

Para la evaluación del puente atirantado al ser estructuras altamente flexibles, necesariamente se realiza análisis no lineal tomando en cuenta dos fuentes de no linealidad: no linealidad de los materiales y no linealidad geométrica.

El diseño sismorresistente, como es el método basado en desplazamientos, utiliza en principio un espectro elástico de diseño el cual se lleva a espectro inelástico con el factor de modificación de respuesta R , se reduce la demanda sísmica para permitir que la estructura incurra en el rango no lineal. Los elementos de cedencia son diseñados con el espectro inelástico, luego se verifica la relación demanda/capacidad que debe ser menor a 1 para cada nivel del pilón. En caso de realizar análisis de la respuesta en el tiempo, deben escalarse el par de registros a nivel del espectro elástico de diseño.

En este estudio, la demanda sísmica o espectro elástico de diseño ha sido calculado en base a siete registros sísmicos tomando solo componentes horizontales, el espectro elástico de diseño produce en la estructura desplazamientos de demanda máximos en ambas direcciones. Para conocer la capacidad de la estructura, una vez diseñadas las columnas, se procede con análisis sísmico estático no lineal del conjunto del puente aplicando Pushover, se asignan rotulas plásticas a los diferentes niveles del pilón y se empuja la estructura con fuerzas laterales longitudinales y transversales, calculándose finalmente la curva de capacidad o curva Pushover. En la curva de capacidad se conocen dos puntos importantes, la capacidad en cedencia y la capacidad última con sus respectivos desplazamientos y fuerzas cortantes.

El método basado en desplazamientos consiste en comparar la capacidad de desplazamientos de la estructura versus desplazamientos de demanda, entonces un concepto muy importante para este método es la ductilidad del elemento de cedencia que permite que la estructura tenga la capacidad de deformarse para resistir esfuerzos tanto que puede deformarse hasta llegar al colapso.

Este trabajo presenta esta metodología para evaluar el comportamiento sísmico de un puente atirantado con total transparencia y legalidad comparado con otros estudios.

En el capítulo 1 se hace un prelude al tema destacando el desarrollo de este tipo de proyectos en el país, también se contextualiza las características generales de los puentes atirantados, predimensionamiento de este tipo de estructuras y su comportamiento general antes de la evaluación sísmica.

En los capítulos 2 y 3 se destacan conceptos básicos y consideraciones importantes previos a la evaluación sísmica de la estructura, tales como la filosofía actual del diseño sismorresistente, aplicación de normas, combinación de cargas adecuadas. Se destaca la conexión entre la subestructura y superestructura a través de aislamiento sísmico que luego se incluye en la evaluación sísmica global de la estructura. También se analiza el tipo de cimentación y su acople al pilón siendo este un punto importante en el diseño basado en desplazamientos. No se toma en cuenta interacción suelo-estructura por el tipo de suelo presente en la zona del proyecto. Se detalla la selección y análisis de registros sísmicos para estimar el espectro elástico de diseño.

El capítulo 4 describe el procedimiento del método de diseño basado en desplazamiento, se describen los métodos de análisis no lineal, mecanismo de plastificación en el elemento de cedencia, capacidad de la estructura y su respectiva comparación con la demanda de desplazamiento.

En los capítulos 5 y 6 se muestra la aplicación respectiva del método y su procedimiento como tal a un puente cuyo emplazamiento se definió con un levantamiento topográfico en campo. Cada puente tiene su particularidad morfológica y su respectivo análisis y diseño sísmico por lo que éste no es la excepción. Asimismo, se detalla un adendum para complementar este trabajo.

Se incluye varios apéndices. El apéndice 1 detalla el emplazamiento del puente. El apéndice 2 al levantamiento topográfico, el apéndice 3 se describe partes estructurales del puente. En el apéndice 4 se detalla la selección y cálculo del espectro elástico de diseño, el apéndice 5 corresponde al cálculo de los aisladores sísmicos que se incluyen como conexión entre superestructura y subestructura, y finalmente en el apéndice 6 se desglosa análisis por efecto bidireccional $100F_x + 30F_y$, es decir, 100% de fuerzas sísmicas en un sentido y 30% en el otro.

Para finalizar, que este trabajo sea un pequeño aporte al mundo del conocimiento e investigación, un trabajo sencillo y transparente donde no se detalla ecuaciones o fórmulas para no cansar al lector; es posible adentrarse en el diseño no lineal de estructuras sin necesidad de recurrir a métodos complejos. De puentes atirantados se habla mucho pero poco se ha plasmado específicamente en normas o códigos. Culmino citando las palabras del Dr. K. Terzaghi "Quien tenga el suficiente conocimiento teórico, pero carezca de la experiencia práctica es un peligro público para la sociedad".

El autor
Sucre, Bolivia
Octubre de 2021.

ÍNDICE

DEDICATORIA.
AGRADECIMIENTOS.
RESUMEN.
LISTA DE TABLAS.
LISTA DE FIGURAS.
LISTA DE SIMBOLOS.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.	1
1.1 Introducción.	1
1.2 Antecedentes.	2
1.3 Justificación.	2
1.4 Objetivos.	4
1.5 Marco teórico.	4
1.6 Metodología.	6
CAPÍTULO II. CONCEPTOS BÁSICOS.	7
2.1 Dimensionamiento y comportamiento estructural de puentes atirantados	7
2.2 Filosofía del diseño sismorresistente.	12
2.3 Introducción al diseño basado por desplazamientos.	15
2.4 Códigos y normas de diseño que aplican el método por desplazamientos para puentes atirantados.	16
2.5 Combinación de cargas para puentes atirantados.	17
2.6 Zonas sísmicas y categorías de diseño sísmico SDC.	19
CAPÍTULO III. CONSIDERACIONES IMPORTANTES PARA EL DISEÑO SÍSMICO DEL PUENTE ATIRANTADO.	20
3.1 Propiedades mecánicas de los materiales constitutivos.	20
3.2 Estados límite en los elementos de concreto reforzado bajo acción de Fuerzas de flexocompresión.	24
3.3 Configuración de la subestructura y superestructura.	25
3.4 Conexión entre superestructura y subestructura.	25
3.4.1 Aislamiento sísmico.	27
3.5 Sistema de cimentación de la subestructura.	28
3.5.1 Restricciones geotécnicas.	29
3.6 Diagramas momento-curvatura y momento-rotación.	30
3.7 Ductilidad.	37
3.7.1 Coeficiente de ductilidad R.	40
3.8 Selección y análisis de registros sísmicos.	41
3.9 Demanda sísmica o espectro de diseño para la zona del puente.	42

CAPÍTULO IV. FORMULACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.	43
4.1 Principios fundamentales del método basado en desplazamientos.	43
4.2 Clasificación y tipo de puente para análisis del método.	48
4.3 Escalamiento de registros sísmicos para análisis de respuesta en el tiempo.	48
4.4 Estimación del detalle de la armadura.	48
4.5 Comportamiento elástico y no lineal.	50
4.6 Métodos de análisis no lineal.	50
4.7 Mecanismo de rotula plástica y longitud de plastificación.	54
4.7.1 El código ASCE 41-13 y su aplicación a elementos de concreto reforzado.	58
4.8 Demanda de desplazamiento y capacidad de desplazamiento.	60
4.9 Comparación de la demanda versus capacidad.	61
CAPÍTULO V. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AL CASO DEL PUENTE ATIRANTADO.	62
5.1 Puente vehicular San Cristóbal-Max Toledo.	62
CAPITULO VI. ADENDUM.	115
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	125
APÉNDICES.	129
ANEXOS.	151
BIBLIOGRAFÍA.	161

LISTA DE TABLAS.

Tabla 3.7.1.1 Valores de demanda de ductilidad de desplazamiento μ_D (tomado de LRFD WSDOT 2014).	40
Tabla 3.7.1.2 Valores de factores de modificación de respuesta R (tomado de AASHTO LRFD 2014).	41
Tabla 4.1 Enfoque general del método basado en desplazamientos (tomado de tomado de AASHTO LRFD 2013).	46
Tabla 4.7 Valores de la curvatura plástica correspondiente a varios estados límites en columnas y vigas de hormigón reforzado (AASHTO 2014)	57

LISTA DE FIGURAS.

Figura 2.1. Esquema longitudinal de pilones (Jacques Mathivat, 1980).	7
Figura 2.2. Esquema transversal del pilón (Jacques Mathivat, 1980).	7
Figura 2.3. Configuración del atirantamiento en la disposición longitudinal.	8
Figura 2.4. Configuración del atirantamiento en la disposición transversal.	8
Figura 2.5. Dimensiones de los tramos de compensación y altura pilón (Jacques Mathivat, 1980).	9
Figura 2.6. Secciones de tablero comúnmente usadas (J. Manterola, 2006).	10
Figura 2.7. Mecanismo de transferencia de cargas en puentes atirantados (J. Manterola, 2006, Jacques Mathivat, 1980).	11
Figura 2.8. No linealidad geométrica de puentes atirantados debido a su flexibilidad (J. Manterola, 2006, Jacques Mathivat, 1980).	11
Figura 2.9. Analogía de la cadena para el diseño por capacidad (Paulay y Priestley, 1992).	14
Figura 2.10. Cálculo del nivel de fuerza de diseño y la demanda de desplazamiento en el método basado en desplazamiento (tomado de AASHTO LRFD 2013).	15
Figura 3.1. Confinamiento por aros cuadrados y hélices: (a) aro cuadrado (b) hélice (R. Park y T. Paulay, 1988).	21
Figura 3.2. Curvas esfuerzo-deformación para cilindros de hormigón (tomado de Kent y Park).	22
Figura 3.3. Eficiencia del confinamiento debido al espaciamiento del acero transversal (Tomando de R. Park y T. Paulay, 1988).	22
Figura 3.4. Curvas esfuerzo-deformación para hormigón confinado y no confinado para cualquier forma de sección modelo de Mander (Priestley, Seible y Calvi, 1996).	23
Figura 3.5. Curvas esfuerzo-deformación del acero (Tomando de R. Park y T. Paulay, 1988).	23
Figura 3.6. Principales tipos de cables utilizados en puentes atirantados (tomado de Niels J. Gimsing y Christos T. Georgakis, 2011)	24
Figura 3.7. Curva idealizada Momento-Curvatura para una sección simplemente reforzada que falla a tracción y ajustado a un modelo bilineal (R. Park y T. Paulay, 1988).	25
Figura 3.8. Tipos de puentes por tipo de conexión entre superestructura y subestructura (tomado de Carlos Jurado Cabañes, 2013).	26
Figura 3.9. Tipos de puentes por conexión entre superestructura y subestructura (tomado de Carlos Jurado Cabañes, 2013).	26
Figura 3.10. Respuesta sísmica de la estructura por tipo de conectividad entre superestructura y subestructura (Carlos Jurado Cabañes, 2013).	27
Figura 3.11. Sistema de cimentación de la subestructura (fuente propia).	29
Figura 3.12. Restricciones de la cimentación (fuente propia).	29
Figura 3.13. Deformación de un miembro a flexión (tomado de R. Park y T. Paulay, 1988)	30
Figura 3.14. Relaciones $M-\phi$ para secciones de un elemento de hormigón reforzado (R. Park y T. Paulay, 1988).	31

Figura 3.15. Determinación teórica momento-curvatura (tomado de R. Park y T. Paulay, 1988)	32
Figura 3.16. Curvatura en una columna debido a fuerza axial y flexión (tomado de R. Park y T. Paulay, 1988)	34
Figura 3.17. Curvas momento-curvatura de secciones de columna para distintos niveles de carga axial (T. Park y Paulay, 1988).	34
Figura 3.18. Diagramas momento-curvatura para carga máxima y mínima (fuente propia).	35
Figura 3.19. Diagrama de interacción P-M generado por software CSIBridge para sección circular.	36
Figura 3.20. Diagrama de interacción P-M de la sección circular (elaboración propia en base a resultados CSIBridge).	36
Figura 3.21. Diagramas momento-curvatura para secciones de columna circular en niveles de carga axial Pmax y Pmin (elaboración propia en base a resultados CSIBridge).	37
Figura 3.22. Respuesta dúctil de una estructura (Jingsong Liu, 2017).	38
Figura 3.23. Comparación de desplazamientos de una estructura elástica versus otra dúctil (Jingsong Liu, 2017).	38
Figura 3.24. Factor de ductilidad (Jingsong Liu, 2017).	39
Figura 3.25. Valores aproximados de factores de ductilidad μ (Jingsong Liu, 2017).	39
Figura 4.1. Puente de dos vanos sujeto a movimiento longitudinal del suelo debido al sismo (tomado de AASHTO LRFD 2014).	43
Figura 4.2. Modelo de masa de resorte de un solo grado de libertad para puente en dirección longitudinal (tomado de AASHTO LRFD 2014).	43
Figura 4.3. Secciones típicas usadas en un pilón (fuente propia).	49
Figura 4.4. Detalles de la armadura estructural para diseño sísmico (tomado de AASHTO LRFD 2014).	49
Figura 4.5. Espectro tradicional versus espectro de capacidad en formato ADRS (tomado de ATC 40, pag. 8-12).	52
Figura 4.6. Espectro de capacidad bilineal en formato ADRS (ATC 40).	53
Figura 4-7. Mecanismo de rótula plástica para una columna en voladizo (tomado de AASHTO LRFD 2014).	54
Figura 4-8. Etapas de una rótula plástica (tomado de AASHTO LRFD 2014).	55
Figura 4-9. Relación generalizada fuerza-deformación para elementos de hormigón o componentes (tomado de ASCE 41-13).	59
Figura 5.1. Dimensionamiento longitudinal y transversal del puente.	62
Figura 5.2. Detalle de pilón y otros elementos (modelo en CSIBridge).	63
Figura 5.3. Curvas esfuerzo-deformación del hormigón para el modelo de Mander (fuente CSIBridge).	64
Figura 5.4. Curva esfuerzo-deformación del acero (CSIBridge).	64
Figura 5.5. Sección transversal y disposición de aceros de refuerzo para columnas del pilón (fuente propia).	66
Figura 5.6. Sección transversal de vigas de arriostre inferiores y superiores (fuente propia).	66

LISTA DE SIMBOLOS.

A_{min}: área mínima de acero de postesado para tirantes.
ADRS: aceleración espectral versus desplazamiento espectral (siglas en ingles).
ADTT: valores de tráfico promedio diario de vehículos en carreteras.
BR: fuerza de frenado vehicular.
c: amortiguamiento constante, asumiendo puente amortiguado viscosamente.
DC: peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.
DW: peso propio de la carpeta de rodadura.
E_c: modulo elástico del hormigón reforzado:
E_{cp}: modulo elástico del hormigón postesado:
EQ: carga sísmica.
E_{SP}: modulo elástico del acero de postesado 197,000 MPa por AASHTO.
E_S: modulo elástico del acero de refuerzo se toma mínimo 200,000 MPa.
f'_c: resistencia promedio de hormigón reforzado.
f'_{cc} = resistencia del concreto confinado.
f'_{cp}: resistencia promedio de hormigón postesado.
F_{pmax}: fuerza máxima de utilización en tirantes de 40-45% de f_{pu}.
f_{pu}: tensión ultima de rotura del acero de postesado, según AASHTO LRFD 2012 se toma un valor mínimo de 1860 MPa.
f_y: fluencia del acero grado 60.
F_y: en la curva de capacidad, fuerza de cedencia.
F: fuerza lateral aplicada a la estructura.
F_d: en la cadena eslabonada, fuerza en el elemento dúctil (Paulay y Priestley).
F_{id}: en la cadena eslabonada, fuerza en el elemento frágil (Paulay y Priestley).
F_{py}: es la fluencia del acero de postesado, igual a 0.90F_{pu} (AASHTO LRFD).
F_{pu}: fuerza de rotura del acero de postesado.
F_u: en la curva de capacidad, fuerza última.
FEE: Terremotos de evaluación funcional, periodo de retorno de 210 años.
H: altura del pilón por encima del tablero, según J. Manterola, Jacques Mathivat et al. es aproximadamente igual a 0.20 de L.
IM: incremento de carga dinámica vehicular.
k: rigidez lateral de la estructura.
kd: profundidad del eje neutro, distancia de la fibra extrema al eje neutro.
L: longitud total del puente atirantado.
L_c: longitud o tramo de compensación del puente atirantado, según J. Manterola, Jacques Mathivat et al. se toma aproximadamente 0.2 a 0.3 de L_p.
L_p: longitud o tramo principal del puente atirantado.
L_p: longitud de la rótula plástica equivalente.
M: momento flexionante.
M_u: momento flexionante ultimo.
M_y: momento en cedencia.
m: masa total del puente concentrado en un solo punto.
LL: carga viva, AASHTO LRFD es el vehículo HL-93, tándem y carga de carril.
p: carga axial aplicada al elemento fusible.
P: peralte total del tablero, según J. Manterola, Jacques Mathivat et al, se toma aproximadamente la relación canto/luz igual a P/L=1/190; 1/210; 1/477.

PGA: aceleración máxima del suelo.
PL: carga viva peatonal.
Q: carga total mayorada, especificación AASHTO LRFD 2012.
Qi: fuerza interna, especificación AASHTO LRFD 2012.
R: radio de curvatura.
Sd: desplazamiento espectral.
Sa: aceleración espectral.
SEE: Terremoto de Evaluación de Seguridad, periodo de retorno 1000 años.
SW: carga de viento sobre la estructura.
SDC: categoría de diseño sísmico, especificado en AASHTO LRFD 2013.
Tc: fuerza de tensión en tirantes para el estado límite de servicio 1.
TG: fuerzas debidas a gradiente de temperatura.
 γ : factor de carga, especificado en AASHTO LRFD 2012.
 γ_{EQ} : factor de carga para carga viva, según WSDOT LRFD de 2014 y reporte 489 de NCHRP establecen un valor de 0.50 para ADTT.
 γ_{ho} : peso específico del hormigón, según AASHTO LRFD 2012 es 2400 kg/m³.
 Δ : desplazamiento de la estructura.
 $\Delta_{demanda}$: desplazamiento de demanda de la estructura debido a sismo.
 $\Delta_{capacidad}$: capacidad de desplazamiento de la estructura.
 Δ_e : desplazamiento elástico.
 Δ_{yi} : desplazamiento de cedencia, en algunas ecuaciones es Δ_{yield} .
 Δ_p : desplazamiento plástico.
 Δ_u : desplazamiento último.
 ϵ_c : deformación del hormigón en la fibra extrema a compresión.
 ϵ_s : deformación del acero en tensión.
 ϵ_{cu} : tensión de compresión del concreto final para el concreto.
 η : modificador de carga, especificado en AASHTO LRFD 2012.
 η_D : factor relacionado con la ductilidad de la estructura (AASHTO LRFD 2012).
 η_R : factor relacionado con la redundancia de la estructura (AASHTO LRFD 2012).
 η_I : factor relacionado con la importancia operativa del puente.
 μ : factor de ductilidad por desplazamientos.
 μ_D : ductilidad de demanda de desplazamientos (WSDOT LRFD 2014).
 \ddot{u}_g : aceleración del suelo, historia de tiempo del terremoto.
 \dot{u} : velocidad de la masa con relación al suelo.
 u : desplazamiento de la masa con relación al suelo.
 ϕ : curvatura del elemento, es la relación 1/R, también se usa φ .
 ϕ_p : curvatura plástica.
 ρ_s : volumetría de acero transversal.
 Ω : factor de sobrerresistencia.

CAPITULO 1. INTRODUCCION.

1.1 Introducción.

El proyecto del puente atirantado se ubica en la ciudad de Sucre, emplazada en un valle a 2700 m.s.n.m., pertenece a la zona subandina de Bolivia. Por sus características topográficas tiene serranías, pequeños ríos y cañones. Localmente servirá para unir dos zonas populosas de la ciudad que, por la topografía accidentada del sector y presencia de un cañón, impiden que se vinculen. Actualmente el tráfico vehicular en esta zona de la ciudad produce grandes embotellamientos siendo un problema para la ciudadanía, entonces existe la necesidad de plantear y construir un puente que vincule estos dos barrios para descongestionar y aliviar el tránsito vehicular y reducir tiempos de viaje.

Por otra parte, cabe señalar que en Bolivia el desarrollo de la red vial ha sido significativo en los últimos 30 años, por su configuración variada de cordillera y selva, el cruce de zonas de montaña y presencia de grandes ríos navegables y condiciones ecológicas en muchos casos estrictas obligan que las configuraciones de los puentes sean cada vez más largos con pocos apoyos y grandes alturas tal el caso de los atirantados.

Los puentes atirantados, como otros tipos de estructuras, no son eternos y están expuestos a acciones de sismos, vientos y a la evolución de cargas vivas. Los puentes atirantados debido a su propia naturaleza flexible de la superestructura y al sistema de suspensión por medio de cables, hace necesario realizar diseños acordes para conocer con precisión la evaluación del comportamiento de estas estructuras ante estas acciones, que posteriormente conducirá a metodologías precisas para realizar los trabajos de mantenimiento y conservación.

De acuerdo a información del Observatorio de San Calixto y reportes del USGS de los Estados Unidos, la ciudad está emplazada en una zona de amenaza sísmica intermedia, por lo que proyectar cualquier tipo de estructura, más aún tratándose de un puente sea convencional o no convencional, los criterios de diseño deben buscar estructuras seguras y con comportamiento sísmico adecuado.

El diseño sismorresistente de puentes se ha fundado tradicionalmente en el uso de métodos basados en fuerzas u otros métodos. No obstante, la evolución de estos métodos, debe aclararse que actualmente todavía se aplican en ingeniería de puentes, se mantienen algunas suposiciones que no son del todo ciertas lo que ha conllevado a sobrediseños y en otros casos a subdiseños, esto ha derivado en nuevos planteamientos de diseño particularmente en el control de desplazamientos de la estructura de lo cual surge el llamado diseño basado en desplazamiento el cual es motivo del presente estudio.

1.2 Antecedentes.

Los puentes vehiculares son obras de ingeniería de las que se requiere su integridad estructural y accesibilidad después de un evento sísmico. Sin embargo, en el transcurso de los años se ha demostrado que estos sistemas son muy vulnerables, lo cual quedó de manifiesto tras la ocurrencia de grandes terremotos como por ejemplo en Estados Unidos el sismo de San Fernando (1971), Loma Prieta (1989), Northridge (1994), en Japón el sismo de Kobe (1995) y en Taiwán (1999), al paso de estos sismos muchos edificios y puentes vehiculares quedaron seriamente dañados. Quedó claro que los puentes, por su importancia estratégica de comunicación urbana e interurbana, son sistemas estructurales que deben diseñarse para garantizar su uso para las comunicaciones de emergencia de la población o tengan intervención mínima para su rehabilitación posterior al terremoto.

Las lecciones aprendidas de los terremotos muestran que las subestimaciones en la demanda sísmica han jugado un rol fundamental, así como las deficiencias encontradas en los diseños estructurales. Sin embargo, gracias a estas lecciones se ha podido avanzar en la consolidación de nuevas propuestas de diseño y normativas más racionales como es el método basado en desplazamientos.

El procedimiento de diseño por desplazamientos se ha desarrollado en estos últimos años, hoy en día esta filosofía está siendo aplicada con el objetivo de mejorar las deficiencias de diseños basados en otras metodologías. Conceptos de ductilidad y disipación de energía juegan hoy un rol importantísimo en esta nueva filosofía de diseño.

Por otra parte, muchas estructuras de Ingeniería Civil se encuentran en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, por lo tanto, los criterios de diseño deben buscar estructuras que tengan un comportamiento sísmico apropiado teniendo en cuenta su importancia para la sociedad, que sean viables económicamente y que sus reparaciones después del paso del sismo no sean costosas. Entonces, los puentes deben proyectarse utilizando metodologías de diseño basadas en su desempeño, que permitan al evaluador y diseñador estimar el nivel de daño esperado.

Finalmente, el método basado en desplazamientos hoy en día está siendo utilizado en el diseño de puentes convencionales tales como puentes rectos con tableros continuos y puentes de menor magnitud, pero muy poco en puentes no convencionales como atirantados, colgantes y arcos.

1.3 Justificación.

En la actualidad una mayoría de nuestros países han emprendido un proceso acelerado de desarrollo de sus infraestructuras de transporte que son generalmente inversión estatal para beneficio de la población en general, este desarrollo incluye construcción de puentes vehiculares de toda índole. La gran

mayoría de estas estructuras se encuentran en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, por lo que los criterios de diseño deben buscar estructuras que tengan un comportamiento sísmico apropiado y que sean viables económicamente.

Hoy las metodologías vigentes para el diseño sísmico de puentes se basan en dimensionar una estructura para que sus elementos disipen las fuerzas producidas principalmente por sismos en el rango elástico y otros en el rango inelástico permitiendo deformaciones sin alcanzar el colapso.

El concreto reforzado es un material no homogéneo compuesto por dos materiales de diferentes características mecánicas: el acero y el concreto. Sin embargo, ambos materiales presentan un comportamiento no lineal que merece ser evaluado para poder cumplir con los requisitos de un adecuado diseño sismorresistente, es decir, conociendo las propiedades de las secciones de los elementos estructurales y la configuración estructural se pueda prever que se produzca algún daño estructural mediante la disipación de energía cuando este se deforma produciéndose desplazamientos sin que se presente el colapso de la estructura.

Se propone entonces una metodología llamada diseño basado en desplazamientos aplicado a un puente atirantado; para este propósito se aplicará el procedimiento de análisis sísmico estático no lineal a través de Pushover para evaluar el comportamiento sísmico. Este procedimiento analiza la capacidad de la estructura y su elemento de cedencia, basado en sus propiedades, predimensionamiento inicial, empuje de la estructura con fuerzas laterales, análisis de curvaturas y ductilidades para calcular los desplazamientos de capacidad del puente. Esta capacidad será verificada con fuerzas que generará la demanda sísmica través de un espectro de diseño de la zona del sitio del proyecto.

Esta metodología permite realizar simultáneamente la evaluación y el diseño estructural con algunos parámetros importantes. Las propiedades de la estructura se obtienen con la geometría de la sección, las curvas esfuerzo-deformación de los materiales constitutivos del concreto y el acero, la cantidad de refuerzo y el valor estimado de la fuerza axial y fuerza lateral que actúa sobre el elemento.

Teniendo en cuenta lo anterior, nos preguntamos ¿para qué sirve este tema? sirve para conocer la eficacia del método basado en desplazamientos aplicado a un puente atirantado que permita estimar el desempeño de la estructura ante un evento sísmico en términos del nivel de daño esperado.

¿A quién le sirve? a aquellos ingenieros e investigadores de puentes cuyos proyectos se encuentran en zonas de amenaza sísmica intermedia o alta.

La importancia de este trabajo radica en la evaluación de un puente atirantado por el método de desplazamientos y su eficacia para este tipo de estructuras considerando el nivel de riesgo sísmico debido a la demanda sísmica y que la estructura debe absorber.

1.4 Objetivos.

El objetivo principal o general de esta investigación es evaluar y conocer el comportamiento sísmico de un puente atirantado aplicando el método de diseño basado en desplazamiento.

Como objetivos específicos:

- Evaluar la zona de emplazamiento del puente vehicular. Este objetivo es muy importante porque se determinará la longitud del puente y la definición del tipo de puente atirantado, con una pila o dos pilas, céntrico o excéntrico.
- Análisis de registros sísmicos de acelerógrafos de la región. Lamentablemente no se tiene información de registros sísmicos de Bolivia, se recurre a Perú por las similitudes que existen entre ambos países en sus zonas andina, subandina y selva. Se tomarán siete sismos con magnitudes superiores a 5 Mw de los dos últimos años proporcionados por el Instituto Geofísico del Perú. Estos sismos serán seleccionados considerando varios parámetros.
- Análisis de las diferentes normativas y determinar cuáles son válidas para el caso de puentes atirantados.
- Determinar la demanda sísmica y la capacidad del puente en base al método.
- Identificar el código nacional o americano aplicado a puentes del tipo atirantado, esto es importante puesto que todo diseño se rige a una norma.
- Evaluación del comportamiento sísmico de un puente atirantado a través del método de diseño basado en desplazamiento y con softwares de apoyo tales como el CSIBridge (principal), SAP 2000, Seismomatch, Matlab y otros.

1.5 Marco teórico.

Los puentes con luces grandes son evaluados de forma conservadora a través de dos métodos: método basado en fuerzas y método basado en desplazamientos y de los procedimientos existen los estáticos no lineales y los dinámicos no lineales. Otro aspecto importante es la economía, si se requiere que la estructura tenga una respuesta estructural netamente elástica, la estructura será muy cara. Lo que se requiere es que el puente tenga un buen comportamiento estructural pero que sea económica y para esto los métodos están incursionando en el rango no lineal.

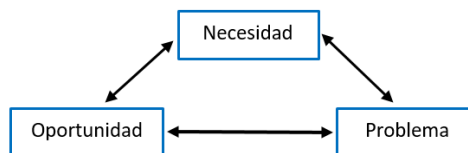
Hoy el análisis de estructuras en el rango no lineal es cada vez más importante, la estructura debe ser capaz de disipar energía a través de alguno de sus elementos, en este caso a través de los pilones, también puede recurrirse al uso de dispositivos de disipación de energía por aislamiento de base entre la subestructura y la superestructura y evaluar globalmente la estructura.

La demanda sísmica que producirá desplazamientos máximos en la estructura será con el espectro elástico de diseño de la zona de sitio del proyecto que será estimado en base a un número conveniente de sismos de la región. El espectro elástico se llevará a espectro inelástico con algún factor de reducción de manera se permita que la estructura incurra en el rango no lineal.

El método basado en desplazamientos requiere como apoyo un procedimiento de diseño estructural para estimar la capacidad de la estructura, existen los estáticos no lineales y dinámicos no lineales. Los puentes atirantados por su naturaleza tienen comportamiento no lineal, su no linealidad tiene dos fuentes importantes: no linealidad de los materiales y no linealidad geométrica. Para calcular la capacidad de la estructura será a través de análisis sísmico estático no lineal empujando la estructura con fuerzas laterales. En la combinación de cargas se incluirá el espectro inelástico de manera se permita que la estructura incurra en el rango no lineal y obtener la capacidad desplazamientos del puente.

Resulta muy importante en puentes atirantados un adecuado diseño conceptual que tome en cuenta seriamente los aspectos en zonas de sismicidad moderada a alta. En este sentido, es importante resaltar que el mejor desempeño sísmico será aquel que esté relacionado con la estructura que tenga mayor uniformidad, sencillez y simetría, cuando se cumplen estos requisitos, el desempeño es satisfactorio. El problema del buen comportamiento sísmico de un puente, no se resuelve evaluando la estructura con procedimientos complejos y tediosos de cálculo, sino por simpleza y armonía que son sinónimos de buen desempeño.

Entonces, tres aspectos están muy relacionados en el marco teórico y que a continuación se indican.



Problema, plantear el tipo de puente para dar solución al tráfico vehicular entre dos zonas de la ciudad y verificar la efectividad del método elegido en el diseño y evaluación sísmica del puente.

Necesidad, cuando nos referimos al método basado en desplazamientos, surge la necesidad de conocer las bondades y desventajas del mismo cuando se aplica en la evaluación del comportamiento de puentes de grandes luces como es un atirantado.

Oportunidad, con esta investigación será oportuno conocer el método basado en desplazamientos desde la perspectiva teórica y práctica aplicada a puentes no convencionales. Muchos puentes pequeños convencionales en la actualidad están siendo diseñados por este método, pero de a poco se avanzan en puentes de grandes luces.

La ductilidad es otro concepto muy sustentado en el método basado en desplazamientos. Los modos de daño dúctil generalmente implican el desempeño del sistema de cedencia del puente y la correspondiente deformación plástica en estos elementos. Una vez que se produce el desempeño, los desplazamientos en el puente no pueden exceder la capacidad de los elementos, incluso durante terremotos muy grandes. Esta acción tipo fusible se puede lograr de manera segura y evitar el colapso si el puente está diseñado y detallado para deformaciones inelásticas. Entonces según la metodología basada en desplazamientos, se permiten daños pero estos deben ser controlados, sino se controlan la estructura tendrá un mal funcionamiento o colapso. Otro concepto importante en el marco referencial es el sismo de diseño, la filosofía de diseño actual acepta el hecho de que un puente se dañará y se comportará de manera inelástica durante el terremoto de diseño, un evento con un período de retorno de 1,000 años es aceptado y establecido en todas las normas y códigos.

Finalmente, en la evaluación de la estructura se tienen pocas opciones sobre la demanda, la mayor parte del esfuerzo de diseño se destina a proporcionar la capacidad suficiente a la estructura para satisfacer la demanda. Si bien este método significa una notoria mejora con respecto a otros, sin embargo, aún implica una suposición muy importante que debe ser revisada para la aplicabilidad del método. Dicha suposición es que la demanda de desplazamiento se calcula con análisis elásticos lineales y propiedades fisuradas.

En resumen, el método basado en desplazamiento, se basa fundamental en dos conceptos: desplazamiento de la estructura producida por fuerzas sísmicas y la capacidad de la estructura de absorber dichos desplazamientos incursionando en el rango inelástico.

1.6 Metodología.

En la presente investigación, se aplicará el método sistémico y teórico analítico.

El método sistémico, porque se modelará el objeto, en este caso el puente, mediante los componentes tales como forma del puente debido a la topografía, tipo de suelo, longitud del accidente natural a salvar, registros sísmicos, cargas permanentes y vivas.

El teórico analítico, porque se revisará la bibliografía especializada para conocer el procedimiento basado en desplazamientos y se confeccionará su aplicación en este tipo de estructuras.

CAPÍTULO II. CONCEPTOS BÁSICOS.

2.1 Dimensionamiento y comportamiento estructural de puentes atirantados.

Los puentes atirantados están formados por la subestructura, superestructura y los tirantes, tienen las siguientes disposiciones.

La subestructura está constituida por estribos y pilones. Longitudinalmente los pilones pueden ser del tipo flexible con un elemento vertical único o del tipo rígido en forma de A (figura 2.1).

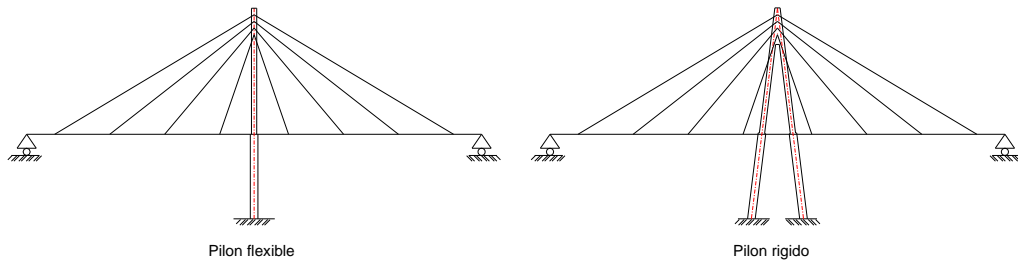


Figura 2.1 Esquema longitudinal de pilones (J. Mathivat, 1980, et al.).

El esquema transversal del pilón depende mucho de la forma de la suspensión de los tirantes, sea en un plano central o axial o dos planos laterales, tienen diferentes formas (figura 2.2).

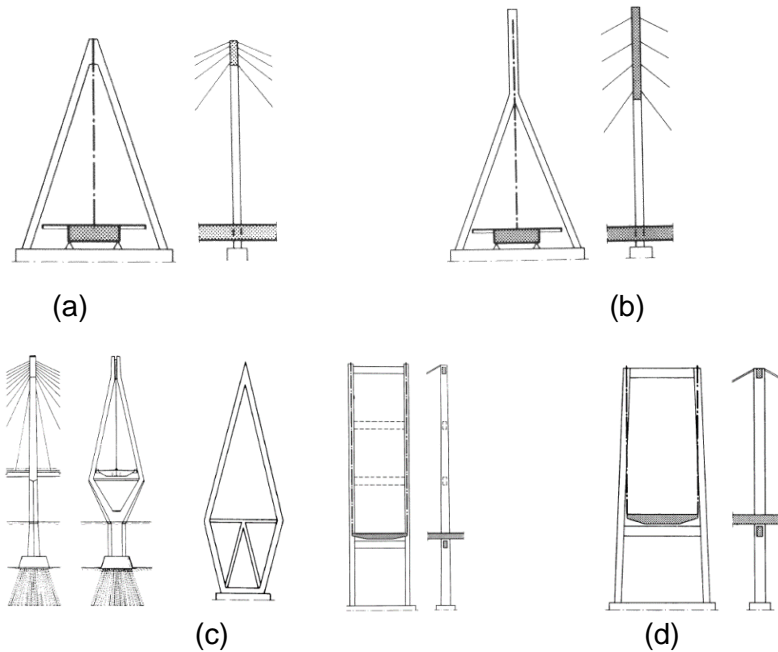


Figura 2.2 Esquema transversal del pilón: (a) en A, (b) en Y invertida, (c) en rombo o diamante, (d) en H o pórtico (J. Mathivat, 1980, et al.).

Los pilones sufren fuerzas axiales y flexiones en las dos direcciones, longitudinal y transversal, debidos a cargas permanentes, móviles y fuerzas sísmicas.

Respecto a la configuración del sistema de atirantamiento o suspensión en la disposición longitudinal, por lo general se distinguen tres formas: en abanico, arpa y semiabanico o intermedia (figura 2.3).

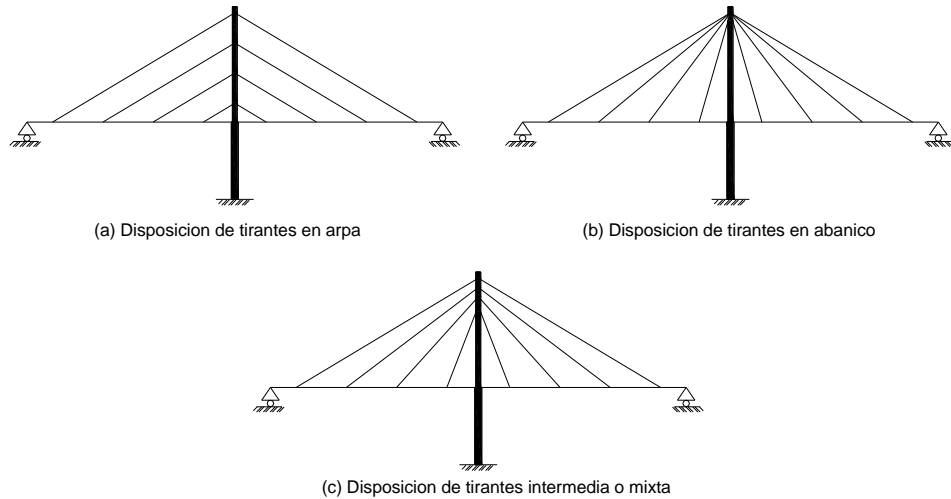


Figura 2.3 Configuración del atirantamiento en la disposición longitudinal.
(J. Mathivat, 1980, et al.).

En la disposición en arpa (figura 2.3a), los tirantes son paralelos. Adquiere buen funcionamiento si el pilón es muy rígido. La disposición en abanico (figura 2.3b), los tirantes convergen en el vértice del pilón. Es una distribución muy común, los esfuerzos axiales son menores en el tablero, también presenta menor flexión en el pilón. La disposición intermedia es una derivación de la distribución en abanico (figura 2.3c).

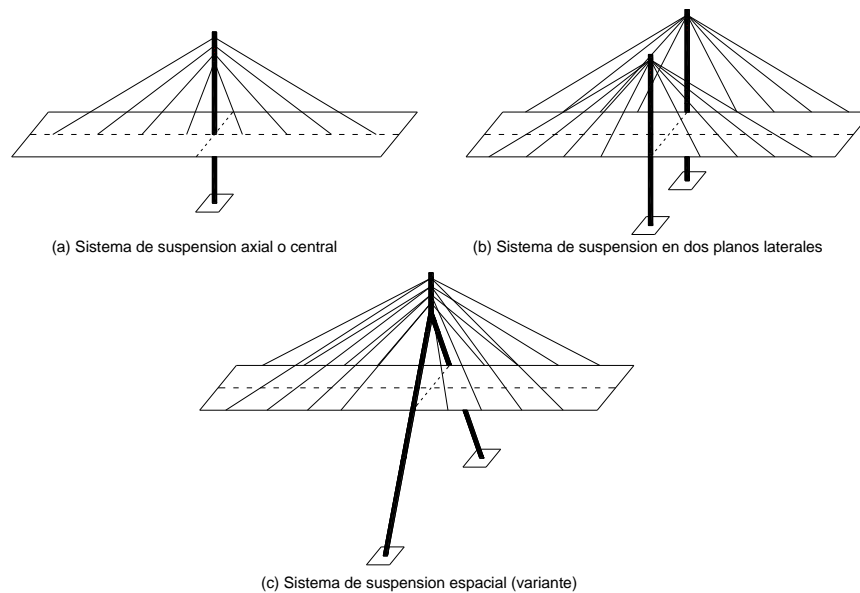


Figura 2.4 Configuración del atirantamiento en la disposición transversal.
(J. Mathivat, 1980, et al.).

Respecto a la configuración del sistema de atirantamiento o suspensión en la disposición transversal, se tienen tres formas: en un solo plano vertical, dos planos de tirantes verticales y los espaciales (figura 2.4). El caso de tirantes formando un solo plano vertical central o axial (figura 2.4a), el plano de tirantes solo absorbe la flexión y corte del tablero, pero no la tensión debido al desequilibrio de cargas. El viento es resistido por el tablero. Cuando se tienen dos planos de tirantes verticales (figura 2.4b), estos están situados en los bordes laterales del tablero, en este caso los tirantes liberan al tablero de la flexión corte y torsión general. El tablero solo soporta la flexión transversal. El tercer caso de disposición de tirantes son los espaciales o variantes de los anteriores (figura 2.4c), se constituyen en dos planos inclinados y que convergen en el eje del pilón.

La elección del tipo de suspensión depende del ancho del tablero y de la rigidez necesaria para que soporte cargas torsionales, una mayoría de los puentes atirantados tienen sistema de suspensión lateral y espacial.

Con respecto al dimensionamiento de la separación de los tirantes, no está normado en ningún código de diseño, de acuerdo a criterios técnicos de investigadores y diseñadores en este campo, la separación de tirantes es recomendable sea de 5 a 15 m. si los tableros son de hormigón y de 10 a 20 m. para tableros metálicos (J. Manterola, 2006).

En referencia al dimensionamiento longitudinal de los puentes atirantados, la condición de rigidización más eficaz para el sistema de atirantamiento, se obtiene realizando vanos de compensación cortos (L_c) (J. Manterola, 2006) del orden de 0.2 a 0.3 de L_p (figura 2.5)

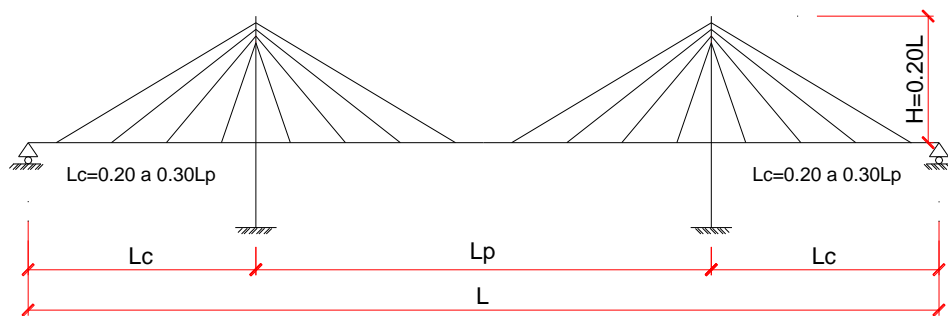


Figura 2.5 Dimensiones de los tramos de compensación y altura pilón (J. Manterola, 2006, J. Mathivat, 1980, et al.).

Los pilones o torres, son elementos de hormigón armado fuertemente solicitados a compresión, pero también a otros esfuerzos que actúan en varias direcciones, debidos a la componente vertical de la tensión de los tirantes por lo que pueden presentarse riesgos de inestabilidad de forma (J. Mathivat, 1980). Respecto a la altura promedio del pilón se estima en la relación 0.20 de la longitud total del puente (figura 2.5), es decir:

$$H=0.20L \quad (2.1)$$

En referencia a la **sección transversal de la superestructura**, es decir el tablero propiamente dicho, se establecen recomendaciones que se deben seguir para un dimensionamiento óptimo. Existen tres tipos de secciones de tablero: metálicas, de concreto y las mixtas. Las secciones metálicas tienen ventajas desde el punto de vista de rapidez en su ejecución, menor peso de tirantes y cimentaciones, pero tienen un costo muy elevado. Las secciones de hormigón y mixtas reemplazan en muchos casos a las metálicas.

Las desventajas de las secciones de hormigón son su peso, pero paradójicamente el peso permite afrontar luces muy grandes. Asimismo, vienen en parte compensadas por las grandes ventajas que el peso y el amortiguamiento superior presentan para enfrentarse con el efecto del viento o cargas sísmicas. Las secciones de hormigón generalmente son secciones cajón del tipo mono o pluricelular y las mixtas tienen vigas metálicas siendo el tablero de hormigón (figura 2.6).

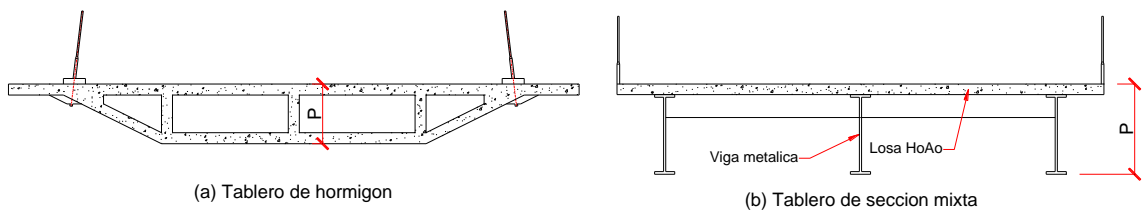


Figura 2.6 Secciones de tablero comúnmente usadas (J. Manterola, 2006, et al.).

Respecto al peso por metro cuadrado de los diferentes tableros varía poco con la luz del puente. El peso promedio de los tableros oscila alrededor de:

- Tableros metálicos: entre 250 y 350 Kg/m²
- Tableros hormigón: entre 1,000 y 1,500 Kg/m²
- Tablero mixto: entre 650 y 850 Kg/m²

A continuación, se establece recomendaciones para el dimensionamiento óptimo de la altura total de tableros (figura 2.6). La relación canto/luz ha pasado de 1/58 a 1/190, 1/210 y 1/477 (J. Manterola, 2006), es decir, actualmente se usan relaciones canto/luz con las siguientes relaciones:

$$P/L=1/190; 1/210; 1/477$$

Donde:

L= es la luz total del puente.

En la actualidad es común encontrar en una mayoría de los puentes tableros de hormigón con relaciones canto/luz que van de 1/250 y 1/300.

Desde un punto de vista estructural, los puentes atirantados son estructuras hiperestáticas, donde las componentes verticales de las fuerzas de tensión de los tirantes se comportan como apoyos elásticos sosteniendo el tablero en los puntos

de anclaje como una viga continua. Las componentes horizontales de las fuerzas de los tirantes se transmiten al tablero como fuerzas compresivas, éstas fuerzas longitudinales que actúan en el tablero provocan considerables momentos flexionantes adicionales que deben tomarse en cuenta para proporcionar seguridad estructural necesaria (figura 2.7).

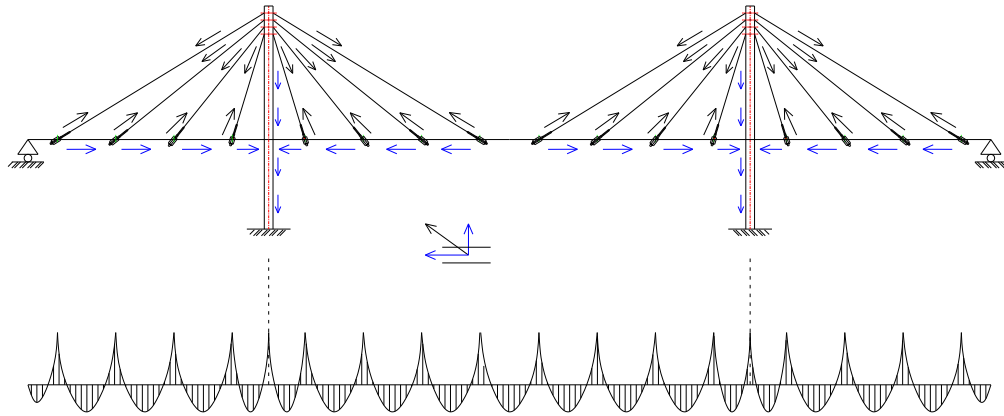


Figura 2.7 Mecanismo de transferencia de cargas en puentes atirantados (J. Manterola, 2006, et al.).

En todo puente atirantado la no linealidad geométrica siempre está presente debido a la gran flexibilidad de estas estructuras, las solicitaciones no son proporcionales a las cargas aplicadas (teoría de primer Orden), es decir, cualquier carga aplicada deforman al tablero y al pilón, ambas deflexiones cambian significativamente la dirección de los tirantes, y en consecuencia las componentes de fuerzas verticales y horizontales de los tirantes en el tablero (figura 2.8). En cambio, las no linealidades de los materiales dependen de la estructura específica.

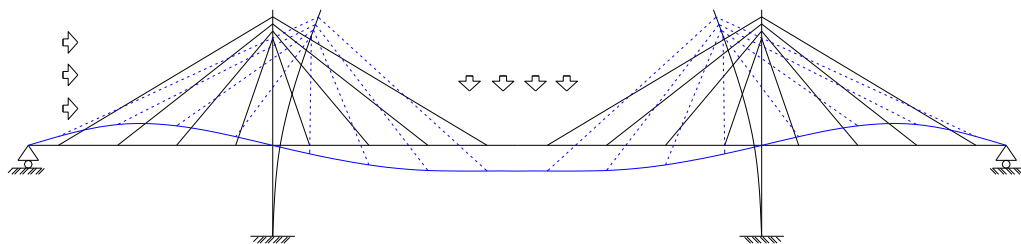


Figura 2.8 No linealidad geométrica de puentes atirantados debido a su flexibilidad (J. Manterola, 2006, et al.).

Las no linealidades geométricas se originan fundamentalmente en la deformación o encorvamiento de los cables, la acción compresiva en el tablero y pilones, y el efecto de las grandes deflexiones debido a la flexibilidad de este tipo de estructuras. En este sentido, existen varios trabajos de análisis de los efectos e importancias de ambas formas de no linealidad en puentes atirantados.

En la actualidad existen muchos programas de elementos finitos que toman en cuenta las no linealidades en este tipo de estructuras. Así, es posible considerar el comportamiento no lineal de los cables. El comportamiento no lineal de los pilonos y vigas principales debido a la flexocompresión, también puede ser considerada la rigidez axial y flexional. El cambio completo en la geometría del puente como tercera fuente de no linealidad geométrica puede ser considerada a través de un proceso incremental, en el cual se recalcula la rigidez de la estructura a partir de las coordenadas nodales previas.

La no linealidad de los materiales, en un análisis Pushover, hoy en día puede ser considerada a partir del conocimiento de las leyes constitutivas de los materiales y a partir del conocimiento de los comportamientos histeréticos de las zonas de disipación de energía.

Los puentes atirantados por general han tenido un desempeño sísmico muy satisfactorio, tal vez debido a su gran flexibilidad. A pesar de lo anterior, la comprensión de su desempeño es muy compleja, por lo que resulta muy adecuado y prometedor disponer sistemas especiales de protección sísmica adicional.

Por otro lado, los sistemas de control de vibraciones en ésta área también han experimentado un gran desarrollo, sobre todo en los últimos 10 años, enfocándose su uso más que nada en incorporar sistemas pasivos de distinto tipo. Estos sistemas se han empleado básicamente para controlar las vibraciones en los cables debido al efecto del viento y la lluvia o para resolver problemas en puentes aerodinámicamente complejos o inestables, más que mitigar los efectos sísmicos. A pesar de ello, el uso de dispositivos para el control de la acción sísmica comienza a emplearse con mayor fuerza; y no solo en los cables para mitigar los efectos de la interacción cable-tablero, sino que también para aislar la superestructura de la subestructura.

2.2 Filosofía del diseño sismorresistente.

Intentar definir con exactitud la magnitud de las fuerzas sísmicas que llegan a una estructura es una tarea académica teórica y práctica muy compleja ya sea porque no se tienen los suficientes registros sísmicos en la gran mayoría de los países del mundo, o porque existe una brecha conceptual entre la generación de los sismos como tal en la fuente y la forma en que estas fuerzas sísmicas afectan las estructuras que son analizadas. Si bien, muchos reglamentos traen espectros de diseño que permiten calcular las aceleraciones estructurales, pero analíticamente pueden determinarse a través de mapas de riesgo sísmico del país y la zona de estudio y definir espectros más aproximados que describen el impacto de los sismos de zonas alejadas, sismos de campo lejano, y ver la variabilidad de aceleraciones en la estructura con sismos de campo cercano. Por esto mismo, durante el diseño sísmico estructural se confirma que la definición de las cargas convencionales (cargas permanentes y móviles) tienen mayor grado de certidumbre que las fuerzas o demandas sísmicas.

Una forma de explicar la filosofía de diseño sísmico es mediante la analogía de la cadena de eslabones que facilita la concepción del funcionamiento de la estructura y su modo de falla (Paulay y Priestley, 1992), se muestra en la figura 2.9 y se explica a continuación.

La filosofía de diseño sísmico moderno para puentes, acepta el hecho de que un puente se dañará o responderá de manera inelástica durante el terremoto de diseño, este evento tiene un período de retorno de aproximadamente 1,000 años. Dicha respuesta es diferente a la esperada para la mayoría de las otras combinaciones de carga, ya que las cargas sísmicas son tan grandes que diseñarlas elásticamente tendrían un elevado costo, excepto en los puentes más críticos de largo alcance. Por lo tanto, el daño está explícitamente permitido y se espera bajo la carga de diseño del sismo, pero no todo el daño es aceptable, solo se permite la cedencia dúctil y solo en elementos específicamente diseñados y detallados para tal comportamiento. La falla frágil no está permitida en ningún momento.

En general y realizando una previa clasificación de puentes (tomado de la norma AASHTO LRFD), la cedencia sísmica en puentes no esenciales, no críticos y en puentes esenciales tienen las siguientes explicaciones. Para puentes no esenciales y no críticos estos podrían resistir terremotos pequeños y frecuentes sin daños significativos y podrían soportar terremotos más grandes sin representar una amenaza para la seguridad de la vida y sin colapso, el período de retorno seleccionado para el evento de diseño es de 1000 años. En cambio, para puentes esenciales o críticos, se toma un enfoque que permite menos daño.

El enfoque de la filosofía de diseño sísmico por lo general, considera que proporcionar fuerza o capacidad adicional es ventajoso desde una perspectiva de seguridad, aunque dicha práctica podría hacer que el diseño sea costoso. Sin embargo, para el diseño sísmico es necesario estimar las fuerzas máximas que pueden desarrollarse en la estructura, de modo que se proporcione la capacidad de desplazamiento adecuada. Esto significa que simplemente agregar más fuerza en un elemento, sin importar su impacto en otras partes del sistema estructural, no es una práctica apropiada para el diseño sísmico.

En algunas ubicaciones geográficas, la sismicidad del área puede ser suficientemente baja de manera que la respuesta elástica sea todo lo que se espera y se requiere. En tales lugares, el diseño sísmico es relativamente simple. En cambio, en muchos lugares, la capacidad de un puente para deformarse inelásticamente y de manera dúctil es una necesidad. El uso de la respuesta inelástica tiene bases tanto económicas como técnicas. Económicamente, es prudente permitir algunos daños para evitar gastar recursos indebidos en un evento extremo con baja probabilidad de ocurrencia. Técnicamente, es prudente diseñar estructuras utilizando una acción de fusión (vinculo fusible) que limite las fuerzas internas. Esto hace que la estructura sea menos vulnerable a los eventos sísmicos que son más grandes que el evento sísmico de diseño. La acción de

fusión, en el diseño sísmico moderno y en ingeniería sísmica se conoce como respuesta dúctil y está muy relacionado a la capacidad de la estructura.

Los principios de diseño de capacidad de una estructura, pueden resumirse en tres pasos y se muestra en la figura 2.9, la misma que se conoce como analogía de la cadena de eslabones:

- 1) Definir qué elemento estructural del puente se deformará inelásticamente, este formará un mecanismo plástico y sufrirá daños bajo la acción de la carga lateral del sismo (demanda sísmica, en el grafico la fuerza de tensión), o sea, identificación de los vínculos frágiles y dúctiles (eslabón fusible o de cedencia) y asignación de sus capacidades.
- 2) Diseñar y detallar aquellos elementos (los de cedencia) para continuar resistiendo la carga aplicada con poca o ninguna degradación bajo deformación continua y bajo inversión de carga, detallando la ductilidad.
- 3) Desarrollar una ruta de carga completa en la estructura por la cual otros elementos de la estructura (eslabones frágiles) no fallarán antes que los enlaces de cedencia (eslabones dúctiles) alcancen sus resistencias o capacidades máximas, y configurará el sistema para proporcionar la capacidad de deformación suficiente para que pueda producirse la cedencia protegida por capacidad.

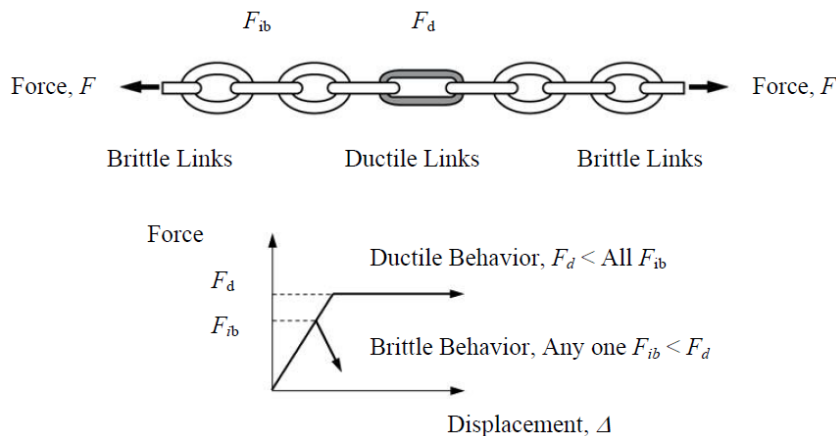


Figura 2.9 Analogía de la cadena para el diseño por capacidad (Paulay y Priestley, 1992).

En la analogía de la cadena eslabonada, no está permitido la falla en los eslabones frágiles (brittle links), sino en el eslabón dúctil (ductile links), entonces, este concepto especifica darle ductilidad a la estructura. El enfoque del diseño de capacidad aplicado en el diseño sísmico conceptual de un sistema de resistencia de fuerza lateral de un puente, también conocido como Sistema de Resistencia a Terremotos (ERS) se centra en los pasos 1 y 3. En la práctica, la aplicación del enfoque de diseño de capacidad a menudo entra en conflicto con otras restricciones de diseño.

Finalmente, como se mencionó al principio de este acápite, la demanda sísmica no es la misma en un país o región, existe variabilidad, por lo tanto, la filosofía de diseño sísmico que se utiliza para el diseño de puentes aumenta el rigor de los requisitos de diseño sísmico a medida que aumenta la sismicidad. Debido a esta variabilidad, se discute a continuación prácticas específicas para el método basado en el desplazamiento que se aplica a puentes.

2.3 Introducción al diseño basado por desplazamiento.

El método basado en el desplazamiento (DBM) es el método utilizado en las especificaciones AASHTO LRFD y otros códigos para el diseño sísmico de puentes. Fundamentalmente, tiene el mismo objetivo que el método basado en fuerzas (FBM), pero los medios son diferentes. El diseño basado en desplazamientos, a diferencia del FBM, no calcula una fuerza de diseño específica para los elementos que producen. En cambio, el proyectista es libre de proporcionar el sistema de cedencia según sea necesario para garantizar que la demanda de desplazamiento sea menor a la capacidad de desplazamiento del pilón o pilas, siempre que se proporcione un umbral de resistencia lateral mínima para cada pilón y que toda la carga no sísmica también sea satisfecha. Por lo tanto, en el diseño simplemente propone un sistema de carga lateral y las correspondientes fuerzas de los elementos, y luego verifica que la capacidad de desplazamiento sea adecuada, es decir, que la capacidad desplazamiento de la estructura sea mayor a la demanda $\Delta_{\text{capacidad}} > \Delta_{\text{demanda}}$ (figura 2.10).

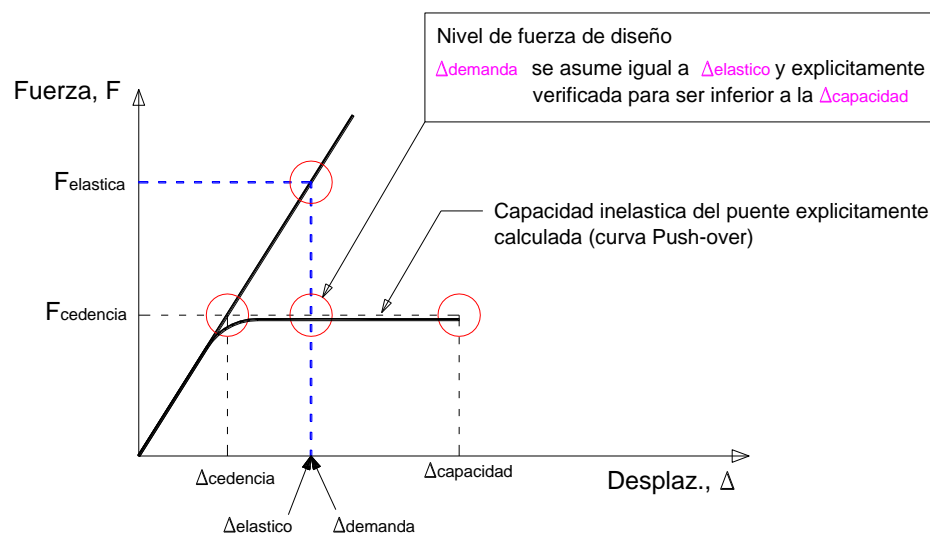


Figura 2.10 Cálculo del nivel de fuerza de diseño y la demanda de desplazamiento en el método basado en desplazamiento (tomado de AASHTO LRFD 2013).

La capacidad se basa en la ductilidad del pilón (en puentes es el elemento de cedencia) y puede controlarse mediante el refuerzo longitudinal y transversal en

éste y la sección del elemento. Finalmente, se realiza una comprobación directa de la capacidad de desplazamiento en relación con la demanda.

Como se dijo anteriormente, el diseño para cargas sísmicas, requiere una forma de pensar algo diferente que para otros casos de carga. En general, se considera que proporcionar fuerza o capacidad adicional es ventajoso desde una perspectiva de seguridad, aunque esta práctica podría hacer que el diseño sea más costoso. Sin embargo, en el diseño sísmico es necesario estimar las fuerzas máximas que pueden desarrollarse en la estructura, de modo que se proporcione la capacidad de desplazamiento adecuada. Entonces estamos hablando del diseño por capacidad de la estructura.

Demanda sísmica versus capacidad de la estructura, es fundamental para el éxito del diseño de capacidad de la estructura y la metodología basado en desplazamientos, que la demanda en un puente (debido a fuerzas sísmicas) sean menores que la capacidad del puente (pilón o componente de cedencia) para resistir esa demanda. Este requisito puede expresarse como sigue:

$$\frac{D}{C} < 1 \quad (2-2)$$

En el diseño se tienen pocas opciones sobre la demanda sísmica (trátase de sismos de campo lejano o cercano), la mayor parte del esfuerzo de diseño se destina a proporcionar la capacidad suficiente para satisfacer la ecuación 2.2. Una excepción notable a este enfoque es el uso de aislamiento sísmico para reducir la demanda sísmica de tal manera que puede ser posible satisfacer esta ecuación sin exceder la capacidad elástica de la estructura.

En el presente estudio se incluye y se aplica más adelante el uso de aisladores de alto rendimiento en cada apoyo, los cuales reducen la demanda sísmica en el puente.

2.4 Códigos y normas de diseño que aplican el método de diseño por desplazamientos para puentes atirantados.

Dos códigos con sus respectivas normas aplican el método de diseño por desplazamientos a puentes en general: AASHTO LRFD y WSDOT LRFD. En todo el continente americano y varios países de otros continentes, el diseño y evaluación de puentes se ha practicado teniendo como referencia estas especificaciones norteamericanas.

El manual de diseño de puentes WSDOT LRFD 2014, no reproduce las especificaciones AASHTO LRFD 2014 sino que complementa estas especificaciones proporcionando dirección adicional, ayuda de diseño, ejemplos e información práctica. Este manual de diseño de puentes toma con anterioridad dónde existe conflicto en las especificaciones AASHTO.

Las dos normas indicadas anteriormente son las que aplican el método de diseño por desplazamientos a diversos tipos de puentes, pero con cierta reserva a puentes no convencionales.

Otras normas tales como el ACI 318-14, ASCE 7-10, ASCE 41-13, ATC 40 y el FEMA 356 son aplicables para el diseño o verificación de algunos elementos estructurales de puentes y se toman algunos parámetros sísmicos de éstos para el presente proyecto.

2.5 Combinación de cargas para puentes atirantados.

La norma AASHTO LRFD, asimismo la norma WSDOT LRFD 2014, especifican los requisitos mínimos para cargas y fuerzas, los límites de su aplicación, los factores de carga, y las combinaciones de carga son usadas para el diseño de puentes vehiculares en general nuevos y existentes (Anexo 1, tablas 1 y 2). Para la denominación de cargas, la norma establece las siguientes cargas y fuerzas: permanentes y transitorias.

Cargas permanentes, existen varios tipos, pero, las principales a considerar para la evaluación sísmica del puente vehicular son las siguientes:

- *DC* = peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.
- *DW* = peso propio de la carpeta de rodadura (asfalto).

Cargas transitorias, las principales a considerar son:

- *LL* = carga viva vehicular (vehículo HL-93, tándem y carga de carril).
- *PL* = carga viva peatonal.
- *IM* = incremento de carga dinámica vehicular.
- *EQ* = carga sísmica.

Las características de las cargas vivas como el tipo de vehículo de diseño HL-93, el tándem, carga de carril y carga peatonal son especificados por AASHTO LRFD (ver Anexo II). Existen otras cargas también importantes, pero no son consideradas en el presente estudio:

- *WS* = Carga de viento sobre la estructura.
- *TG* = Fuerzas debidas a gradiente de temperatura.
- *WA* = Carga de agua y presión de la corriente.
- *BR* = Fuerza de frenado vehicular.
- *TU* = Fuerza debida a temperatura uniforme.

Factores de Carga y Combinaciones de carga, el código AASHTO LRFD 2012 establece que debe tomarse la sollicitación total mayorada como:

$$Q = \eta \sum \gamma_i Q_i \quad (2-3)$$

Donde:

Q = carga total mayorada (de AASHTO LRFD artículos 3.4.1 y 3.11.6.2).

Q_i = fuerza interna.

η = modificador de carga (de AASHTO LRFD, artículo 1.3.2).

γ = factor de carga (de AASHTO LRFD, tabla 3.4.1).

El **factor de modificación de cargas, η** , está relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa del puente. En la presente evaluación se toman los siguientes valores.

- **η_D** = es el factor relacionado con la ductilidad de la estructura. En este caso para evaluación sísmica prevalece el estado límite de eventos extremos, entonces **$\eta_D = 1.00$** (de AASHTO LRFD 2012, artículo 1.3.3).
- **η_R** = es el factor relacionado con la redundancia de la estructura. Para la evaluación sísmica prevalece el estado límite de eventos extremos, entonces **$\eta_R = 1.00$** (de AASHTO LRFD 2012, artículo 1.3.4).
- **η_I** = es el factor relacionado con la importancia operativa del puente. Tanto AASHTO LRFD y el WSDOT LRFD dan tres categorías de importancia operativa a los puentes: normal, esencial y crítico. En este estudio el puente se considera esencial, pero para la evaluación sísmica prevalece el estado límite de eventos extremos, entonces **$\eta_I = 1.00$** (de AASHTO LRFD, artículo 1.3.5).

Entonces, para las cargas, el factor de modificación de las cargas, η , se tomará el valor máximo, tal como especifican las dos normas:

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1.00 \quad (2-4)$$

Para el **factor de carga, γ** , son especificados en tablas de AASHTO LRFD (Anexo 1, tablas I y II) para las diferentes combinaciones de carga y cargas permanentes.

Para las combinaciones de cargas aplicables en el diseño y la evaluación de la estructura se toman para los siguientes estados límite:

- **Resistencia I** - Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal del puente sin viento.
- **Servicio I** - Es la combinación de carga empleada para el control de agrietamientos de elementos con refuerzo de acero y control de compresión en elementos postensados.
- **Eventos extremo I** - Combinación de carga que incluye sismo. El factor de carga para carga viva, γ_{EQ} , debe determinarse para cada proyecto específico. El código WSDOT LRFD de 2014 en su artículo 3.5 establece

un valor de 0.50 para valores de tráfico promedio diario de vehículos (ADTT). El reporte 489 de NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) recomienda usar 0.50 para puentes localizados en rutas principales y carreteras congestionadas.

Las combinaciones de carga a aplicar en la presente evaluación son:

Para factores de carga máximos:

$$\text{Resistencia I} = \eta \{ 1.25(\text{DC}) + 1.50(\text{DW}) + 1.75(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL}) \}$$

$$\text{Servicio I} = \eta \{ 1.00(\text{DC}) + 1.00(\text{DW}) + 1.00(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL}) \}$$

$$\text{Eventos extremos I} = \eta \{ 1.25(\text{DC}) + 1.50(\text{DW}) + \gamma_{EQ} (\text{LL} + \text{IM} + \text{PL}) + 1.0(\text{EQ}) \}$$

Factores de carga mínimos:

$$\text{Resistencia I} = \eta \{ 0.90(\text{DC}) + 0.65(\text{DW}) + 1.75(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL}) \}$$

$$\text{Servicio I} = \eta \{ 1.00(\text{DC}) + 1.00(\text{DW}) + 1.00(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL}) \}$$

$$\text{Eventos extremos I} = \eta \{ 0.90(\text{DC}) + 0.65(\text{DW}) + \gamma_{EQ} (\text{LL} + \text{IM} + \text{PL}) + 1.0(\text{EQ}) \}$$

De las seis combinaciones la principal en la evaluación sísmica es la de eventos extremos en sus combinaciones máximas y mínimas. El factor modificador de cargas, η , es 1.00 y el factor de carga, γ_{EQ} , es 0.50 en todos los casos.

2.6 Zonas sísmicas y categorías de diseño sísmico SDC.

El código AASHTO usa zonas de desempeño sísmico para Norteamérica que van desde bajo a alto. Esta partición sísmica del país se realiza utilizando el coeficiente de aceleración espectral de diseño a 1.0 segundo, S_{D1} . En las Especificaciones de diseño AASHTO LRFD 2013, se denominan zonas sísmicas, y en la Guía de especificaciones sísmicas AASHTO LRFD 2014, se denominan categorías de diseño sísmico SDC. Las zonas van desde 1, la más baja, hasta 4 la más alta. Del mismo modo, los SDC varían de SDC A a D (ver Anexo I, tabla III). Los límites de aceleración espectral son los mismos para las dos especificaciones.

Esta partición en zonas de desempeño sísmico, es aceptada en la mayoría de códigos de otros países con la diferencia que los mapas de riesgo sísmico son propios de cada país.

CAPITULO III. CONSIDERACIONES IMPORTANTES PARA EL DISEÑO SÍSMICO DEL PUENTE ATIRANTADO.

Para la evaluación sísmica del puente atirantado se consideran los siguientes aspectos importantes: no linealidad de los materiales y la no linealidad geométrica.

Las no linealidades de los materiales, son consideradas como mecanismos prevaletientes para disipación de energía en estructuras y más aún en este tipo de puentes. El hormigón y el acero, son materiales elastoplásticos, o sea, tienen una zona elástica y otra plástica, estas características sirven para estudiar lo que se conoce como relación momento-curvatura del elemento estructural. Los elementos de un puente llámense pilas y vigas, fundamentalmente los pilones, se diseñan para resistir cargas sísmicas y que eficientemente disipen energía a través de la deformación plástica en flexión.

Las no linealidades geométricas, están presentes en todo puente atirantado, y se originan fundamentalmente en el encorvamiento de los cables, la acción compresiva en el tablero y fundamentalmente debido a la acción de fuerzas axiales y flexionales en los pilones que originan problemas de segundo orden llamados P- Δ ; por estas causas en este tipo de estructura se producen grandes deflexiones.

Entonces, los puentes atirantados tienen por naturaleza un comportamiento no lineal. En la actualidad existen muchos programas de elementos finitos que toman en cuenta las no linealidades en este tipo de estructuras. Así, es posible considerar el comportamiento no lineal de los cables, el comportamiento no lineal de los pilones y vigas principales.

3.1 Propiedades mecánicas de los materiales constitutivos.

El hormigón reforzado es una combinación de materiales (hormigón y acero) que presenta un comportamiento estructural bastante disperso, pero que en conjunto es un material capaz de resistir diferentes tipos de esfuerzos para cargas de diferente procedencia. En raras ocasiones se esfuerza al hormigón en una sola dirección, o sea esfuerzo uniaxial, en la mayoría de los casos se esfuerza simultáneamente en varias direcciones con esfuerzos biaxiales y triaxiales.

Las cargas de cualquier origen, producen en el elemento de hormigón una distribución de esfuerzos de tracciones y compresiones. Las tracciones son una debilidad mecánica del material. En cambio, el hormigón es un material que resiste excelentemente esfuerzos de compresión sin cambiar su forma original de manera corriente respecto a otros materiales; pero una vez se supera su límite de deformación no recupera su forma inicial, presentando un colapso repentino por desintegración parcial o total.

Precisamente, para mejorar el comportamiento del hormigón a cargas de cualquier dirección, pruebas realizadas por muchos investigadores (R. Park y T. Paulay,

1988) han demostrado que el hormigón debe ser confinado por refuerzo transversal de acero, a parte del acero longitudinal, esto mejora considerablemente las características esfuerzo-deformación del hormigón a deformaciones.

En la práctica se confina el hormigón mediante refuerzo transversal en forma de aros o hélices espaciados a poca distancia, entonces mecánicamente se presentan dos componentes: hormigón que está dentro de la zona confinada y el hormigón que está por fuera de la zona confinada. La diferencia considerable entre el confinamiento por hélices de acero y el confinamiento por aros rectangulares se ilustra en la figura 3.1.

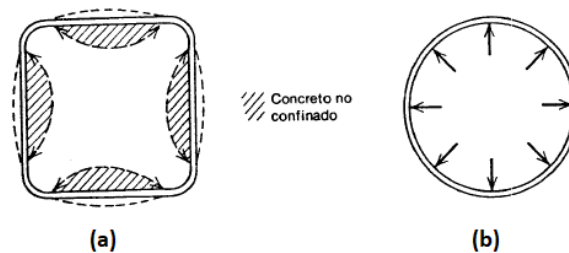


Figura 3.1 Confinamiento por aros cuadrados y hélices: (a) aro cuadrado (b) hélice (R. Park y T. Paulay, 1988).

Las pruebas han demostrado que estribos en forma de hélices confinan mejor al hormigón con mucha más eficiencia que los aros rectangulares (R. Park y T. Paulay, 1988). Obviamente debido a su forma, las hélices están en tensión axial de aro y proporcionan una presión continua de confinamiento alrededor de la circunferencia que a grandes deformaciones transversales se aproxima al confinamiento de un fluido (ver figura 3.1b).

Los aros rectangulares solo pueden aplicar reacciones de confinamiento cerca de las esquinas (ver figura 3.1a), debido a que la presión del hormigón contra los lados de los aros tiende a flexionar los lados hacia afuera, por lo tanto, algunas porciones considerables de la sección transversal del hormigón pueden no estar confinada. Debido al arqueado interno entre las esquinas, el hormigón está confinado efectivamente solo en las esquinas y en la región central de la sección. Sin embargo, el acero rectangular de confinamiento si produce un aumento significativo en la ductilidad y cierto aumento en la resistencia (R. Park y T. Paulay, 1988). Las diferencias de las curvas esfuerzo-deformación debido al confinamiento por la forma del acero transversal se muestran en la figura 3.2.

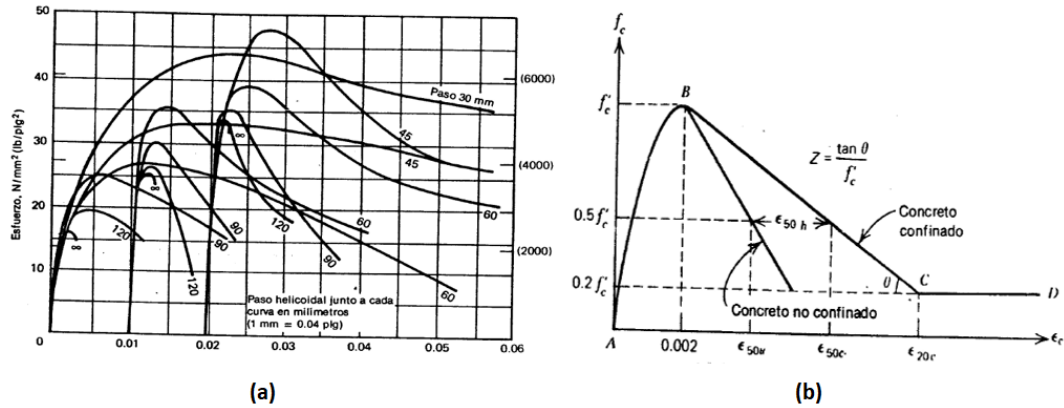


Figura 3.2 Curvas esfuerzo-deformación para cilindros de hormigón: a) Confinado por hélices de acero, b) confinado por aros rectangulares (tomado de Kent y Park).

La curva típica esfuerzo-deformación del hormigón para elementos confinados y no confinados (figura 3.2a y 3.2b) tiene una tendencia a una parábola de segundo grado. En elementos con acero transversal en forma de hélice (figura 3.2a) se demuestra que, a menor separación del paso helicoidal, el confinamiento del hormigón es más efectivo, en cambio, en estribos rectangulares (figura 3.2b) si bien el valor máximo de la curva bordea 0.002 para ambos casos, pero el hormigón confinado incrementa resistencia última más que el hormigón no confinado (R. Park y T. Paulay, 1988).

La curva esfuerzo-deformación a deformaciones elevadas es función de muchas variables, entre las principales se puede mencionar: 1) la relación del volumen del acero transversal al volumen del núcleo del concreto, un elevado contenido de acero transversal involucra una elevada presión de confinamiento transversal y 2) un espaciamiento más pequeño entre aceros transversales conduce a un confinamiento más efectivo. El hormigón está más confinado por el arqueado del hormigón entre varillas transversales y si existe mucha separación es evidente que no puede confinarse un volumen grande de hormigón (figura 3.3).

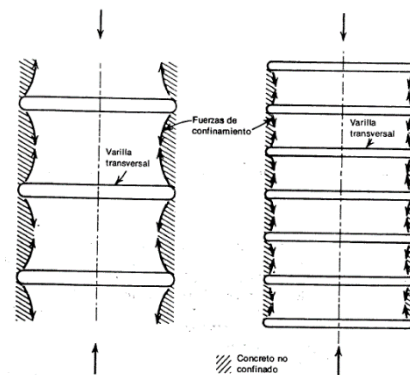


Figura 3.3 Eficiencia del confinamiento debido al espaciamiento del acero transversal (Tomando de R. Park y T. Paulay, 1988).

Un esquema general de curvas esfuerzo-deformación para hormigón confinado y no confinado para cualquier sección transversal lo describe el llamado modelo de Mander (figura 3.4). Como puede observarse, el hormigón confinado logra casi el doble de resistencia del hormigón no confinado.

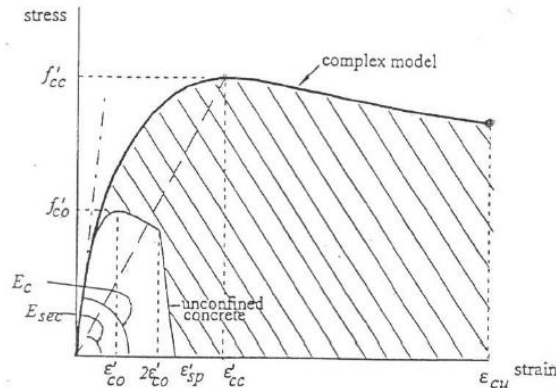


Figura 3.4 Curvas esfuerzo-deformación para hormigón confinado y no confinado para cualquier forma de sección modelo de Mander (Priestley, Seible y Calvi, 1996).

Otro material constitutivo es el acero, cuya propiedad mecánica presenta ductilidad que lo hace destacable siendo parte del hormigón armado. La curva esfuerzo-deformación del acero exhibe una porción inicial elástica lineal (curva de AB), una zona de cedencia (BC), una región de endurecimiento por deformación y por último un punto de falla.

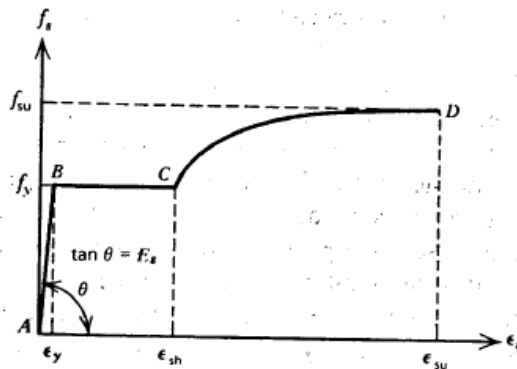
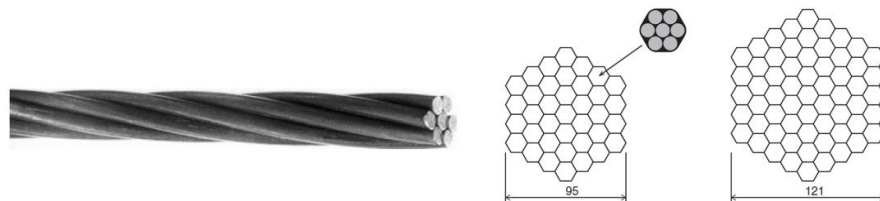


Figura 3.5 Curvas esfuerzo-deformación del acero. (Tomando de R. Park y T. Paulay, 1988)

La propiedad más importante del acero es el esfuerzo en el punto de cedencia o resistencia de cedencia también conocido como límite de fluencia. La longitud de cedencia, o sea de B a C (grafico 3.5) es función de la resistencia del acero y su contenido de carbono. El límite de fluencia de acuerdo a norma debe ser mínimo 420 MPa.

Finalmente se tienen a los cables y dispositivos de anclaje, materiales que constituyen el atirantamiento y se consideran críticos en un puente atirantado. El desarrollo tecnológico de estos dispositivos es muy importante para el diseño y construcción de puentes postensados en general y mucho más para colgantes y atirantados. Desde una visión general, su diseño se enfoca en dos objetivos fundamentales: 1) asegurar que las tensiones de los tendones (tirantes) se pueden controlar durante el proceso constructivo y mantenerlos durante su vida en servicio y 2) debe asegurarse la integridad de los cables y los elementos de sujeción para que factores ambientales y externos no afecten su resistencia o capacidad estructural siendo uno de los problemas principales la corrosión. En cuanto a los tirantes, se utilizan aceros especiales de muy alta resistencia, los más usados son barras paralelas (acopladas y no acopladas) y tendones que son conjunto de torones. En la figura 3.6 se presentan características de un torón de 7 alambres.



**Figura 3.6 Principales tipos de cables utilizados en puentes atirantados.
(tomado de Niels J. Gimsing y Christos T. Georgakis, 2011)**

Un torón es un conjunto de 7 alambres de alta resistencia que agrupados en paquetes forman el tirante. Más detalles se indican en Anexos III.

3.2 Estados límite en los elementos de hormigón reforzado por acción de fuerzas de flexocompresión.

Para la evaluación del comportamiento estructural debido a un sismo, considerando el control que se tiene sobre la falla a cortante y otros tipos de fallas en el elemento principal dúctil del puente, en este caso llámese pila, pilón o torre, es conveniente realizar una descripción detallada de las etapas de carga del elemento que está sometida a esfuerzos de compresión axial debida a cargas verticales y esfuerzos de flexión producidas por fuerzas laterales originadas principalmente por sismos.

Entonces, el pilón, pila o torre de hormigón reforzado sometido a fuerzas de flexocompresión presenta lo que se llama en ingeniería estructural el diagrama momento-curvatura ($M-\phi$) o momento rotación (figura 3.7). En este diagrama se ilustra las tres etapas que son de importancia para garantizar un adecuado desempeño del elemento estructural: primera etapa es el agrietamiento del hormigón, la segunda el estado límite de fluencia y la tercera el estado último de la sección o límite de la deformación.

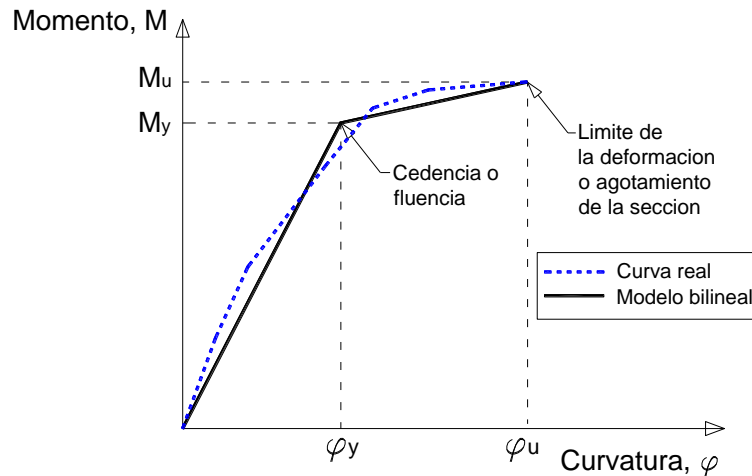


Figura 3.7 Curva idealizada Momento-Curvatura para una sección simplemente reforzada que falla a tracción y ajustado a un modelo bilineal (R. Park y T. Paulay, 1988).

Por lo general y como aplicación directa de los estados límite, una de las formas de representar el diagrama $M-\phi$ es ajustarlo a dos rectas (no se considera relevante la contribución del hormigón a tracción). Entonces, tal como se observa en la figura 3.6, se une con una recta el origen con el punto en que se alcanza la fluencia del acero y la segunda recta desde el punto de fluencia hasta que alcanza el límite de la deformación o agotamiento último de la sección (R. Park y T. Paulay, 1988).

La curva bilineal es muy típica en el análisis de diagramas $M-\phi$ de secciones de hormigón sometidos a carga axial y flexión o flexocompresión que más adelante se detalla su estudio.

3.3 Configuración de la subestructura y superestructura.

La configuración de la subestructura y superestructura está en base a la topografía, geología y tráfico vehicular de la zona donde se emplazará el puente, entonces cada puente tiene su particularidad, su forma longitudinal y transversal dependen en gran medida de estudios de campo.

3.4 Conexión entre superestructura y subestructura.

En cualquier tipo de puente, hay dos maneras de conectar la superestructura con la subestructura: conexiones monolíticas y las apoyadas. Estas dos formas de conexión han conducido al desarrollado de dos filosofías de diseño, por lo tanto, es un tema muy importante en la evaluación del comportamiento sísmico de un puente.

El primer tipo de apoyo tiene aplicación muy conservadora, y menos en zonas de alta o intermedia sismicidad. El segundo tipo de conexión es el que tiene mayor aplicación.

Solo como referencia se indica que en las **conexiones monolíticas** la superestructura de hormigón reforzado es vaciada monolíticamente con la subestructura, los aceros de refuerzo de ambos elementos se interceptan de modo que se genere un empotramiento entre estos elementos (figura 3.8a y 3.9b).

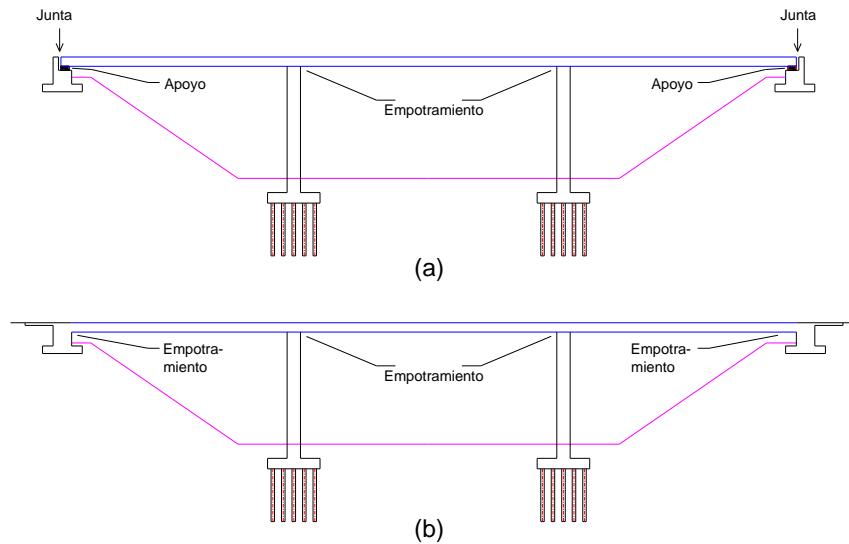


Figura 3.8 Tipos de puentes por tipo de conexión entre superestructura y subestructura: a) Puentes con tableros continuos sobre apoyos de elastómeros en estribos, b) Puentes integrales con tableros empotrados en pilas y estribos. (tomado de Carlos Jurado Cabañes, 2013)

En referencia a las **conexiones apoyadas** existen los llamados aparatos de apoyo que separan la superestructura de la subestructura y son los que transmiten las cargas del tablero a la subestructura. Su función es la de limitar o impedir totalmente uno o varios grados de libertad (figura 3.9).

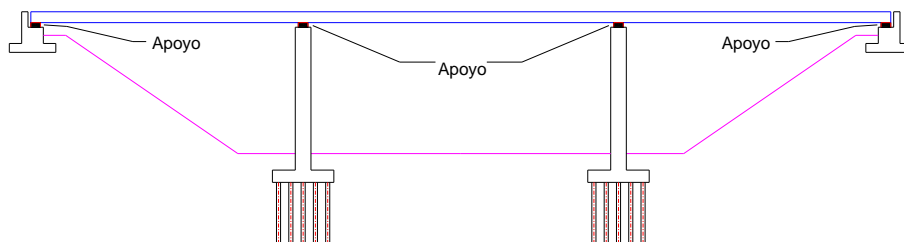


Figura 3.9 Tipos de puentes por conexión entre superestructura y subestructura (tomado de Carlos Jurado Cabañes, 2013).

En la actualidad los aparatos de apoyo constituyen los sistemas de aislamiento y tienen la función de limitar total o parcialmente el amortiguamiento del movimiento y controlar los desplazamientos laterales generados principalmente por fuerzas sísmicas, pero también debidos a viento, gradientes de temperatura, frenos, fricción y otras fuerzas.

3.4.1 Aislamiento sísmico.

El sistema de aislamiento de un puente es el sistema de protección sísmica, son soportes flexibles entre la superestructura y la infraestructura. Estos elementos hacen que el periodo natural de un puente se alargue de tal manera que las fuerzas de inercia en el puente se reduzcan significativamente, o sea, se disminuye la demanda sísmica, por lo tanto, se incrementa la capacidad de la estructura y el valor de la relación demanda/capacidad.

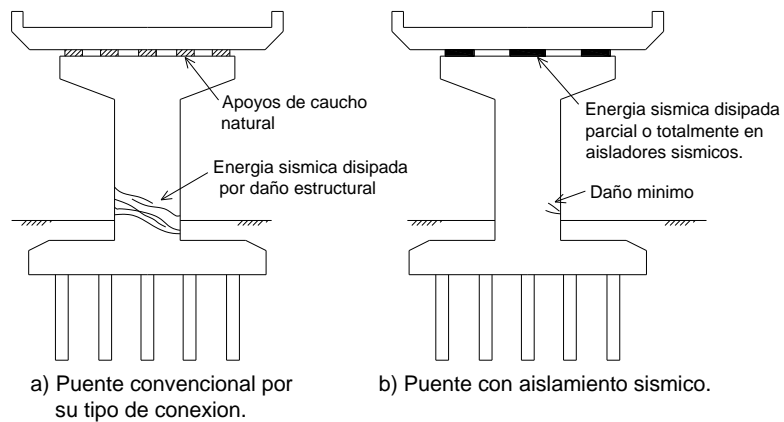


Figura 3.10 Respuesta sísmica de la estructura por tipo de conectividad entre superestructura y subestructura (tomado de Carlos Jurado Cabañas, 2013).

Actualmente los sistemas de aislación para puentes son de dos tipos: los elásticos y los que tienen amortiguamiento incluido. Los elásticos o simplemente neoprenos, necesitan amortiguador o disipador, o sea un dispositivo externo. En cambio, los segundos tienen amortiguamiento incluido y son de dos tipos: los de alto amortiguamiento, HDR, y los de núcleo de plomo, LRB. Estos elementos disipan la energía sísmica, o sea, reducen la demanda sísmica y de esta manera incrementan la capacidad de la estructura.

En cambio, los esquemas tradicionales de diseño recurren a la modificación de las propiedades de rigidez, masa o geometría del pilón (elemento fusible de la estructura) para intentar reducir las fuerzas de inercia y los desplazamientos generados por el sismo, de manera que se busca permitir cierto daño en el elemento a través de la ductilidad proveída al mismo (figura 3.10a) en otras palabras, otra filosofía otorga a la estructura cierta capacidad de disipación de energía.

3.5 Sistema de cimentación de la subestructura.

Todos los elementos que transmiten y reparten las cargas de la estructura al terreno se conocen como cimentación. Dependiendo del tipo y forma de cimentación y las características del terreno, pueden ser más o menos complejas y tienen una repercusión en la globalidad de la estructura influyendo también en el costo total del proyecto.

En el caso de puentes, generalmente se proyectan dos tipos de cimentaciones, las superficiales y profundas, las cuales se analizan a través de modelos para señalar la respuesta frente a los fenómenos de interacción suelo-estructura mediante la obtención de sus rigideces.

Si se aplica el método de factores de carga y resistencia toda cimentación se dimensiona y comprueba a: estados límites de resistencia y de servicio.

Los estados límites últimos o de resistencia permiten analizar y diseñar el elemento y los modos de falla del terreno. También, con este estado, se calculan las cargas de hundimiento a corto y a largo plazo, los coeficientes de seguridad frente al vuelco y deslizamiento.

El estado límite de servicio, se usa para dimensionar la cimentación, también se calcula los asentamientos tanto a corto como a largo plazo.

Por otra parte, debido a la complejidad del suelo, medio de soporte de la estructura, no se dispone de un único modelo de análisis del mismo que permita representar todos y cada uno de los aspectos de su respuesta. La utilización de modelos precisos a nivel de leyes de comportamiento requiere una caracterización con numerosos parámetros a base de ensayos de laboratorio y demasiada complejidad de aplicación para casos reales.

Por ello se prefiere la utilización de modelos más simples para la obtención de los parámetros necesarios, estos modelos son: el sólido elástico lineal, el sólido plástico y el modelo de Winkler. De los cuales el sólido elástico y el modelo de Winkler son los más empleados para el cálculo de la rigidez de las cimentaciones.

En los métodos habituales de cálculo se suele considerar que la estructura y su cimentación están desacoplados, o sea, consideran la estructura empotrada al cimiento y con los esfuerzos así obtenidos se obtienen los desplazamientos del cimiento los cuales se introducen como desplazamientos impuestos en la estructura.

En la presente evaluación sísmica del puente atirantado, no se utiliza ninguno de los modelos antes mencionados. Si bien el sistema de cimentación está compuesto por un encepado y conjunto de pilotes de hormigón reforzado (figura 3.11), ambos se consideran como base fija y son parte del modelo global del

puente, no se considera como empotramiento perfecto. Al tomarse como base fija, la interacción suelo-estructura no se considera.

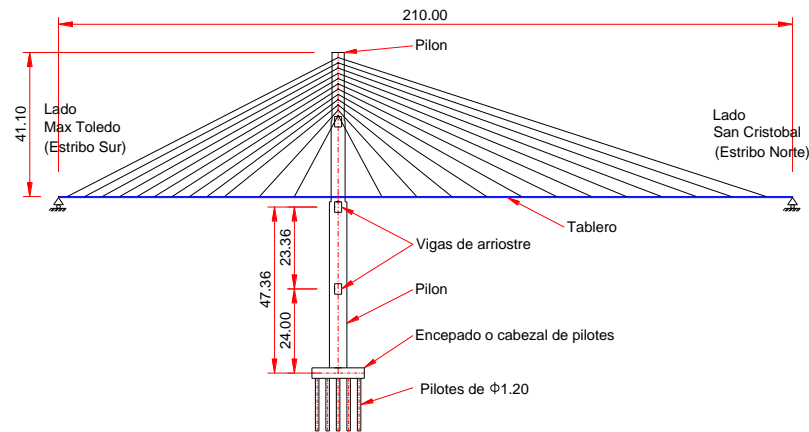


Figura 3.11 Sistema de cimentación de la subestructura. (Fuente propia).

Asimismo, por la configuración del puente, si el pilón por debajo del tablero es alto (figura 3.11), en este caso, los efectos de segundo orden pueden llegar a ser importantes, entonces la hipótesis de empotramiento perfecto en la cimentación puede minimizar los valores de los desplazamientos a lo largo de la pila, y en consecuencia los esfuerzos. Por todo ello se incorpora la cimentación en el modelo conjunto del puente, pero como base fija.

3.5.1 Restricciones geotécnicas.

En el acápite anterior se detalló que el sistema de cimentación (encepado y pilotes) se consideran como base fija vinculada al conjunto de la estructura. Cuando se dice base fija significa que se restringen los nudos del contorno del encepado a desplazamientos en dirección 1 y 2 (o sea en x, y) pero se libera en dirección 3 (o sea en z). Asimismo, se liberan las rotaciones r_1 , r_2 y r_3 (figura 3.12).

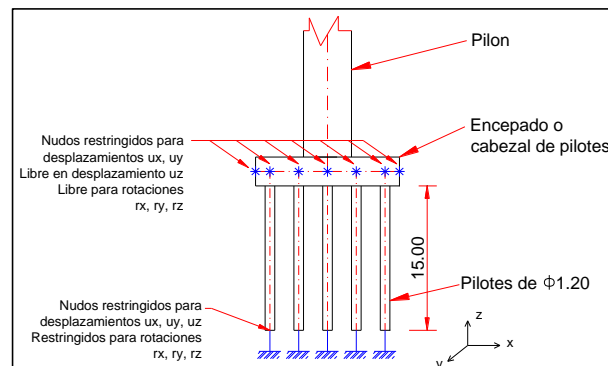


Figura 3.12 Restricciones de la cimentación (fuente propia).

Los pilotes se restringen en el nudo inferior a desplazamientos y rotaciones en 1, 2 y 3 (o sea en x, y, z), no se incluyen resortes con características del medio suelo.

3.6 Diagramas momento-curvatura y momento-rotación.

En zonas sísmicas las estructuras están sometidas a fuerzas producidas por los sismos, razón por la cual una consideración muy importante en el diseño es la ductilidad de la estructura. Ello se debe a que la filosofía actual de diseño se apoya en la absorción y disipación de energía mediante la deformación inelástica para la supervivencia de la estructura en sismos intensos.

Las características de carga y deformación de miembros a flexión en la cedencia y momento último dependen principalmente de la relación momento-curvatura de las secciones ya que la mayoría de las deformaciones de los elementos están asociadas a la flexión. En la figura 3.13 se representa un elemento de hormigón armado en flexión, con momentos y fuerzas axiales iguales. El radio de curvatura, R , la profundidad del eje neutro, kd , la deformación del hormigón en la fibra extrema a compresión, ε_c , y la deformación del acero en tensión, ε_s , varían a lo largo del elemento debido a que en las grietas el hormigón toma cierta tensión.

Utilizando la notación de la figura 3.16 se tienen las relaciones que proporcionan la rotación entre los extremos del elemento.

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1+k)}$$

La relación, $1/R$, es la curvatura en el elemento y está dada por el símbolo, ϕ , entonces.

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1+k)} = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_s}{d} \quad (3.6.1)$$

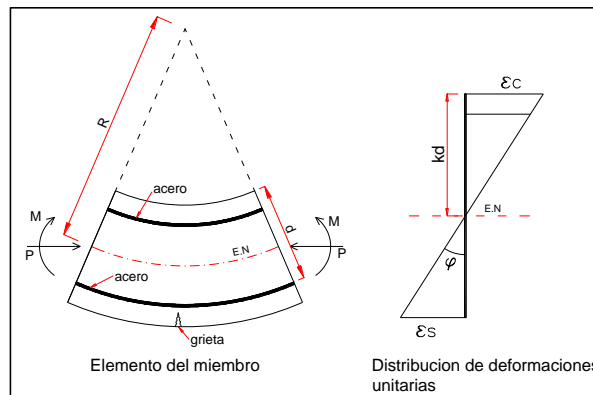


Figura 3.13 Deformación de un miembro a flexión.
(tomado de R. Park y T. Paulay, 1988)

Si se miden las deformaciones en la sección crítica de una viga de hormigón reforzado en una corta longitud calibrada conforme se aumenta el momento flexionante hasta la falla, de la ecuación 3.6.1 se puede calcular la curvatura, lo que permite obtener la relación momento-curvatura para la sección.

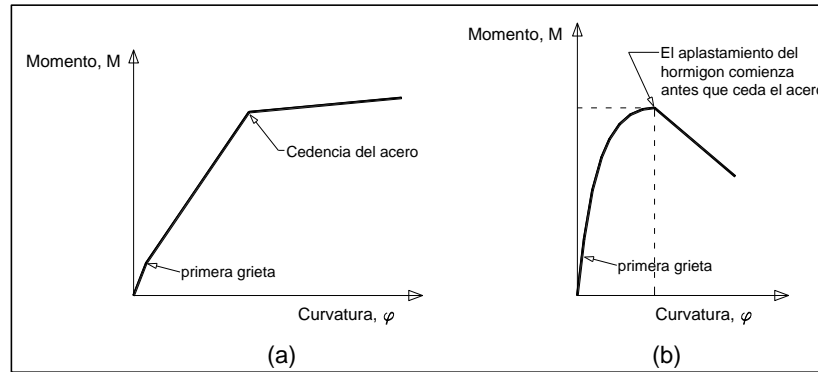


Figura 3.14 Relaciones M- ϕ para secciones de un elemento de hormigón reforzado: a) sección que falla a tensión, b) sección que falla a compresión (tomado de R. Park y T. Paulay, 1988).

En la figura 3.14 se muestran dos de esas curvas obtenidas de mediciones en un elemento de hormigón reforzado que fallan en tensión y compresión. Ambas curvas son lineales en las etapas iniciales, la ecuación clásica de la elástica, es:

$$EI = MR = \frac{M}{\phi} \quad (3.6.2)$$

Esta ecuación proporciona la relación entre el momento, M , y la curvatura, ϕ , en que, EI , es la rigidez a flexión de la sección. Al incrementar el momento, el agrietamiento del hormigón reduce la rigidez a flexión de las secciones, la reducción de la rigidez es mayor para secciones reforzadas ligeramente que para la sección reforzada más fuertemente.

Para la determinación teórica de la relación momento-curvatura, las curvas teóricas momento-curvatura para secciones de hormigón armado con flexión y carga axial se deducen en base a las suposiciones utilizadas para la determinación de la resistencia a flexión. Las secciones planas permanecen planas antes y después de la flexión y que además se conocen las curvas esfuerzo-deformación para el hormigón y acero. Las curvas asociadas con un rango de momentos flexionantes y cargas axiales, se determina utilizando estas suposiciones y a partir de requerimientos de compatibilidad de deformación y equilibrio de fuerzas.

En las figuras 3.15a y 3.15b se detallan curvas típicas esfuerzo-deformación del acero y hormigón.

La figura 3.15c muestra una sección de hormigón reforzado con carga axial y flexión. Para determinada deformación del hormigón en la fibra extrema de compresión, ϵ_{cm} , y una profundidad, kd , del eje neutro, se calculan las deformaciones del acero. Por ejemplo para la varilla de acero, i , a la profundidad, d_i , se tiene.

$$\epsilon_{si} = \epsilon_{cm} = \frac{kd - d_i}{kd} \quad (3.6.3)$$

Luego se determinan los esfuerzos, f_{si} , correspondientes a las deformaciones, ϵ_{si} , a partir de la curva esfuerzo-deformación del acero. Enseguida se encuentran las fuerzas del acero, S_i , a partir de los esfuerzos del acero y las áreas del mismo, entonces para una varilla cualquiera, es:

$$S_i = f_{si} \cdot A_{si} \quad (3.6.4)$$

También para cualquier deformación dada del hormigón, ϵ_{cm} , en la fibra extrema de compresión, se puede definir la fuerza de compresión del concreto, C_c , y su posición en términos de α y γ :

$$C_c = \alpha \cdot f'_c \cdot b \cdot kd \quad (3.6.5)$$

Se determina el factor, α , del esfuerzo medio y el factor, γ , del centroide para cualquier deformación, ϵ_{cm} , en la fibra extrema a compresión para secciones rectangulares a partir de la relación esfuerzo-deformación. Los valores son:

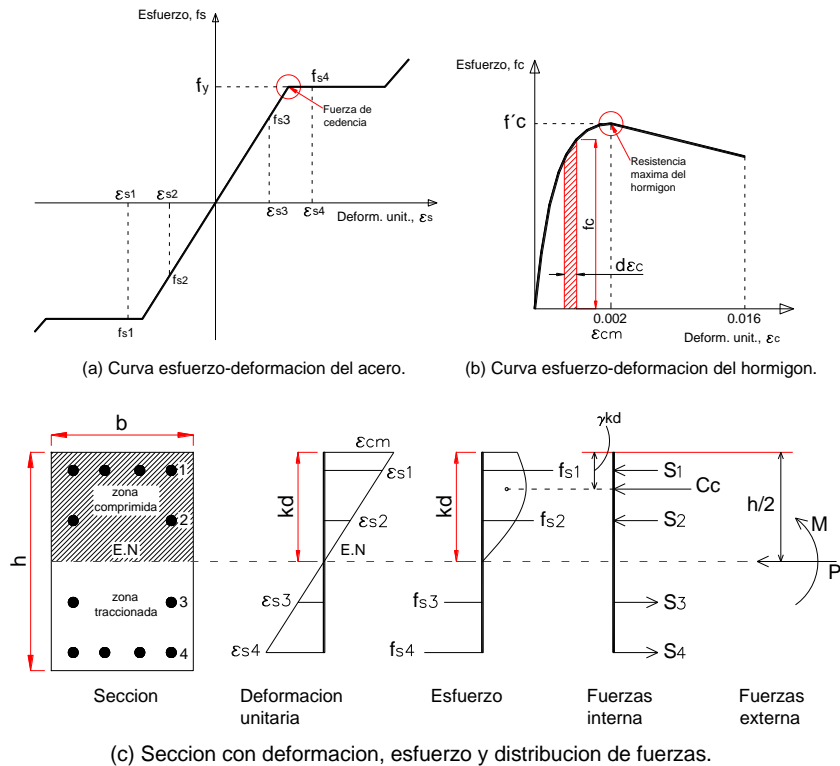


Figura 3.15 Determinación teórica momento-curvatura (tomado de R. Park y T. Paulay, 1988)

El factor, α , del esfuerzo medio, es:

$$\alpha = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c \cdot d\varepsilon_c}{f'_c \cdot \varepsilon_{cm}} \quad (3.6.6)$$

Y el factor, γ , del centroide:

$$\gamma = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} \varepsilon_c \cdot f_c \cdot d\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm} \int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c \cdot d\varepsilon_c} \quad (3.6.7)$$

Finalmente se escriben las ecuaciones de equilibrio de fuerzas como:

$$P = \alpha \cdot f'_c \cdot b \cdot kd + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \quad (3.6.8)$$

$$M = \alpha \cdot f'_c \cdot b \cdot kd \left(\frac{h}{2} - \gamma kd \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (3.6.9)$$

La curvatura está dada, como anteriormente se definió:

$$\phi = \frac{\varepsilon_{cm}}{kd} \quad (3.6.10)$$

La relación teórica momento-curvatura se determina para diferentes cargas axiales, incrementando la deformación del concreto en la fibra, ε_{cm} , extrema a compresión. Asimismo, si se desarrolla el cálculo para graficar la curva momento-curvatura ($M-\phi$) para diferentes valores de, ε_{cm} , el cálculo es muy tedioso, es necesario usar un programa computacional.

En columnas, caso de puentes llámense pilones, pilas o torres (figura 3.16), referente a la ductilidad de una sección de hormigón, si se trata de un elemento no confinado, la carga axial influye en la curvatura, en consecuencia, no hay una curva única momento-curvatura ($M-\phi$) para una sección dada de columna. Es posible graficar las combinaciones de carga axial, P , y momento, M , hacen que la sección alcance su capacidad última y la curvatura, ϕ , correspondientes a esas combinaciones.

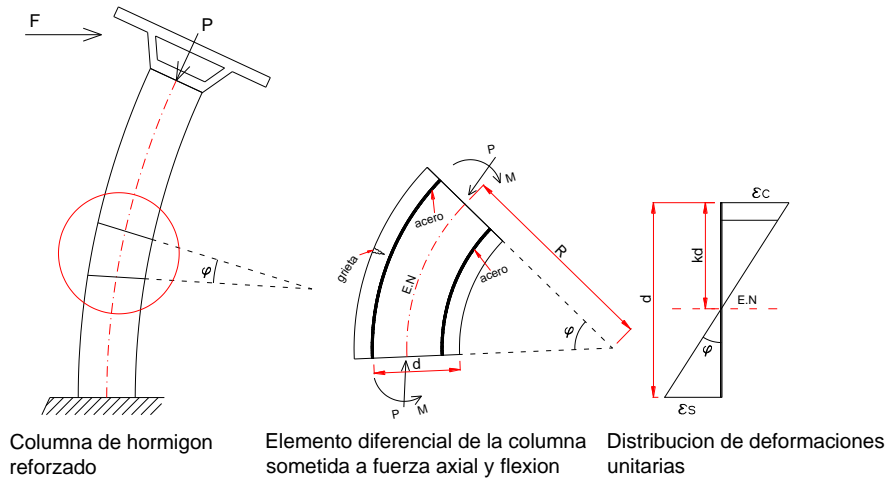


Figura 3.16 Curvatura en una columna debido a fuerza axial y flexión. (tomado de R. Park y T. Paulay, 1988)

Son de especial interés las curvas momento-curvatura obtenidas para secciones de columna con distintos niveles de carga axial constante, o sea, si la carga de la columna se mantiene constante mientras se flexiona la misma hasta que falle.

En la figura 3.17 se muestran curvas para secciones de columna con dos cuantías distintas de acero. En el cálculo se ignoró la resistencia a la tensión del hormigón. Las curvas ilustran nuevamente que a niveles de carga axial superiores a la carga de falla balanceada, la ductilidad es despreciable, y solo se debe a la deformación inelástica del hormigón. A niveles de carga menores a la carga balanceada, la ductilidad aumenta conforme se reduce el nivel de carga. Debido al comportamiento frágil de columnas no confinadas, aun para niveles moderados de carga axial de compresión, normas como el ACI 318-14 especifican que en zonas sísmicas las columnas y vigas dúctiles se confinen en sus extremos mediante refuerzo transversal espaciado estrechamente cuando la carga axial sea mayor que 0.4 de la carga balanceada.

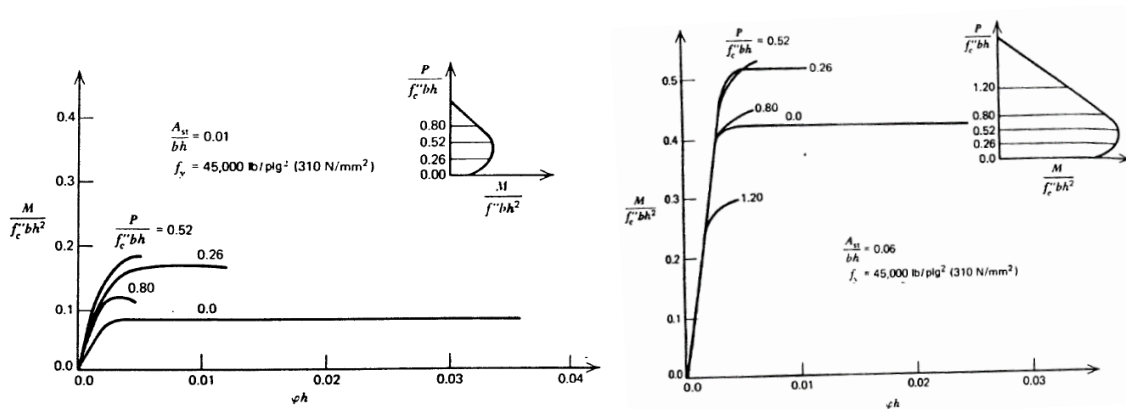


Figura 3.17 Curvas momento-curvatura de secciones de columna para distintos niveles de carga axial (T. Park y Paulay, 1988).

La interpretación de la figura 3.17 se resume y simplifica a continuación en la figura 3.18. El momento-curvatura depende del nivel de carga axial que se aplica a la columna, es decir, cargas que se transfieren de la superestructura a los pilares. Para esto se aplica la combinación de cargas correspondiente para comprimir el pilar, en este estudio se aplican dos casos de combinación de cargas donde se incluye carga móvil y sismo, antes descritos:

- Para factores de carga máximos:
Eventos extr. I = $1.25(DC)+1.50(DW)+\gamma_{EQ}(LL+IM+PL)+1.0(EQ)$
- Para factores de carga mínimos:
Eventos extr. I = $0.90(DC)+0.65(DW)+\gamma_{EQ}(LL+IM+PL)+1.0(EQ)$

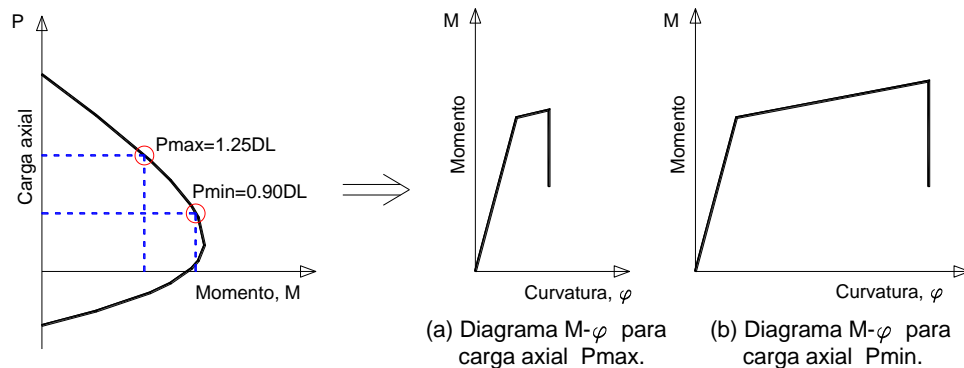


Figura 3.18 Diagramas momento-curvatura para carga máxima y mínima (fuente propia).

En la figura 3.18 se muestra el diagrama de interacción de una columna sometida a carga axial combinada con flexión. La figura 3.18a se describe que para una carga axial muy fuerte la respuesta será un diagrama momento curvatura ($M-\phi$) muy pequeño, poca curvatura y giro, el pilar tiene poco desplazamiento. En cambio, en la figura 3.18b se describe que para una carga mínima la columna está menos comprimida, la respuesta será un diagrama momento curvatura ($M-\phi$) más grande, mayor curvatura y giro, el pilar tiene más desplazamiento.

A manera de ilustración, a continuación se muestra la capacidad de una sección de columna circular de hormigón reforzado para diferentes niveles de carga axial y una misma cuantía de acero de refuerzo.

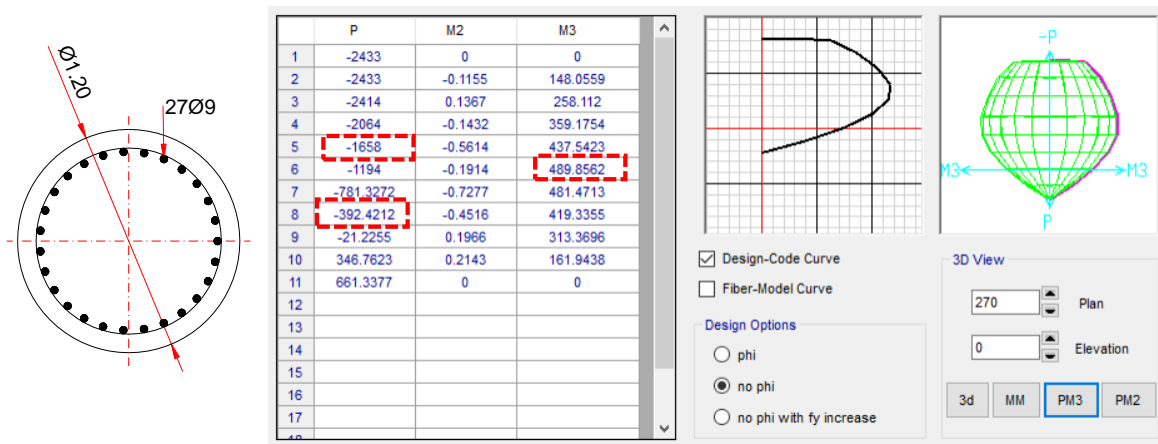


Figura 3.19 Diagrama de interacción P-M generado por software CSIBridge para sección circular.

El diagrama de interacción P-M de la figura 3.19, se muestra con más detalle en la figura 3.20. La zona dúctil se encuentra entre el valor mayor y menor de la carga axial P.

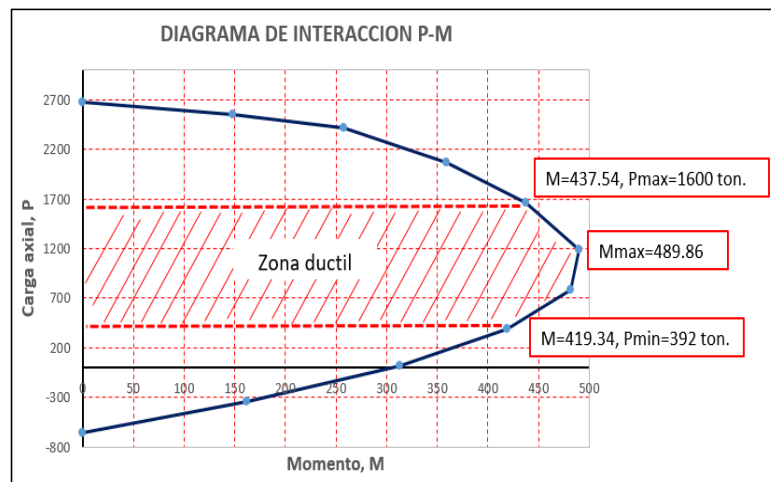


Figura 3.20 Diagrama de interacción P-M de la sección circular. (elaboración propia en base a resultados CSIBridge)

La relación momento-curvatura de la sección aplicando las mismas cargas axiales se indica en la figura 3.21. Se observa que la columna tiene mayor curvatura para una carga axial mínima y por el contrario curvatura menor para carga axial grande. En este caso el diseño de la columna se encuentra en los rangos de $P=1658$ ton. y $P=392$ ton. por ser la zona dúctil del elemento.

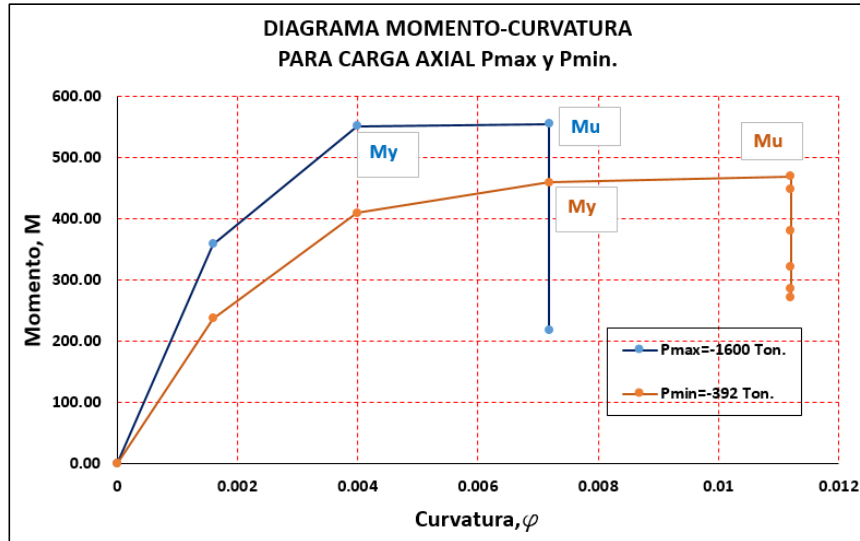


Figura 3.21 Diagramas momento-curvatura para secciones de columna circular en niveles de carga axial Pmax y Pmin. (elaboración propia en base a resultados CSIBridge)

En elementos de hormigón confinado, si la zona a compresión se confina mediante refuerzo transversal espaciado estrechamente en forma de estribos, aros o hélices cerrados, se aumenta considerablemente la ductilidad del hormigón lográndose un mejor comportamiento dúctil del elemento en la carga última.

3.7 Ductilidad.

Se define ductilidad la propiedad de un elemento estructural de hormigón reforzado, sea viga o columna, a la capacidad de deformarse sin llegar a su degradación parcial o total, capacidad de resistir esfuerzos tanto que puede deformarse hasta llegar al colapso.

Existen tres tipologías de ductilidad que relacionan los estados límites últimos de un elemento estructural, la ductilidad por curvatura, la de deformaciones como indicadores del desempeño en las secciones de los elementos, y la ductilidad por desplazamientos que es muy importante para análisis global de la estructura porque permite relacionar el desempeño estructural cuando se aplican fuerzas laterales debidas a sismo. La ecuación se define como:

$$\text{Ductilidad por desplazamientos: } \mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \Rightarrow \mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{\text{yield}}} \quad (3.6.11)$$

Donde:

Δ_{\max} = desplazamiento máximo de la estructura.

$\Delta_{\text{elástico}}$ = desplazamiento en el punto de cedencia de la estructura.

Entonces la ductilidad esta correlacionado con los desplazamientos que se generan en la estructura debido a excitaciones dinámicas que generan fuerzas laterales; con esta propiedad se controlan los desplazamientos de la misma. La respuesta dúctil de un elemento sometido a fuerzas laterales versus desplazamientos puede simplificarse en la figura 3.22.

Donde:

1. Inicio de agrietamiento.
2. Punto de pseudo-cedencia o fluencia.
3. Deformaciones plásticas máximas.
4. Colapso.

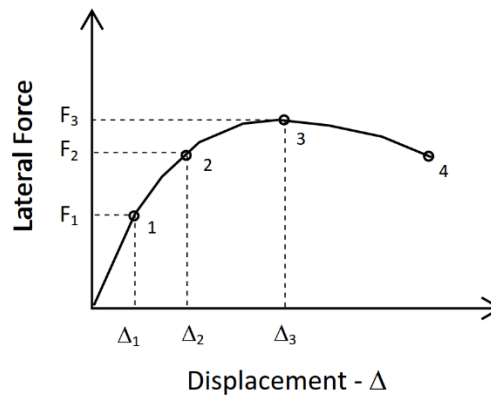


Figura 3.22 Respuesta dúctil de una estructura. (Jingsong Liu, 2017)

Por otra parte, está comprobado que los desplazamientos máximos de sistemas elásticos y sistemas dúctiles de período similar son aproximadamente iguales (figura 3.23), por tal razón puede resultar muy caro diseñar una estructura elástica en su totalidad.

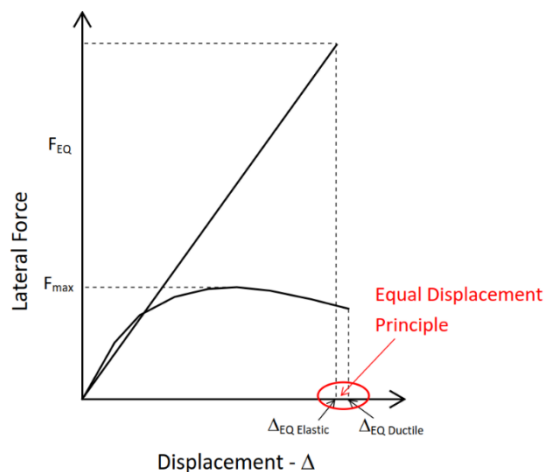


Figura 3.23 Comparación de desplazamientos de una estructura elástica versus otra dúctil (Jingsong Liu, 2017).

La ecuación 3.6.11 se conoce normalmente como factor de ductilidad, μ , es la relación del desplazamiento máximo generado por fuerzas laterales aplicadas a la estructura y su desplazamiento en la cedencia (ver figura 3.24).

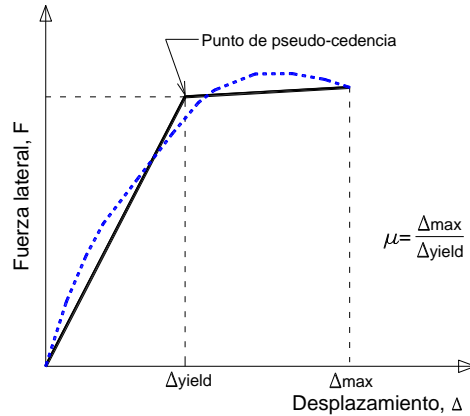


Figura 3.24 Factor de ductilidad.

Algunos valores de factores de ductilidad, μ , investigados por varios autores dan pautas que a mayor valor de este factor la respuesta de la estructura tiende a ser más dúctil (figura 3.25).

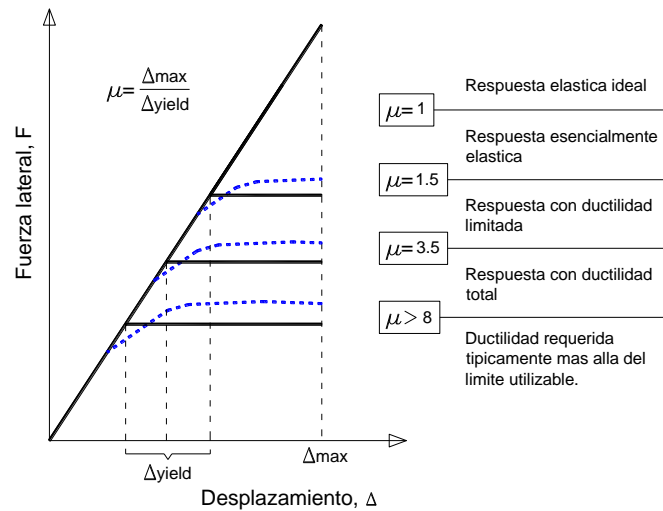


Figura 3.25 Valores aproximados de factores de ductilidad μ . (Jingsong Liu, 2017).

La importancia de la ductilidad en elementos de una estructura, en puentes son los pilones o pilas, radica en su capacidad de disipar energía fuera del rango elástico llegando a la zona plástica, de manera que el elemento estructural pueda deformarse sin colapsar. Esta propiedad es trascendental en el diseño sísmico de una estructura ya que se previene el colapso debidos a fuerzas sísmicas, viento y otras. Los códigos y normas de diseño han establecido límites máximos de cuantías de acero de refuerzo en los elementos de hormigón reforzado de manera

que, al perder su capacidad resistente en el rango elástico, la falla sea a tracción y no a compresión y el elemento pueda ingresar al rango inelástico. Cuanto más dúctil sea una estructura, mejor disipará energía sísmica sin llegar a la falla, situación que es ideal ante la incertidumbre de valores de las aceleraciones en el suelo producidas por un terremoto y su transferencia a la estructura.

3.7.1 Coeficiente de ductilidad R.

También llamado factor de modificación de respuesta, R, o ductilidad de demanda de desplazamientos, μ_D , para subestructuras. Este coeficiente sirve para reducir el espectro de diseño elástico a espectro inelástico con el cual se procede al diseño de los elementos de cedencia y para que la estructura incurra en el rango inelástico. La incursión en el rango inelástico conduce a un daño del elemento estructural el cual debe ser controlado a través de desplazamientos de la estructura y el nivel de daño local en las rótulas. Los desplazamientos están relacionados a la ductilidad del elemento.

Los valores y rangos de ductilidad descritos en la figura 3.25 no están especificados en los códigos y normas actuales, dichos valores son útiles entre académicos e investigadores para comparar si la respuesta de una estructura es elástica, esencialmente elástica, respuesta con ductilidad limitada, respuesta con ductilidad total o ductilidad más allá del límite utilizable. El valor de la ductilidad se convierte en un índice que establece claramente la cantidad de veces que la estructura se deformará fuera del rango elástico incurriendo en el rango inelástico hasta colapsar.

La única relación que existe entre el campo normativo y los obtenidos de la ductilidad son los valores del factor de modificación de respuesta R o ductilidad de demanda de desplazamientos μ_D , se especifican en códigos y normas de diseño sísmico. En las tablas 3.7.1.1 y 3.7.1.2 de LRFD WSDOT y AASHTO LRFD respectivamente, se especifican los valores de R y μ_D .

Miembro crítico sísmico	Límite de demanda de ductilidad desplazamiento μ_D				
	Puente Normales	Puentes esenciales		Puentes críticos	
		SEE	FEE	SEE	FEE
Tipo de muro de pila en dirección débil	5.0	2.5	1.5	1.5	1.0
Tipo de muro de pila en la dirección fuerte	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Pilón de columna simple	5.0	2.5	1.5	1.5	1.0
Pilón de columna compuesta	6.0	3.5	2.0	1.5	1.0
Pila de columna con articulación plástica en la parte superior de la columna.	5.0	3.5	2.0	1.5	1.0
Pila de columna con articulación plástica debajo del suelo.	4.0	2.5	1.5	1.5	1.0
Superestructura	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabla 3.7.1.1 Valores de demanda de ductilidad de desplazamiento μ_D (tomado de LRFD WSDOT 2014).

Subestructura	Categoría Operacional		
	Crítica	Esencial	Otra
Pilares tipo muro-dimensión mayor	1.5	1.5	2.0
Pórticos de concreto reforzado			
• Pilas verticales únicamente	1.5	2.0	3.0
• Con pilas inclinadas	1.5	1.5	2.0
Columnas solas	1.5	2.0	3.0
Pórticos de acero o compuestos hacer/concreto			
• Pilas verticales únicamente	1.5	3.5	5.0
• Con pilas inclinadas	1.5	2.0	3.0
Pórticos con múltiples columnas	1.5	3.5	5.0

Tabla 3.7.1.2 Valores de factores de modificación de respuesta R (tomado de AASHTO LRFD 2014).

Ambas normas especifican que si se usa un método de análisis no lineal de historia en el tiempo, el factor de modificación de respuesta, R, se tomará como 1.0 para todas las subestructuras y conexiones.

La única diferencia entre normas es el uso del valor de μ_D para dos tipos de terremotos de diferente periodo de retorno. La WSDOT 2014 es más explícita, especifica que el espectro de diseño a usar debe ser para un Terremoto de Evaluación de Seguridad (SEE) de 1000 años de período de retorno con 7% de probabilidad de excedencia y un tiempo de exposición de 75 años. Este requisito es coincidente con la norma AASHTO LRFD 2014. Otro valor a usar de μ_D , es para espectros de diseño basados en Terremotos de Evaluación Funcional (FEE) de 210 años de periodo de retorno con 30% de probabilidad de excedencia en 75 años de exposición. Está claro que este requisito es para zonas donde la sismicidad es baja o la frecuencia de sismos de poca intensidad es periódica de manera que no se sobredimensionen los diseños de puentes.

3.8 Selección y análisis de registros sísmicos.

Este paso es un muy importante para la aplicación del método basado en desplazamientos porque se calcula la demanda sísmica y con éste los desplazamientos de demanda en la estructura. La recolección y selección de registros de sismos de acelerógrafos y su aplicación en dinámica estructural es muy importante, existen numerosas entidades internacionales y nacionales que disponen base de datos de registros sísmicos en internet por ejemplo, el PEER center, IRIS, COSMOS, USGS, EQC y GNS de Nueva Zelanda y muchos otros; a nivel nacional entre los más cercanos el Centro sismológico de Chile y el Instituto Geofísico del Perú. En Bolivia lamentablemente no se tiene un centro sismológico nacional oficial que pueda proporcionar información sísmica.

En el proceso de selección de sismos para ser utilizados en análisis de estructuras, algunos autores (Oyarzo-Vera et al., 2009) presentan un procedimiento cuya metodología y criterios de selección podrían ser utilizados en Bolivia, Perú, Chile, América y otros lugares. Este procedimiento establece zonas con características sismológicas comunes definidas en base a mapas de riesgo sísmico. Estos mapas

se incluyen en las normas, tal el caso de la peruana, chilena o cualquier otro país, y son construidos a partir de análisis probabilístico, en conjunto con información histórica relativa a las características de los terremotos registrados en cada zona sea magnitud, profundidad, distancia epicentral y mecanismo de falla.

En el presente estudio se toman datos del Instituto Geofísico del Perú del cual se extraen siete pares de registros planos de texto de acelerógrafos de sismos de magnitud superior a 5.0 de los últimos dos años, los cuales, según la fuente han sido corregidos por línea base. Para la selección de los registros, se tomó en cuenta parámetros tales como el PGA en cada dirección horizontal (no se considera componente vertical), espectro de Fourier e intensidad de Arias, llegando a la conclusión que para la evaluación sísmica del puente la componente horizontal E-W de los registros es la más crítica (ver apéndice IV). Para fines netamente académicos, se aplican los anteriores sismos que fueron registrados en Perú y no en Bolivia. Ambos países tienen zonas sismológicas casi comunes en la zona andina y subandina.

3.9 Demanda sísmica o espectro de diseño para la zona del puente.

Una vez seleccionados los sismos se procede con el cálculo de la demanda sísmica. Comparando la norma peruana para el diseño de puentes vehiculares y el mapa de riesgo sísmico de Bolivia elaborado por el Observatorio de San Calixto de La Paz, se toma el valor de PGA. Este último mapa tiene uso solo referencial, puesto que Bolivia no tiene norma específica para puentes vehiculares, por lo tanto, no existen mapas de isoaceleración para suelo tipo B según especifican los códigos AASHTO LRFD 2014 y WSDOT 2014. En tal razón, se asume conservadoramente un valor de la aceleración máxima del suelo PGA para la zona ciudad de Sucre.

Con los siete registros aplicando un lenguaje de programación se calcula el espectro de pseudoaceleraciones para 5% de factor de amortiguamiento y luego se normalizado para el PGA correspondiente. Posteriormente aplicando el método de los tres puntos de AASHTO LRFD 2012 se calcula el espectro elástico de diseño para suelo tipo B tal como especifica la norma, con éste se adecua y calcula el espectro elástico correspondiente al suelo del proyecto. Para este propósito, primero se clasifica sísmicamente el suelo con datos de la velocidad de onda de corte y SPT, con esta información se aplica tablas de AASHTO LRFD 2012 para su clasificación, posteriormente asignando coeficientes de sitio de tablas de la misma norma, se diseña el espectro o demanda sísmica para la zona del proyecto. El procedimiento detallado de cálculo de la demanda sísmica, se describe en Apéndice IV.

El espectro elástico de diseño o demanda sísmica es el espectro sin reducción se denomina “Espectro Sucre” y se somete al puente para evaluar los desplazamientos que produce en la estructura.

CAPITULO IV. FORMULACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO.

4.1 Principios fundamentales del método basado en desplazamientos.

Para desarrollar una comprensión de la dinámica estructural de un puente, es útil comenzar con puentes simples que se comportan esencialmente como sistemas únicos de masa-resorte, es decir, sistema de un solo grado de libertad (SDOF), ya que es el primer modo de vibración que en la mayoría de los casos controla la respuesta, además es el que genera mayores deformaciones y rotaciones inelásticas en las rótulas plásticas.

Los puentes más complicados como es el caso de los atirantados tienen múltiples grados de libertad (MDOF) porque los pilones están formados por pórticos, pero la base de análisis es un sistema SDOF.

Comportamiento de un solo grado de libertad, si se supone que la masa de un puente se concentra en un solo punto, y un solo desplazamiento describe el movimiento de ese punto, el puente puede modelarse como un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) como se muestra en la figura 4.1. El comportamiento dinámico en dirección longitudinal se puede representar por el desplazamiento simple, u , de la superestructura. Esto es posible porque la superestructura es rígida en esta dirección y todos los puntos a lo largo de su longitud tienen el mismo desplazamiento, u , incluido el centro de masa.

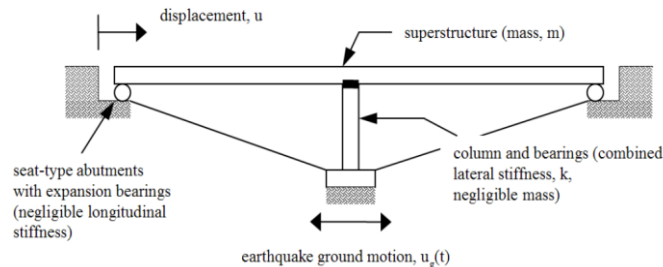


Figura 4.1 Puente de dos vanos sujeto a movimiento longitudinal del suelo debido a sismo (tomado de AASHTO LRFD 2014).

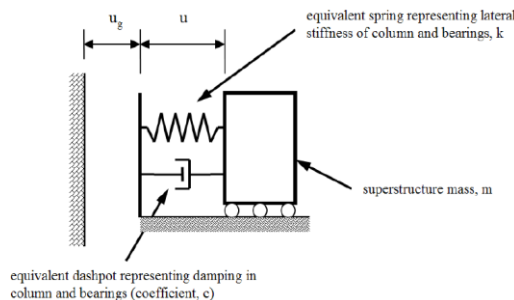


Figura 4.2 Modelo de masa de resorte de un solo grado de libertad para puente en dirección longitudinal (tomado de AASHTO LRFD 2014).

Al representarse un puente como un sistema SDOF, las fuerzas inerciales, de resorte y de amortiguamiento que actúan sobre la masa deben estar en equilibrio en todo momento, esto conduce a la siguiente ecuación de movimiento, ecuación que está en equilibrio para un puente que actúa como un grado de libertad (SDOF):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (4-1)$$

Donde:

m = masa total del puente concentrado en un solo punto.

k = rigidez lateral de la estructura, pilas, apoyos.

c = amortiguamiento constante, asumiendo que el puente es amortiguado viscosamente.

\ddot{u}_g = Aceleración del suelo, historia de tiempo del terremoto.

\dot{u} = velocidad de la masa con relación al suelo.

u = desplazamiento de la masa con relación al suelo.

Las soluciones de forma cerrada para la ecuación 4-1 están disponibles en muchos libros de texto sobre dinámica estructural, siempre que el puente permanezca elástico y el movimiento del suelo sea armónico, periódico, de un solo pulso o una función de rampa o escalón. Dado que los movimientos del suelo debido a sismos no son ninguno de estos, sino de naturaleza arbitraria, se obtiene una solución a la ecuación 4-1 utilizando una o más técnicas de integración numérica que avanzan en el tiempo. Esta técnica no se desarrolla en el presente, pero como primer paso es útil comenzar con el caso de vibración libre de un puente no amortiguado.

Por otra parte, respecto a los métodos de linealización para el diseño, el diseño sísmico actual a menudo depende de la estimación de los resultados inelásticos utilizando procedimientos de análisis elásticos lineales. Esto es más una conveniencia que un reconocimiento de la realidad. Podríamos preferir analizar la respuesta inelástica de capacidad de los puentes utilizando técnicas del historial de la respuesta inelástica, pero estas no siempre son económicas usar en un diseño, a menudo se recomienda para puentes de luces muy grandes e importantes.

Respecto a las combinaciones de carga sísmica, el diseño sísmico detallado de un puente a menudo se realiza con las cargas de servicio en cualquier dirección, a menos que la carga sísmica sea la que controle el diseño. En el presente estudio las cargas sísmicas son las que controlan el diseño tienen una ocurrencia única con un período de retorno de 1000 años y vida de diseño de 75 años para un puente nuevo. La carga viva se solía considerar solo para puentes críticos y esenciales, pero, hoy se considera una fracción de la carga viva cuando ocurra un sismo. Algunos códigos como AASHTO LRFD y WSDOT LRFD, especifican aplicar la Regla de Turkstra que indica que el factor de carga $\gamma_{EQ} = 0.50$ es razonable para una amplia gama de valores de tráfico diario promedio de

camiones (ADTT). Se usa este valor cuando la carga viva es considerada simultáneamente con la carga sísmica.

Al aplicar la carga viva en la evaluación sísmica, el procedimiento basado en desplazamientos difiere con el método basado en fuerzas, tal como se incluye en las especificaciones AASHTO LRFD. En particular, hay diferencias en la forma en que las cargas permanentes se incluyen en las verificaciones de diseño. Sin embargo, en el procedimiento basado en desplazamientos, las variaciones en las cargas permanentes por múltiples factores de carga requieren que se realicen múltiples evaluaciones y que se evalúe la demanda frente a la capacidad de cada una. La carga permanente suele ser la carga predominante, entonces las variaciones en la carga permanente también afectarían la carga inercial sísmica, lo que afectaría el análisis de la demanda sísmica.

El método de diseño basado en desplazamiento, hoy es el método muy utilizado en varios códigos y normas. Este método, a diferencia del basado en fuerzas, no facilita un camino único para el diseño de la fuerza para la cedencia de los elementos. En su lugar, siempre que se proporcione un umbral de resistencia lateral mínima para el sistema de cedencia (pila o pión), el proyectista es libre de proporcionar el sistema de cedencia según sea necesario, para garantizar que la demanda por desplazamiento sea menor que la capacidad de desplazamiento en cada apoyo interior. Esto es, por supuesto, siempre que se satisfagan todos los casos de carga no sísmica. Por lo tanto, el diseñador simplemente propone un sistema lateral y las correspondientes fuerzas para los elementos y luego verificar que la capacidad de desplazamiento sea adecuada.

La capacidad se basa en la ductilidad por cedencia de los pilones, y sus capacidades de desplazamiento pueden controlarse mediante el refuerzo longitudinal y transversal proporcionado a dichas pilas y la configuración de las mismas. Al final, se realiza una comprobación directa de la capacidad de desplazamiento en relación con la demanda, cumpliendo la ecuación 2-2 antes descrita.

$$\frac{D}{C} < 1$$

El proceso utilizado en el método basado en desplazamientos, se describe en la Tabla 4.1.

Paso	Proceso de diseño Método Basado en Desplazamientos
1	Diseño para casos no sísmicos/resistencia mínima.
2	Desarrollar el modelo de demanda.
3	Analizar el modelo para desplazamientos elásticos y realizar combinaciones direccionales.
4	Desarrollar un modelo para la evaluación por desplazamiento.
5	Determinar el desplazamiento máximo permisible.
6	Comparar ambos desplazamientos (capacidad de la estructura con los desplazamientos de demanda).
7	Ajustar los detalles para que la capacidad supere la demanda.
8	Capacidad para proteger a los elementos que no lleguen a la cedencia.

Tabla 4.1 Enfoque general del Método basado en desplazamientos (tomado de tomado de AASHTO LRFD 2013).

El método basado en desplazamientos, utiliza un modelo de demanda. Sin embargo, la demanda es simplemente el desplazamiento debido a sismo, y esto incluye el efecto de múltiples modos de vibración, combinación direccional y también flexibilidad de la cimentación. Por lo tanto, la respuesta en el modelo debido a la demanda puede verse como desplazamientos objetivos en cada apoyo de la subestructura del puente y este debe resistir sin daños que conduzcan a una pérdida prematura de su resistencia. Estas demandas de desplazamiento objetivo se ajustan para estimar adecuadamente los desplazamientos inelásticos a partir del análisis elástico, al igual como se realiza con el método basado en fuerzas.

La evaluación de capacidad por el método basado en desplazamiento, implica realizar un análisis seccional para obtener la relación entre el momento y la curvatura, y el análisis para calcular las características de carga y desplazamiento del puente (modelo de evaluación de desplazamiento) y así determinar la capacidad por desplazamiento (desplazamiento permisible) de la subestructura que en el presente es el pilón (elemento de cedencia) del puente. La capacidad de desplazamiento se compara con la demanda sísmica para evaluar la capacidad del componente para resistir el sismo. Si la capacidad de desplazamiento es inadecuada, entonces se puede agregar acero longitudinal y de confinamiento adicional para mejorar la ductilidad de la sección (del elemento de cedencia), que se refleja en la relación entre el momento y la curvatura. La verificación de desplazamiento se recalcula, y el proceso se repite hasta obtener la capacidad de desplazamiento adecuada. Alternativamente se modifica, la configuración del puente como la altura de pilones hasta mejorar la capacidad de desplazamiento.

En el diseño sísmico, un puente se puede clasificar típicamente según su respuesta sísmica estructural en términos de un nivel de daño aceptable. Estas categorías son una herramienta para diferenciar entre los puentes que se esperan

proporcionen deformabilidad y ductilidad significativas en el sismo de diseño y los que no deben ser tan dúctiles.

Generalmente, en regiones de mayor riesgo sísmico, un puente deberá proporcionar ductilidad significativa y esta respuesta se clasifica como respuesta dúctil convencional (estructuras de ductilidad completa). En estos casos, se pretende que un mecanismo plástico completo se desarrolle varias veces durante la carga sísmica horizontal, y el mecanismo plástico debe definirse claramente como parte de la estrategia de diseño. Los detalles estructurales y las proporciones de los elementos deben garantizar una gran capacidad de ductilidad, μ_C , bajo inversiones de carga sin una degradación significativa de la resistencia con demandas de ductilidad en el rango de $4.0 \leq \mu_D \leq 6.0$. Esta respuesta se anticipa para puentes en zonas de alta sismicidad diseñadas para un criterio de seguridad y sin colapso.

En regiones de menor riesgo sísmico, puede que no se requiera ductilidad significativa y estas estructuras se clasifican como respuesta de ductilidad limitada (ver figura 3.25). En estos casos, se pretende que se desarrolle un mecanismo plástico como el descrito anteriormente para estructuras de ductilidad completa durante la carga horizontal, pero las demandas de ductilidad se reducen ($\mu_D \leq 4.0$). Los requisitos de detalle y dosificación en estos casos son menores que los requeridos para las estructuras de ductilidad completa. Este nivel de respuesta puede permitirse porque la evaluación directa de la capacidad de desplazamiento permite al diseñador proporcionar detalles más precisos que sean acordes con la demanda sísmica esperada.

Además de evaluar la demanda de desplazamiento contra la capacidad de desplazamiento, puede requerirse un control directo de las demandas de ductilidad de los elementos locales para minimizar el riesgo de estirar los límites de las demandas de ductilidad y la deformabilidad de las columnas más allá de lo que se ha demostrado mediante pruebas experimentales. Las demandas locales se encuentran aislando una parte de una columna en un elemento cantilever equivalente, luego calculando la demanda de ductilidad en el elemento aislado en el nivel de terremoto de diseño.

Algunos detalles que deben abordarse para asegurar capacidad de desplazamiento adecuada son el acero de refuerzo longitudinal, anclajes y desarrollo del refuerzo y extensión del acero de confinamiento apropiado para hormigón reforzado. Una vez que se diseñan los elementos de cedencia (los pilones), el resto del puente se puede diseñar utilizando principios de protección de capacidad.

El método basado en desplazamientos utiliza principios de protección de capacidad para proteger aquellos elementos que no forman parte del sistema de cedencia.

4.2 Clasificación y tipos de puente para análisis del método.

Otro dato importante para desarrollar el método basado en desplazamientos, es la clasificación del puente. Las especificaciones de AASHTO LRFD 2014 y WSDOT 2014 clasifican a estas estructuras por su importancia y funcionalidad en puentes críticos, esenciales y normales.

Los puentes críticos, se espera que éstos proporcionen acceso inmediato a emergencia y los medios necesarios de seguridad de vida o similares después de un sismo. La designación Crítica es típicamente reservada para proyectos de alto costo, por lo tanto, debe protegerse la inversión. También para aquellos proyectos que si se dañaran durante un terremoto, sus reparaciones serian costosas. Los puentes esenciales, sirven como vínculos vitales, reconstruir las áreas dañadas y proporcionar acceso al público poco tiempo después del sismo. Los puentes normales son todos los puentes no asignados como crítico o esencial se designan como normales.

En base a la anterior clasificación, el puente atirantado del presente estudio es clasificado como puente esencial.

4.3 Escalamiento de registros sísmicos para análisis de respuesta en el tiempo.

La evaluación sísmica de la respuesta en el tiempo más conocida como time-history, es un método de análisis estructural dinámico en el cual un modelo de una estructura es sometido a la acción de un conjunto de acciones variables en el tiempo. Este tipo de análisis pretende reproducir la respuesta real de la estructura debido a excitaciones dinámicas producidas por un sismo. Dicha respuesta se utiliza para determinar los parámetros de diseño tales como esfuerzos, deformaciones, desplazamientos y otros. La respuesta del sistema es evaluada a través del desplazamiento máximo (u_{max}) registrado en la estructura.

En el presente proyecto, debido al costo computacional al usar el análisis de la respuesta en el tiempo (time-history), no se aplicará este método.

4.4 Estimación del detalle de la armadura.

En este proyecto, el elemento dúctil es el pilón que tiene forma de H o pórtico, es un elemento que tiene sección variable, está conformado por columnas de sección que pueden ser circulares o rectangulares macizas o huecas. La opción más favorable, en este caso, es la sección circular que es más eficiente, tiene buena inercia en todas direcciones, es económica y de fácil construcción (figuras 4.3a y 4.3b).

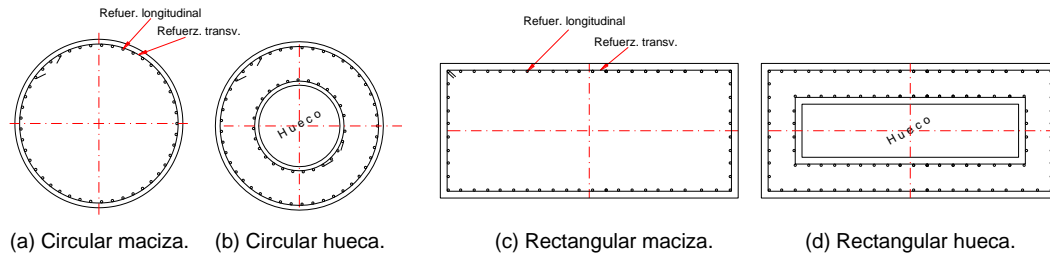


Figura 4.3 Secciones típicas usadas en un pilón. (Fuente propia).

Las secciones cuadradas y rectangulares (figuras 4.3c, 4.3d), presentan cierta deficiencia desde un punto de vista del confinamiento del hormigón, puesto que el confinamiento del núcleo no es homogéneo en todo el perímetro de la sección, llevando a disponer estribos adicionales para que la barras queden correctamente restringidas a pandeo local por exceso de compresiones en una de las caras o esquinas, pero, como se dijo antes, está demostrado que el acero transversal rectangular o cuadrado de confinamiento produce un aumento significativo en la ductilidad y cierto aumento en la resistencia en el elemento.

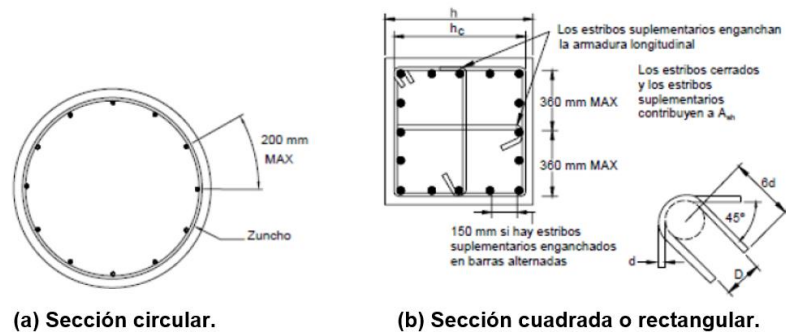


Figura 4.4 Detalles de la armadura estructural para diseño sísmico (tomado de AASHTO LRFD 2014).

Otro tipo de secciones transversales de pilones para puentes son aquellas de sección hueca como se observa en las figuras 4.3b y 4.3d. En puentes vehiculares de gran magnitud de luces largas y formas no convencionales, se requieren secciones resistentes a flexión bastante voluminosas de inercia adecuada. En estos casos, el uso de secciones aligeradas, estructuralmente son eficientes porque sus condiciones de rigidez y resistencia son prácticamente iguales a las de un elemento macizo, siendo la sección circular hueca la más óptima. En la figura 4.4 se detalla la armadura que se aplica a pilas, se especifica separación máxima de aceros longitudinales y estribos adicionales.

Respecto a las cuantías de acero, para el refuerzo longitudinal, la norma AASHTO LRFD 2014 especifica que no debe ser menor a 1% ni mayor a 6% de la sección transversal bruta del elemento. La norma WSDOT 2014 es más específica, la relación de área de refuerzo es el área de acero dividida entre la sección bruta de

la pila (As/Ag). Para la categoría de diseño sísmico SDC A, B, C y D la relación máxima del refuerzo debe ser 4%. La relación de refuerzo mínima debe ser 0.7% para SDC A, B, y C y para SDC D debe ser 1% mínimo. Para el acero transversal, la cantidad de refuerzo transversal mínima están especificadas en ambas normas.

4.5 Comportamiento elástico y no lineal.

Los elementos de un puente, se diseñan para mantenerse dentro de su rango elástico, pero esto no siempre es económicamente viable durante cargas extremas, por ejemplo, un terremoto de magnitud media a grande. Se espera una cedencia durante un gran terremoto con daños consecuentes, pero, este daño se considera aceptable siempre que no cause colapso de algún elemento o tramo del puente y sea fácilmente accesible. La cedencia de la pila debe diseñarse y detallarse para sostener grandes deformaciones plásticas sin ruptura o deformación de su acero de refuerzo. La cedencia seguida de una deformación plástica es lo que se llama rótula plástica, es la principal fuente de comportamiento no lineal en un puente durante un sismo. Se recuerda que las fuentes de no linealidad consideradas en el presente estudio son de los materiales y las geométricas; otras fuentes de no linealidad, pero que no son consideradas en el presente estudio, son las propiedades inelásticas del suelo y los grandes desplazamientos que pueden ocurrir justo antes y durante el colapso.

Por varios años, la forma más común de analizar un puente no lineal fue resolver un problema lineal equivalente utilizando propiedades linealizadas equivalentes. De esta manera, los métodos elásticos de análisis aún podrían usarse para estimar la respuesta no lineal, pero el grado de conservadurismo en los resultados no se conocía. Sin embargo, con el desarrollo de métodos estáticos y dinámicos no lineales explícitos, ahora hay métodos más rigurosos disponibles y se deben usar siempre que sea posible (pushover y de la historia en el tiempo, respectivamente), particularmente en áreas de alta actividad sísmica.

Con algunas herramientas de software disponibles en la actualidad, el análisis de los efectos de grandes desplazamientos es factible pero no se realiza de manera rutinaria, solo es necesario en circunstancias muy especiales, la interpretación de resultados es importante.

4.6 Métodos de análisis no-lineal.

El método basado en desplazamientos necesita procedimientos de análisis para calcular la capacidad de desplazamientos de la estructura. Para puentes atirantados son aplicables métodos estáticos no-lineales y los dinámicos no lineales. De los métodos estáticos no-lineales, se tienen dos métodos:

- Método capacidad/demanda de la estructura (conocido como Pushover).
- Método del espectro de capacidad.

Ambos métodos utilizan métodos elásticos de análisis para determinar la demanda en un puente y técnicas no-lineales explícitas tal como el espectro inelástico para evaluar la capacidad del puente para resistir estas demandas.

El **método capacidad/demanda** de la estructura (método Pushover), es un procedimiento sísmico estático no lineal y es el que se aplica en la presente evaluación. Tiene un enfoque de dos pasos. Primero, requiere una evaluación de la capacidad de desplazamiento mediante un análisis Pushover (empuje con fuerzas laterales). Dicho análisis considera cada estado límite relevante y nivel de funcionalidad, incluidos los efectos P-delta ($P-\Delta$), se aplica un espectro inelástico para diseño de los elementos de cedencia de manera que la estructura incurra en el rango no lineal. Segundo, requiere un análisis de espectro elástico de diseño para evaluar las demandas de desplazamiento máximos en el puente.

La evaluación de la capacidad de desplazamiento, es determinar el desplazamiento en el cual los miembros resistentes al sismo del puente (elementos fusibles pilas o pilones) alcanzan su capacidad de deformación inelástica. Los estados de daño se definen típicamente por límites de deformación locales, como la rotación de la articulación plástica. Los desplazamientos pueden estar limitados por una pérdida de capacidad, como la degradación de la fuerza en grandes deformaciones inelásticas o efectos P-delta ($P-\Delta$). Esta evaluación se aplica a cada pila o pilón individual del puente para determinar su comportamiento de desplazamiento debido a carga lateral. Se realiza de forma independiente en las direcciones longitudinal y transversal, luego se identifica cuáles son los componentes del pilón los primeros en alcanzar sus capacidades inelásticas (si es un pórtico las columnas). El modelo utilizado para este análisis debe incluir todos los componentes que proporcionan resistencia y utilizar relaciones realistas de fuerza-deformación para estos elementos.

Como se señaló anteriormente, la evaluación de la capacidad de desplazamiento se realiza en el pilón, al aplicar la fuerza lateral a medida que el desplazamiento aumenta, la cedencia comienza a ocurrir. El objetivo de esta evaluación es determinar la capacidad máxima de desplazamiento del pilón, si son varios pilones, desplazamientos de cada uno de ellos. Esta capacidad se compara con los resultados del análisis de demanda elástica, o sea la demanda sísmica no reducida, que considera el comportamiento del puente como un todo. Si son varios pilares y con diferentes rigideces se incluye este efecto.

El modelo estructural utilizado para la evaluación debe basarse en las capacidades esperadas de los componentes inelásticos. El modelo incluye el comportamiento de fuerza-deformación no lineal, también se debe considerar la degradación de la rigidez y la resistencia de los componentes inelásticos y los efectos de las cargas que actúan a través del desplazamiento lateral ($P-\Delta$). El desplazamiento máximo del pilón se logra cuando este alcanza su máxima deformación permisible. La deformación máxima del pilón está limitada por restricciones geométricas en la estructura.

Aunque esta evaluación se basa en un aumento monótono del desplazamiento al aplicar fuerzas laterales, los efectos de la carga cíclica deben considerarse al seleccionar un modelo apropiado y establecer una deformación inelástica máxima, esto incluye la degradación de la fuerza y la rigidez y la fatiga de bajo ciclo.

El método del Espectro de Capacidad por demanda, no solo es aplicable a edificios, sino también a puentes. La aplicación de esta técnica requiere que tanto las curvas del espectro de respuesta de demanda como la curva de capacidad estructural (o curva Pushover) sean trazadas en el dominio de la aceleración espectral versus desplazamiento espectral (ver figura 4.5). Los espectros trazados en este formato son conocidos como ADRS espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (por sus siglas en inglés) que permite calcular el punto de desempeño de la estructura en función de aceleración espectral y desplazamiento espectral (S_a , S_d) que en la figura 4.5 es el punto B.

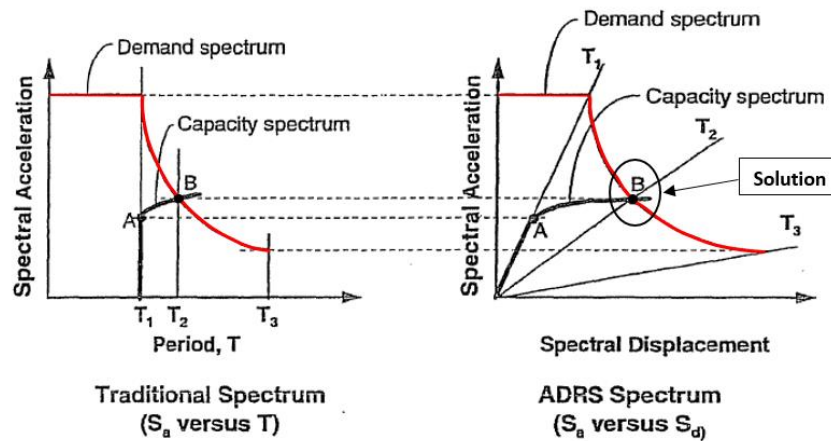


Figura 4.5 Espectro tradicional versus espectro de capacidad en formato ADRS (tomado de ATC 40, pag. 8-12)

El punto de capacidad por demanda o punto de desempeño (S_a , S_d) cuantifica el comportamiento sísmico de una estructura sometido a un terremoto, es decir, representa el punto de máxima solicitud de capacidad de la estructura a la que se ve sometida por la demanda sísmica. Este método también calcula el desplazamiento de desempeño (desplazamiento máximo) que la demanda sísmica (espectro de diseño) produce en la estructura.

Los valores T_1 , T_2 y T_3 a lo largo del espectro de capacidad son los periodos de la estructura, el período es constante en T_1 , hasta el punto A (ver figura 4.5). Cuando se alcanza el punto B, el período es T_2 . Esto indica que cuando una estructura se somete al desplazamiento inelástico, el período se alarga. Este método ha sido desarrollado en la norma ATC 40 y su procedimiento es extenso, por lo cual no entraremos en más detalle.

El espectro de capacidad en formato S_d - S_a es una curva bilineal en la que se definen dos parámetros o puntos: capacidad de cedencia (D_y , A_y) y capacidad última (D_u , A_u) (ver figura 4.6).

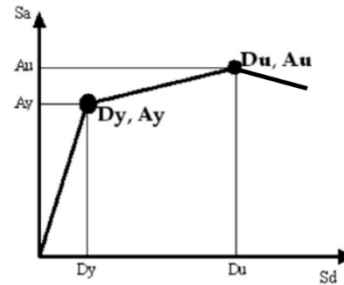


Figura 4.6 Espectro de capacidad bilineal en formato ADRS (tomado de ATC 40).

El punto de cedencia representa el desplazamiento en el que la respuesta del puente empieza a ser fundamentalmente no lineal. El punto de capacidad última representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso.

En el espectro de capacidad se definen los umbrales de daño de la estructura. El proyecto de investigación HAZUS (parámetros adoptados por FEMA) define los niveles de daño en cinco umbrales: no daño (ND), daño leve (SD), moderado (MD), severo o extenso (ED) y completo justo antes del colapso (HD). En el Anexo I, tabla V, se muestran los umbrales de los niveles de daño mediante ecuaciones para los anteriores umbrales de daño. Con esta información se obtienen las curvas de fragilidad, luego es posible construir matrices de probabilidad de daño y calcular un parámetro indicador del daño global del puente, todo este análisis queda fuera de los objetivos de esta tesina.

De los **métodos dinámicos no-lineales**, se menciona a los métodos de historia en el tiempo también conocidos como análisis de respuesta en el tiempo (time-history), son muy rigurosos, calculan la demanda en un puente e incluyen explícitamente las propiedades no lineales de los miembros. Por lo general, la fuente de no linealidad es el rendimiento en las rótulas plásticas de las pilas (elemento fusible), en cuyo caso la matriz de rigidez de la estructura K debe actualizarse a medida que la columna se ablanda y se degrada durante el paso de un terremoto. Para reflejar esta situación, la ecuación de equilibrio para un sistema de múltiples grados de libertad (ecuación 4-6) se reescribe como:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + K(u)u = -M\ddot{u}_g \quad (4-6)$$

Donde:

$K(u)$ = matriz de rigidez de estructura no lineal que varía con el desplazamiento u .

Las soluciones a la ecuación 4-6 involucran la integración paso a paso de las ecuaciones acopladas (llamada también integración directa). Además del enfoque básico, por ejemplo, de Newmark, se han desarrollado procedimientos de análisis no-lineales rápidos que son computacionalmente más eficientes de implementar para la mayoría de las estructuras no-lineales.

Finalmente, a continuación, se describe el procedimiento para determinar la capacidad de deformación de los componentes primarios del puente, se indican procedimientos para calcular las curvaturas plásticas, rotaciones plásticas y la longitud de plastificación para los estados límite basados en la deformación.

4.7 Mecanismo de rótula plástica y longitud de plastificación.

Consideremos, un ejemplo sencillo, caso de una columna en voladizo, a ésta se aplica una carga lateral desde cero hasta la obtención del desplazamiento final, Δ_u , con una carga lateral aplicada monótonicamente, F , en el nivel de la superestructura que se ilustra en la figura 4-7. Lo último, en este caso, corresponde a la obtención de un estado límite de capacidad, que podría ser la ruptura de la tensión del acero, el aplastamiento del hormigón y otros modos de falla locales.

La figura 4-7 ilustra cuatro etapas de carga. La primera etapa corresponde a la estructura no deformada. La segunda etapa es el rango elástico antes del desempeño de la sección idealizada. La tercera etapa ilustra la deformación plástica antes de alcanzar la máxima rotación plástica permisible que corresponde a alcanzar el primer estado límite de desplazamiento final. La cuarta y última etapa corresponde el comienzo de la pérdida de la fuerza lateral de la pila. Por ejemplo, a medida que las barras longitudinales se doblan y se fracturan y el hormigón se aplasta, la resistencia lateral de la columna disminuye. En la Figura 4-8 se muestra un diagrama esquemático de carga lateral vs. desplazamiento para una columna, donde cada etapa se describe a continuación.

Entre las etapas 0 y 1, la columna es elástica y el componente elástico de la desviación, Δ_e , es:

$$\Delta_e = \frac{FL^3}{3E_c I_{eff}} \quad 4-7$$

Dónde:

L = longitud desde el extremo fijo hasta la punta libre (o el punto de inflexión)

$E_c I_{eff}$ = la rigidez a la flexión efectiva del elemento, incluidos efectos de fisuración.

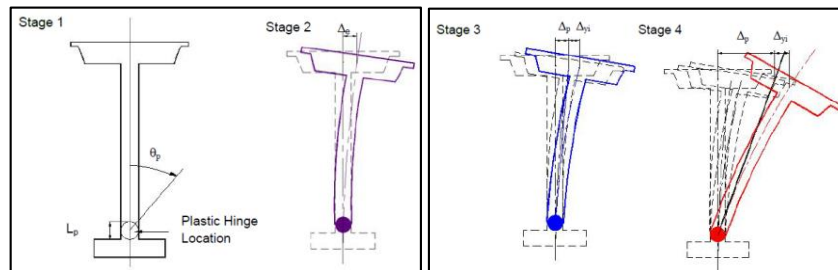


Figura 4.7 Mecanismo de rótula plástica para una columna en voladizo (tomado de AASHTO LRFD 2014).

Cuando se alcanza la resistencia plástica del elemento (F_p , M_p) y $\Delta_e = \Delta_{yi}$, el **desplazamiento de cedencia** idealizado viene dado por:

$$\Delta_{yi} = \frac{F_p L^3}{3E_c I_{eff}} = \frac{M_p L^2}{3EI_{eff}} = \frac{1}{3} \phi_{yi} L^2 \quad 4-8$$

En la ecuación 4-8:

M_p = capacidad del momento plástico.

ϕ_{yi} = curvatura de desempeño idealizada.

L = longitud desde el extremo fijo hasta la punta libre.

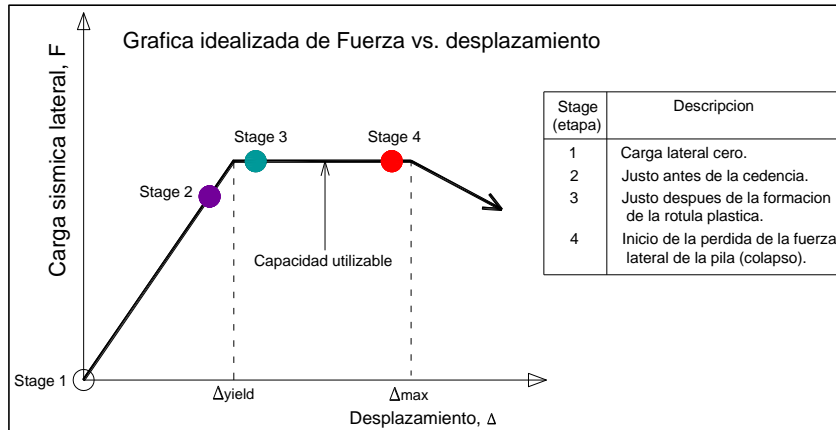


Figura 4.8 Etapas de una rótula plástica (tomado de AASHTO LRFD 2014).

Para el componente de **desplazamiento plástico**, Δ_p :

$$\Delta_p = \phi_p L_p (L - 0.5L_p) \quad 4-9$$

Dónde:

L_p = longitud de la rótula plástica equivalente

ϕ_p = curvatura plástica, se define más adelante.

El desplazamiento total último, Δ_u , está dada por:

$$\Delta_u = \Delta_{yi} + \Delta_p \quad 4-10$$

Donde:

Δ_{yi} = componente elástico del desplazamiento correspondiente a la cedencia idealizado.

Δ_p = componente plástico del desplazamiento.

La longitud de la rótula plástica analítica para columnas, L_p , puede tomarse como la longitud equivalente de la columna sobre la cual se supone que la curvatura plástica es constante para estimar la rotación plástica. El desplazamiento plástico de un miembro de voladizo equivalente desde el punto de momento máximo hasta el punto de contraflexión se puede determinar utilizando la rotación plástica y la longitud de voladizo equivalente.

La **longitud de la rótula plástica** varía según la configuración de la pila. El más utilizado se indica a continuación. Para pilas de hormigón reforzado acoplados a una fundación, una pila y su cabezal monolíticos, fuste de columna sobredimensionada, un fuste encerrado, o la parte superior de un pilote en un pórtico de pila, la longitud de la rótula plástica, L_p en pulgadas, se puede determinar como:

$$L_p = 0.08L + 0.15 f_{ye} d_{bl} \geq 0.3 f_{ye} d_{bl} \quad 4-11$$

Dónde:

- L = longitud de la columna desde el punto de momento máximo hasta el punto de momento contraflexión (in.)
- f_{ye} = fluencia efectiva del acero refuerzo longitudinal (ksi).
- d_{bl} = diámetro nominal de las barras de acero de refuerzo longitudinal de la columna (in.)

El primer término en la ecuación 4-11 cuantifica la propagación de la plasticidad a lo largo del elemento (es decir, 8 por ciento de la longitud del voladizo). El segundo término cuantifica la longitud de la penetración de la deformación plástica en el elemento adyacente (por ejemplo, zapata, viga cabezal, etc.).

En referencia a la curvatura plástica (ϕ_p), el componente elástico de la deriva total está relacionado con la esbeltez del elemento y la deriva plástica viene dada por la rotación de la rótula plástica, que a su vez está relacionada con la curvatura plástica (ϕ_p) dentro de la zona de la rótula plástica.

La capacidad de rotación plástica (o curvatura plástica) de un miembro debe basarse en el estado límite que rige para ese miembro. El estado límite gobernante es el estado que tiene la menor capacidad de rotación plástica (o curvatura plástica) cuyos valores para varios estados límite basados en la deformación se dan en la tabla 4-7. Idealmente, las curvaturas plásticas y las rotaciones plásticas para los siguientes estados límite pueden considerarse:

- 1) Falla de compresión de hormigón no confinado (o sea, desempeño de del recubrimiento de hormigón).
- 2) Fallo de compresión del hormigón confinado.
- 3) Fractura por tracción longitudinal de las barras de refuerzo.
- 4) Fallo de compresión por pandeo del refuerzo longitudinal.
- 5) Baja fatiga del ciclo del refuerzo longitudinal.

- 6) Fallo de la zona de empalme de vuelta.
- 7) Fallo de corte del elemento que limita el comportamiento dúctil.
- 8) Fallo de una articulación adyacente.

Estado límite de columna o viga	Curvatura plastica ϕ_p
Fallo de compresión de hormigón no confinado	$\phi_p = \frac{\epsilon_{cu}}{c} - \phi_y$
Fallo de compresión del hormigón confinado	$\phi_p = \frac{\epsilon_{cu}}{(c - d'')} - \phi_y$
Fractura por tracción longitudinal de las barras de refuerzo.	$\phi_p = \frac{\epsilon_{smax}}{(d - c)} - \phi_y$
Fallo de compresión por pandeo del refuerzo longitudinal.	$\phi_p = \frac{\epsilon_b}{(c - d')} - \phi_y$
Baja fatiga del ciclo del refuerzo longitudinal.	$\phi_p = \frac{2\epsilon_{ap}}{(d - d')} = \frac{2\epsilon_{ap}}{D'}$

Tabla 4.7 Valores de la curvatura plástica correspondiente a varios estados límites en columnas y vigas de hormigón reforzado (AASHTO 2014)

El detalle moderno de una estructura, está destinado a retrasar los estados límite del paso 4 al 8 para garantizar que estos estados límite se produzcan normalmente después de alcanzar el estado límite de "fallo de compresión de concreto confinado".

Los límites enumerados en la tabla 4-7, que se expresan en términos de curvatura plástica, se describen con más detalle a continuación de los dos primeros:

Fallo de compresión de hormigón no confinado, la curvatura plástica correspondiente a la falla de compresión en hormigón no confinado viene dada por:

$$\phi_p = \frac{\epsilon_{cu}}{c} - \phi_y \quad \mathbf{4-12}$$

Dónde:

ϵ_{cu} = la tensión de compresión del concreto final para el concreto, que debe limitarse a 0.005 para el concreto no confinado, y c es la profundidad desde la fibra de compresión extrema hasta el eje neutral. Este estado límite representa una etapa de transformación a una sección con cubierta de concreto desprendida.

Fallo de compresión de hormigón confinado, para el hormigón confinado por aros transversales o espirales, la tensión de compresión está limitada por la primera fractura dentro del acero de confinamiento. Si bien este tipo de falla depende del

historial de carga cíclica, se puede obtener una estimación conservadora de la curvatura plástica de:

$$\phi_p = \frac{\varepsilon_{cu}}{(c - d'')} - \phi_y \quad \mathbf{4-13}$$

Dónde:

c = profundidad desde la fibra de compresión extrema de la cubierta de concreto (que se espera que se desprenda) al eje neutro.

d'' = distancia desde la fibra de compresión extrema del concreto de la cubierta hasta la línea central del aro perimetral (por lo tanto, c - d'' es la profundidad del concreto confinado bajo compresión).

ε_{cu} = tensión de compresión final del concreto de núcleo confinado, como se indica por:

$$\varepsilon_{cu} = 0.005 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad \mathbf{4-14}$$

ε_{su} = tensión en la tensión máxima del refuerzo transversal.

f_{yh} = tensión de fluencia del acero transversal.

ρ_s = volumetría de acero transversal.

f'_{cc} = resistencia del concreto confinado.

Para columnas de puentes vehiculares que tienen detalles confinados, la capacidad de desplazamiento se rige típicamente por este estado límite a menos que se imponga una capacidad de ductilidad máxima permitida. Debe tenerse en cuenta que el nivel de tensión base de 0.005 como se indica en la ecuación anterior es diferente en las especificaciones de la guía de diseño sísmico AASHTO LRFD, que por referencia es 0.004.

4.7.1 El código ASCE 41-13 y su aplicación a elementos de concreto reforzado.

El código ASCE 41-13 especifica tres procedimientos de análisis para la evaluación sísmica de una estructura, estos métodos son: procedimientos estáticos lineales LSP, procedimientos estáticos no lineales NSP y los procedimientos dinámicos no lineales NDP.

En los procedimientos NSP destacan el ATC 40 (Espectro de Capacidad de demanda) y el FEMA 356 (Método de los coeficientes).

En el presente estudio, se aplican los métodos NSP para la evaluación sísmica del puente atirantado, dado un espectro de diseño o demanda sísmica se calcula el desplazamiento máximo que el sismo produce en la estructura, luego se empuja

la estructura con fuerzas laterales en ambas direcciones, o sea, realizar un Pushover. Una vez hecho, en primera instancia se tiene la curva de capacidad de la estructura, es decir, el desplazamiento del pión (nudo superior o techo) contra el cortante en la base. Luego se comparan los desplazamientos.

Componentes primarios y secundarios, este código diferencia los componentes primarios y secundarios de una estructura. Los componentes que afectan la rigidez lateral o la distribución de fuerzas en una estructura, o se cargan como resultado de la deformación lateral de la estructura, deben ser clasificados como primarios o secundarios, aun si no están destinados a ser parte del sistema resistencia-fuerza sísmica. Un componente estructural que se requiera resista fuerzas sísmicas y aloje deformaciones para que la estructura logre el nivel de desempeño seleccionado debe ser clasificado como primario, de lo contrario debe ser clasificado como secundario, aunque aloje deformaciones sísmicas. La designación de componentes primarios y secundarios ha sido introducida para permitir cierta flexibilidad en el proceso de evaluación y modernización de una estructura.

Los componentes primarios, tales como vigas y columnas, son los que resisten los efectos de los sismos especificados en el diseño. Los componentes secundarios son aquellos que no resisten dichos efectos sísmicos. Asimismo, las cargas de gravedad son sustentadas por el sistema estructural sin tener en cuenta la designación de componentes primarios y secundarios.

En los procedimientos no-lineales, las acciones de diseño son determinadas usando los procedimientos antes mencionados (estáticos no lineales NSP o los procedimientos dinámicos no lineales NDP), la respuesta del componente carga-deformación debe ser representada por relaciones no lineales carga-deformación. Las relaciones lineales deben ser permitidas donde la respuesta no lineal no ocurre en el componente.

Este código establece que para el procedimiento estático no-lineal (NSP), la relación generalizada carga-deformación que se muestra en la figura 4-9 (ASCE 41-13, figura 10-1) u otras curvas que definen el comportamiento bajo deformación creciente monótonamente, debe ser permitida.

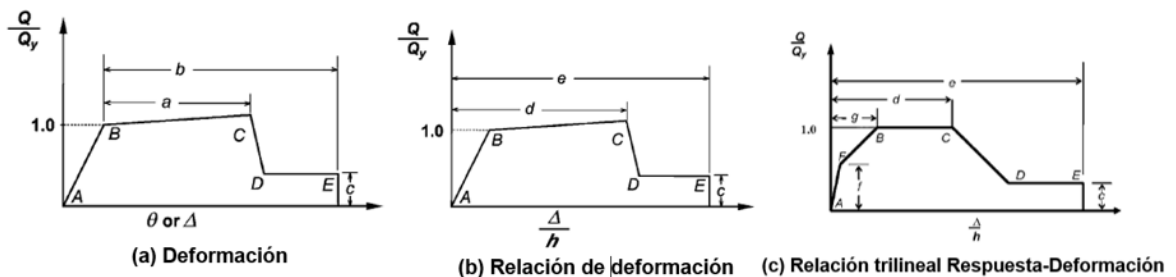


Figura 4.9 Relación generalizada fuerza-deformación para elementos de hormigón o componentes (tomado de ASCE 41-13).

La relación generalizada carga-deformación que se muestra en figura 4-9 debe ser descrita mediante una respuesta lineal desde A (componente descargado) a una cedencia efectiva B, la respuesta lineal en la rigidez reducida del punto B a C, después reducción repentina de la resistencia de la fuerza sísmica hasta el punto D, luego respuesta a resistencia reducida a E, y pérdida final de la resistencia a partir de entonces.

Deformación o Tipo I (figura 4-9a), en esta curva, las deformaciones son expresadas directamente usando términos, como tensión, curvatura, rotación, o alargamiento. Los parámetros “a” y “b” se refieren a partes de deformación que ocurren después de la cedencia, o deformación plástica. El parámetro “c” es la resistencia reducida después de la reducción repentina de C a D. Los parámetros “a”, “b”, y “c” son definidos numéricamente en varias tablas del código ASCE 41-13 para columnas y vigas (ver anexo VI, tablas II, III). Alternativamente, los parámetros “a”, “b”, y “c” pueden ser determinados directamente por procedimientos analíticos justificados en pruebas experimentales.

En pórticos de momento viga-columna de hormigón reforzado, la acción inelástica debe ser restringida a aquellos componentes y acciones listados en tablas especificadas del código ASCE 41-13 (ver anexo VI, tablas II, III), excepto donde se demuestra por análisis y pruebas experimentales que otra acción inelástica es aceptable para el nivel de desempeño seleccionado.

4.8 Demanda de desplazamiento y capacidad de desplazamiento.

La demanda sísmica o espectro elástico de diseño, producen en la estructura los desplazamientos de demanda máximos. Una consideración importante sobre la entrada sísmica, es el uso de las componentes horizontales de los sismos, se desecha la componente vertical al no ser relevante por la forma del puente, al menos en este proyecto. Luego, el espectro elástico se lleva a espectro inelástico con un factor de modificación de respuesta R, se reduce la demanda sísmica para que la estructura incurra en el rango inelástico y ambos conducen a un daño de la estructura la cual debe ser controlada. Con este análisis se obtiene la curva de capacidad.

Aplicando la demanda sísmica o espectro elástico a la estructura, se calculan los desplazamientos máximos en dirección longitudinal y transversal que posteriormente son comparados con la capacidad de desplazamientos de la estructura analizados a través de un empuje lateral de fuerzas y el espectro inelástico.

Para conocer la capacidad de la estructura (respuesta inelástica real), o sea, la capacidad de desplazamientos, debe procederse en primera instancia a diseñar las columnas de los pilones con la combinación de cargas respectivas que incluya el espectro inelástico. Para este objetivo, el espectro elástico de diseño (demanda sísmica) se reduce con el factor de modificación de respuesta R o ductilidad de

desplazamiento μ_D , para llegar a nivel de espectro inelástico. Según normas, sea AASHTO LRFD 2014 o WSDOT 2014, la definición del valor de μ_D es función de tres parámetros: forma del pilón, categoría operacional y si el espectro se diseñó para terremotos de evaluación de seguridad (SEE) o funcional (FEE).

Una vez diseñadas las columnas, se procede a realizar análisis no lineal del conjunto del puente aplicando Pushover, se asignan rotulas plásticas a los diferentes niveles del pilón con especificaciones ASCE 41-13, y se empuja la estructura con fuerzas laterales longitudinales y transversales. Es muy importante aclarar que las rotulas plásticas se controlan por desplazamiento por lo tanto se enmarcan a la ductilidad del elemento estructural, no se controlan por fuerza, porque de esta manera el elemento llega a la cedencia, plastifica y se forma la rótula.

4.9 Comparación de la demanda versus capacidad.

La demanda sísmica o espectro elástico (sismo sin reducir) produce en la estructura desplazamientos máximos de demanda los cuales se comparan directamente con la capacidad de desplazamiento de la estructura, calculados con un empuje lateral y el espectro inelástico (sismo reducido), cumpliendo la ecuación 2-2 descrita en un acápite anterior.

De no cumplir esta relación, la capacidad de desplazamiento de la estructura se controla mediante la disposición del refuerzo longitudinal y transversal y la sección bruta de los pilones hasta que el valor sea menor a 1.

El objetivo es analizar el desplazamiento de demanda sísmica (producidos por el espectro elástico) en la curva de capacidad; la capacidad ultima de la estructura debe ser mayor a los desplazamientos de demanda.

La curva de capacidad o curva Pushover tiene dos puntos importantes: la capacidad en cedencia y capacidad ultima de la estructura. En esta curva se ubican los desplazamientos de demanda y sus respectivas fuerzas cortantes.

Finalmente, los umbrales de daño se calculan usando el espectro de capacidad (ATC 40). Este procedimiento calcula el punto de desempeño que se ubica en la misma curva para analizar el nivel de daño que el sismo produce en la estructura.

CAPITULO V. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA AL CASO DEL PUENTE ATIRANTADO.

El proyecto del puente vehicular atirantado denominado San Cristóbal-Max Toledo de la ciudad de Sucre, se ubica en el cañón que separa dos zonas que por su longitud no puede plantearse un puente convencional sino uno del tipo no convencional tal el caso de un atirantado. Es un proyecto del cual se realizará una evaluación del comportamiento sísmico para conocer su vulnerabilidad sísmica aplicando la metodología basada en desplazamientos propuesta de esta investigación.

5.1 Puente vehicular San Cristóbal-Max Toledo.

Las características del puente se detallan en las figuras 5-1 y 5-2. En líneas generales está constituido por un pílón con altura total de 91 m. cuya posición es excéntrica, la calzada tiene dos carriles de tránsito cada una de ancho 3.65 m., dos bermas exteriores de 1.80 m. y dos aceras de 2.70 m. haciendo un total de calzada de 19.10 m.

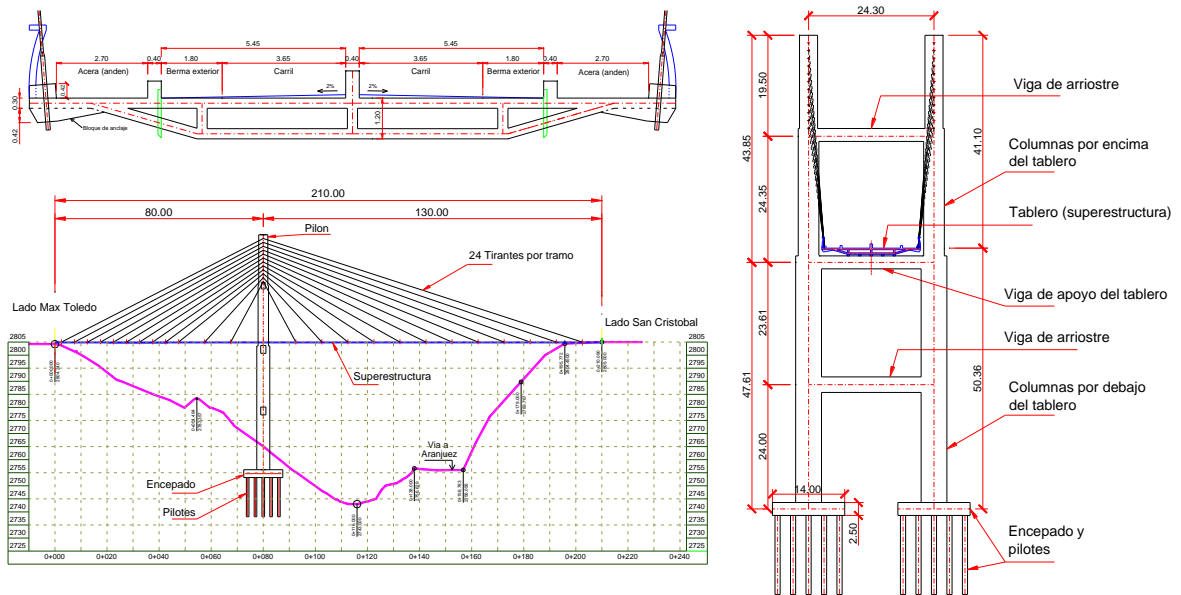


Figura 5.1 Dimensionamiento longitudinal y transversal del puente.

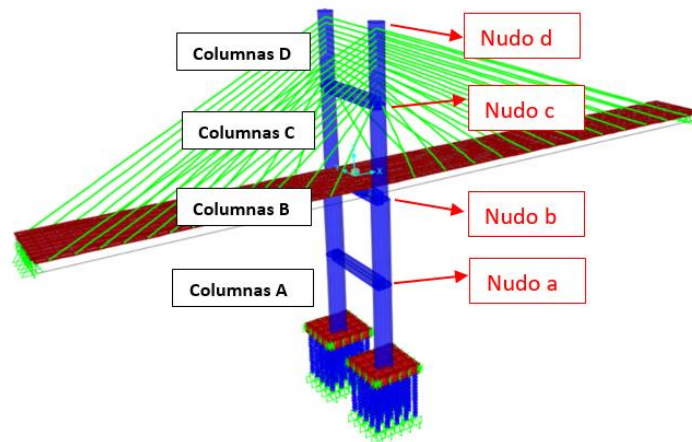


Figura 5.2 Detalle del pilón y otros elementos (modelo en CSIBridge).

Los datos técnicos del puente se describen a continuación:

- Tipo de estructura: Puente vehicular atirantado asimétrico.
- Pendiente del tablero: Horizontal.
- Número de carriles de tránsito: 2
- Orientación del eje longitudinal: N-S.
- Longitud total: 210 m.

Del pilón:

- Forma del pilón: Pórtico en H con dos vigas de arriostre.
- Altura total por debajo del tablero: 47.61 m.
- Altura total por encima del tablero: 43.85 m.
- Material: Hormigón reforzado.

Del tablero:

- Ancho total del tablero: 19.10 m.
- Tipo: Viga cajón multicelular.
- Barandado: Postes metálicos y malla de protección.
- Superficie de rodadura: Pavimento asfáltico.
- Material: Tablero de Hormigón postensado.

Del atirantamiento:

- Tendones o cables: torones paralelos de baja relación grado 270 K.
- Disposición longitudinal: semiabanico o intermedia.

5.1.1 Materiales y propiedades mecánicas del hormigón.

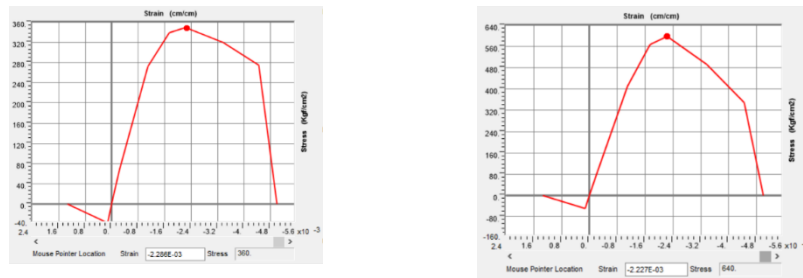
- Peso específico del hormigón: $\gamma_{ho} = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia promedio de hormigón reforzado: $f'c = 35 \text{ MPa}$.
- Resistencia promedio de hormigón postensado: $f'cp = 60 \text{ MPa}$.
- Modulo elástico del hormigón reforzado (art. 5.4.2.4 AASHTO 2012):

$$E_C = 0.043 \cdot k_1 \cdot \gamma_{ho}^{1.5} \cdot \sqrt{f'c} = 29,910.20 \text{ MPa} (305,084.04 \text{ kg/cm}^2).$$

- Modulo elástico del hormigón postensado (art. 5.4.2.4 AASHTO 2012):

$$E_{CP} = 0.043 \cdot k_1 \cdot \gamma_{ho}^{1.5} \cdot \sqrt{f'c p} = 39,161.65 \text{ MPa (399,448.83 kg/cm}^2\text{)}.$$

La resistencia promedio de 35 MPa se aplica a los elementos del pilón, es decir, columnas y vigas. La resistencia promedio de 60 MPa corresponde al tablero. En la figura 5-3 se muestran las curvas esfuerzo-deformación de los hormigones.



a) Hormigón con resistencia 35 MPa

b) Hormigón con resistencia 60 MPa

Figura 5.3 Curvas esfuerzo-deformación del hormigón para el modelo de Mander.

Para ambos materiales se toma tipo de histeresis el modelo de Takeda y para la curva esfuerzo-deformación el modelo de Mander para hormigón no confinado.

5.1.2 Propiedades mecánicas de los aceros.

- Acero de refuerzo, fluencia (grado 60): $f_y = 420 \text{ MPa (4200 kg/cm}^2\text{)}$.
- Modulo elástico del acero de refuerzo: $E_S = 200,000 \text{ MPa (2,040,000 kg/cm}^2\text{)}$.
- Acero de postensado, tensión ultima de rotura: $f_{pu} = 1860 \text{ MPa (18,972 kg/cm}^2\text{)}$.
- Modulo elástico del acero de postensado: $E_{SP} = 197,000 \text{ MPa (2,009,400 kg/cm}^2\text{)}$.

En la figura 5-4 se muestra la curva esfuerzo-deformación del acero grado 60.

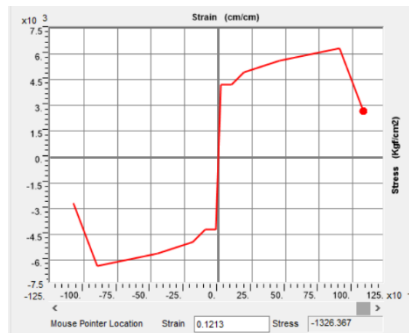


Figura 5.4 Curva esfuerzo-deformación del acero.

Con estas propiedades se caracterizan los materiales para proceder con la evaluación estructural.

5.1.3 Determinación de la clase de sitio de la zona del proyecto.

Definir la clase de sitio es vital para la evaluación del comportamiento estructural del puente. La norma AASHTO LRFD 2012 clasifica sísmicamente los suelos de acuerdo a sus características en 30 m. de profundidad en seis tipos de clase sitio A, B, C, D, E y F. La zona de emplazamiento del proyecto (estribos y pilón) presenta suelos con afloramiento de roca fisurada por tanto se clasifican como clase de sitio C (ver Anexo IV, tabla I y Apéndice IV fotos 1, 2, 3 y 4).

SITE CLASS DEFINITIONS				
SITE CLASS	SOIL PROFILE NAME	AVERAGE PROPERTIES IN TOP 100 feet		
		Soil shear wave velocity, v_s (ft/s)	Standard penetration resistance, N (blows/ft)	Soil undrained shear strength, s_u (psf)
C	Very dense soil and soft rock	$1,200 < v_s \leq 2,500$	$N > 50$	$s_u \geq 2,000$

La clase de **sitio C** es un suelo muy denso y roca fisurada, tiene velocidades de onda de corte entre 365 m/s a 760 m/s.

5.1.4 Definición de zona sísmica y categorización del diseño sísmico (SDC).

Para definir la zona sísmica y la categoría de diseño sísmico (SDC) del puente, se toma el coeficiente de aceleración espectral de diseño a 1.0 sec., S_{D1} , valor que viene del espectro de diseño. Se aplica la tabla III de Anexo I. Para el presente proyecto los valores son:

- $S_{D1} = 0.4964g \sim 0.50g$ (calculado en el espectro de diseño).
- Zona sísmica: 4
- Categoría de diseño sísmico: **SDC D**.

5.1.5 Clasificación del puente por su importancia operativa y funcionalidad.

Por las especificaciones AASHTO LRFD 2014 y WSDOT 2014 el puente atirantado del presente estudio es clasificado como **puente esencial**.

5.1.6 Dimensionamiento de las columnas y vigas del pilón.

Con la información anterior de materiales, clase de sitio, zona sísmica, categoría de diseño sísmico SDC y clasificación por su importancia operativa, se procede con el prediseño de columnas y vigas de los elementos del pilón, con diferentes secciones y cuantías de acero de refuerzo en columnas y vigas quedando en definitiva para evaluación sísmica del puente las siguientes dimensiones.

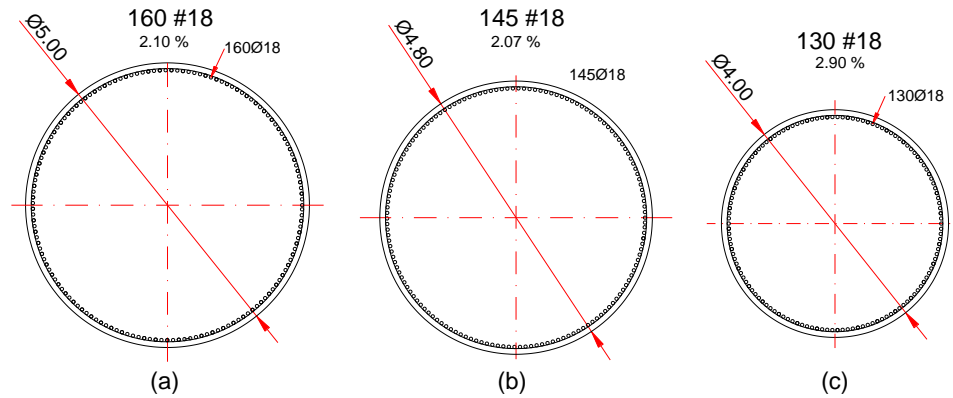


Figura 5.5 Sección transversal y disposición de aceros de refuerzo para columnas del pilón: (a) columnas inferiores, (b) y (c) columnas superiores (fuente propia).

Las cuantías de acero se encuentran dentro de los parámetros de AASHTO LRFD y WSDOT entre 1% y 4% de la sección transversal bruta de las columnas.

Las dimensiones de las vigas:

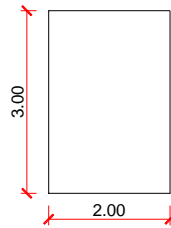


Figura 5.6 Sección transversal de vigas de arriostre inferiores y superiores (fuente propia).

Inicialmente, con esta información se define la resistencia promedio del hormigón para su aplicación en el análisis. El pilón está sometido a fuerzas axiales muy elevadas, para combinación del Estado Límite de Resistencia 1 se presentan fuerzas axiales de 26,235 ton. y 29,061 toneladas por encima del tablero y en la base cerca a la cimentación respectivamente produciendo una compresión media de 208 kg/cm². Para fines de la evaluación sísmica se propone una resistencia media a compresión de los elementos del pilón de 350 kg/cm² (hormigón reforzado) y para el tablero se define una resistencia de 600 kg/cm² (hormigón postensado) en razón a que las fuerzas de compresión en el tablero cerca al pilón son elevadas.

5.1.7 Diseño para casos de carga no sísmicos determinación de tirantes y deformaciones del tablero-posición final del puente.

Es la primera etapa del método basado en desplazamientos, las fuerzas de sismo se evalúan cuando la estructura está en su posición final, para esto primero se

calcula el número de torones por tirante, verificación inicial de las deformaciones del tablero y control global de la estructura para cargas permanentes y vivas.

Con la información anterior de propiedades de materiales, dimensiones del pilón y sus elementos, el cálculo del número de tirantes y número de torones por tendón, permiten controlar la deformación o flechas del tablero, también la tensión en tirantes que se requiere para cada deformación del tablero.

Para el presente estudio la definición de número de torones por tirantes se calcula para valores máximos generados por el estado límite de servicio 1 tal como especifica la norma AASHTO LRFD 2012 (table 5.4.4.1-1). El procedimiento es el siguiente:

Fuerza ultima o carga de rotura de cordones de acero grado 270 de baja relajación:

- $F_{pu}=18,972 \text{ kg/cm}^2$ (1860 MPa).

La norma AASHTO LRFD indica que la fluencia se toma el 90% de la fuerza de rotura:

- $F_{py} = 0.90 \cdot F_{pu} = 17,074.80 \text{ kg/cm}^2$.

Para este tipo de puentes, la **fuerza máxima de utilización** de los tirantes para una estimación inicial la sección del acero de postesado y el número de torones por tirantes, varios autores recomiendan los siguientes parámetros:

- Javier Manterola: $F_{pmax} = 40\text{-}45\%$ de F_{pu} (carga de rotura).
- Jacques Mathivat: $F_{pmax} = 40\%$ de F_{pu} (carga de rotura).

Muchos puentes han sido calculados con estos parámetros. En el proyecto no utilizaremos la recomendación del AASHTO LRFD 2012 que especifica usar un valor de fuerza máxima de 80% de F_{py} , pero se aplicará su recomendación de tomar la carga de fluencia y no la carga ultima de rotura, o sea:

- $F_{pmax} = 40\%$ de F_{py} .

El área mínima de acero para tirantes:
$$A_{pmin} = \frac{T_C}{F_{py}}$$

Máxima fuerza de tensado de tirantes (etapa constructiva):

$$F_{pmax} = A_{pmin} \cdot (0.4F_{py})$$

La norma indica que las tensiones y el acero de postesado se calculan para el estado límite de servicio 1. Aplicando las formulas, los resultados se detallan a continuación.

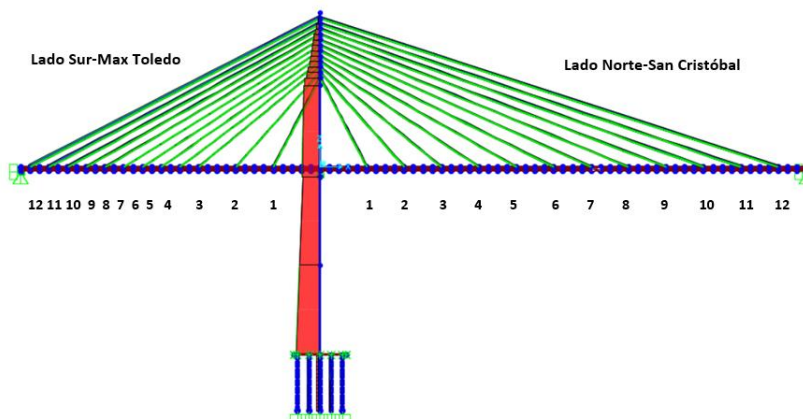
Tirantes lado sur (Max Toledo):

CABLE	LONG (m)	AREA MINIMA ACERO POSTESADO A _{pmín} (cm ²)	TENSION EN CABLES POR SERVICIO 1 F _c (tonf)	MAX. FUERZA DE TENSADO (Etapa constructiva) F _{pmax} (tonf)	AREA PROPUESTA ACERO POSTESADO		CAPAC. ULT CABLES T _u (tonf)
					AREA PROPUESTA A _{pp} (cm ²)	NRO DE TORONES	
1	27.05	44.37	836.79	334.72	50	36	853.74
2	33.96	34.78	662.30	264.92	40	29	682.99
3	42.17	38.20	653.66	261.46	40	29	682.99
4	51.07	11.75	728.10	291.24	45	32	768.37
5	60.35	14.43	726.40	290.56	45	32	768.37
6	69.86	17.80	740.28	296.11	45	32	768.37
7	79.51	24.36	738.40	295.36	45	32	768.37
8	89.27	37.57	725.37	290.15	45	32	768.37
9	99.09	52.49	831.90	332.76	65	46	1109.86
10	109.00	68.69	937.69	375.08	65	46	1109.86
11	118.00	85.57	1,041.58	416.63	65	46	1109.86
12	129.00	102.20	1,163.83	465.53	70	50	1195.24

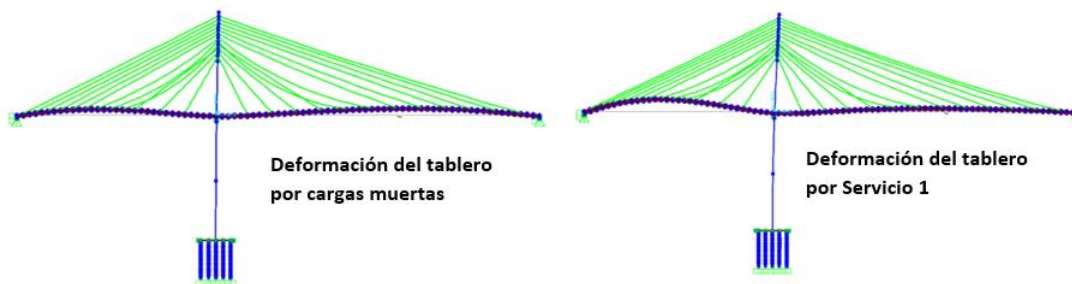
Tirantes lado norte (San Cristóbal):

CABLE	LONG (m)	AREA MINIMA ACERO POSTESADO A _{pmín} (cm ²)	TENSION EN CABLES POR SERVICIO 1 F _c (tonf)	MAX. FUERZA DE TENSADO (Etapa constructiva) F _{pmax} (tonf)	AREA PROPUESTA ACERO POSTESADO		CAPAC. ULT CABLES T _u (tonf)
					AREA PROPUESTA A _{pp} (cm ²)	NRO DE TORONES	
1	27.05	44.37	757.65	303.06	45	32	768.37
2	33.95	34.78	593.84	237.54	45	32	768.37
3	42.17	38.20	652.29	260.92	45	32	768.37
4	46.99	11.75	200.63	80.25	25	18	426.87
5	51.89	14.43	246.45	98.58	25	18	426.87
6	56.84	17.80	303.87	121.55	25	18	426.87
7	61.83	24.36	415.98	166.39	25	18	426.87
8	66.85	37.57	641.49	256.60	55	39	939.11
9	71.90	52.49	896.22	358.49	55	39	939.11
10	76.97	68.69	1172.87	469.15	90	64	1536.73
11	82.06	85.57	1461.17	584.47	90	64	1536.73
12	87.16	102.20	1745.04	698.02	105	75	1792.85

Las fuerzas axiales en tirantes y en el pilón para Estado Limite de Servicio 1:



Deformación del tablero para cargas permanentes y servicio 1:



Para ambos estados de carga, las deformaciones el tablero son contraflechas las cuales serán controladas en etapa constructiva. Las tensiones iniciales han sido calculadas en base al peso de cada dovela, otras cargas permanentes y las transitorias.

5.1.8 Modelo de demanda sísmica.

El espectro elástico de diseño se calculó en base a siete sismos con factor de amortiguamiento de 5%. En apéndice IV se detalla el cálculo del espectro elástico de diseño el cual se lleva a espectro inelástico reduciéndolo con el factor de modificación de respuesta R. Con el espectro inelástico se diseñan las columnas del pilón y también permitirá que la estructura incurra en el rango no lineal reflejada en la curva de capacidad.

Entonces, para el diseño del pilón se aplicó el sismo en dirección longitudinal, S_x , y transversal, S_y , mismos que son reducidos con el factor de modificación de respuesta R que por tipo de pilón corresponde a 3.5. Entonces.

- En sentido longitudinal: $S_x = \text{Sismo X-X DISEÑO} \dots 9.80/3.5 = 2.80$
- En sentido transversal: $S_y = \text{Sismo Y-Y DISEÑO} \dots 9.80/3.5 = 2.80$

El “sismo X-X DISEÑO” corresponde al espectro inelástico en dirección longitudinal, de la misma manera el “sismo Y-Y DISEÑO” transversalmente.

Para el diseño del pilón se usó la norma ACI 318-14.

Los siguientes pasos corresponden a análisis del modelo para calcular desplazamientos máximos, inelásticos, uso de combinaciones de cargas, asignación de articulaciones plásticas y análisis no-lineal con empuje lateral Pushover, determinación del desplazamiento máximo permitido, estimación del porcentaje de participación de masa y verificación al corte del pilón.

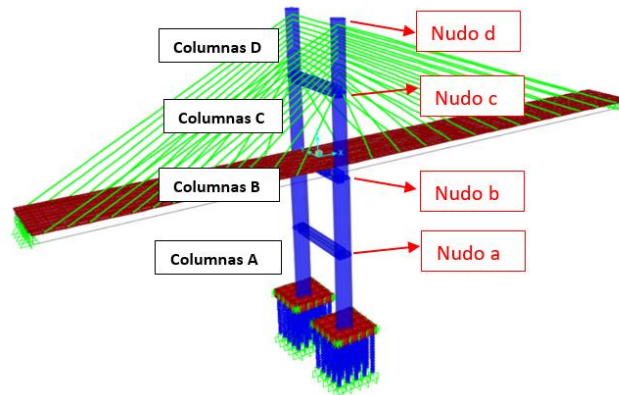
5.1.9 Análisis del modelo.

5.1.9.1 Verificación de la relación demanda/capacidad.

Este paso es muy importante pues se define el diseño de las dimensiones del pilón, principalmente las columnas que son elementos primarios y sus aceros de refuerzo. La relación demanda/capacidad deber ser menor a 1.

$$\frac{D}{C} < 1$$

A continuación, descripción de los elementos del pilón para análisis:



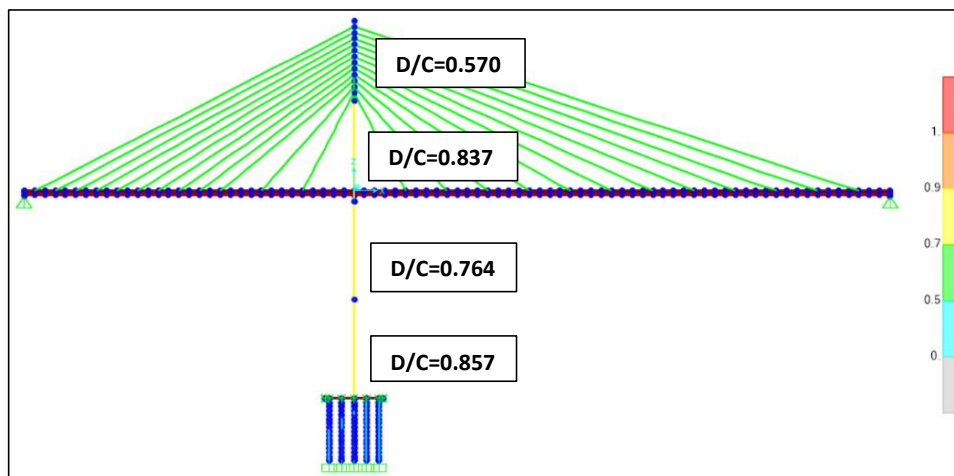
Para cálculo de la relación D/C y otras evaluaciones se aplicaron las siguientes combinaciones de carga para eventos extremos 1:

- **Comb1**= 1.25DC+1.50Dw+0.50(LL+PL)+Sx (1)
- **Comb2**= 0.90DC+0.65Dw+0.50(LL+PL)+Sx (2)
- **Comb3**= 1.25DC+1.50Dw+0.50(LL+PL)+Sy (3)
- **Comb4**= 0.90DC+0.65Dw+0.50(LL+PL)+Sy (4)

Sx = sismo en dirección X, es el espectro de diseño inelástico.
 Sy = sismo en dirección Y, es el espectro de diseño inelástico.

Análisis en dirección longitudinal X.

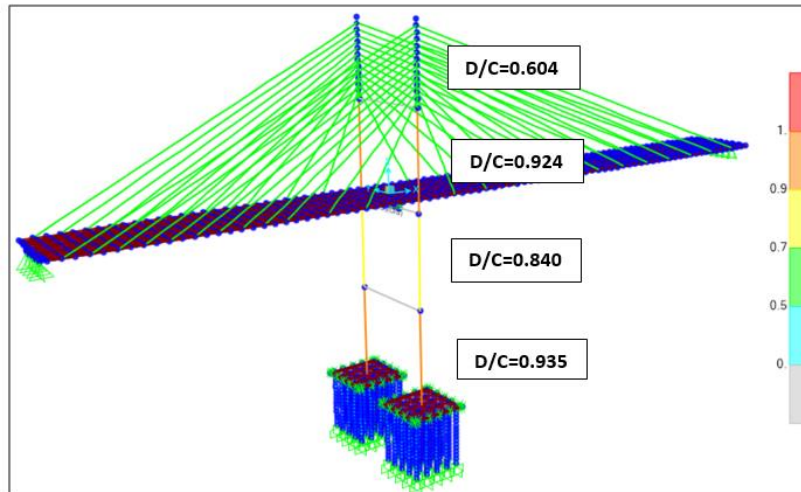
Uso de combinaciones para factores de cargas máximo y mínimos ecuaciones (1) y (2), la relación demanda/capacidad es:



Los valores son inferiores a 1, significa que la sección transversal de las columnas del pilón y el acero de refuerzo propuesto son correctos.

Análisis en dirección transversal Y.

Uso de combinaciones para factores de cargas máximo y mínimos (3) y (4), la relación demanda/capacidad es:



Los valores son menores a 1.

Resúmen.

Combinación de cargas	Relación demanda/capacidad D/C < 1				Observ.
	Col A	Col B	Col C	Col D	
Dirección longitudinal X	0.857	0.764	0.837	0.571	Ok.
Dirección transversal Y	0.935	0.840	0.924	0.604	Ok.

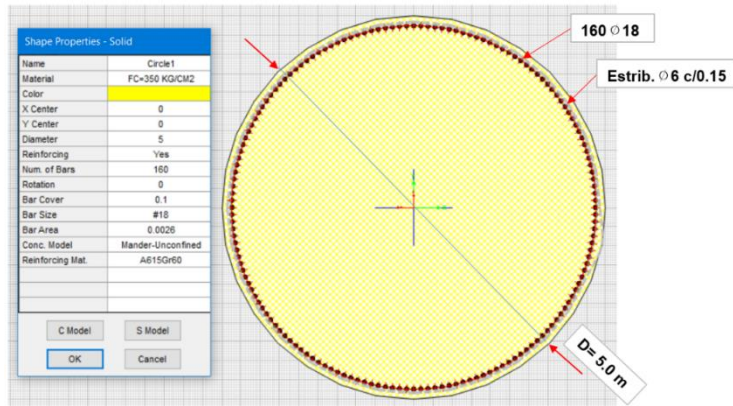
5.1.9.2 Diagrama de interacción de las columnas del pilón.

Una vez verificada la relación D/C para cada columna del pilón con sus secciones transversales y aceros de refuerzo, se evalúa la sección de las columnas del nivel A del pilón donde se presentarán las articulaciones plásticas. Se tienen las siguientes características de la curva de interacción.

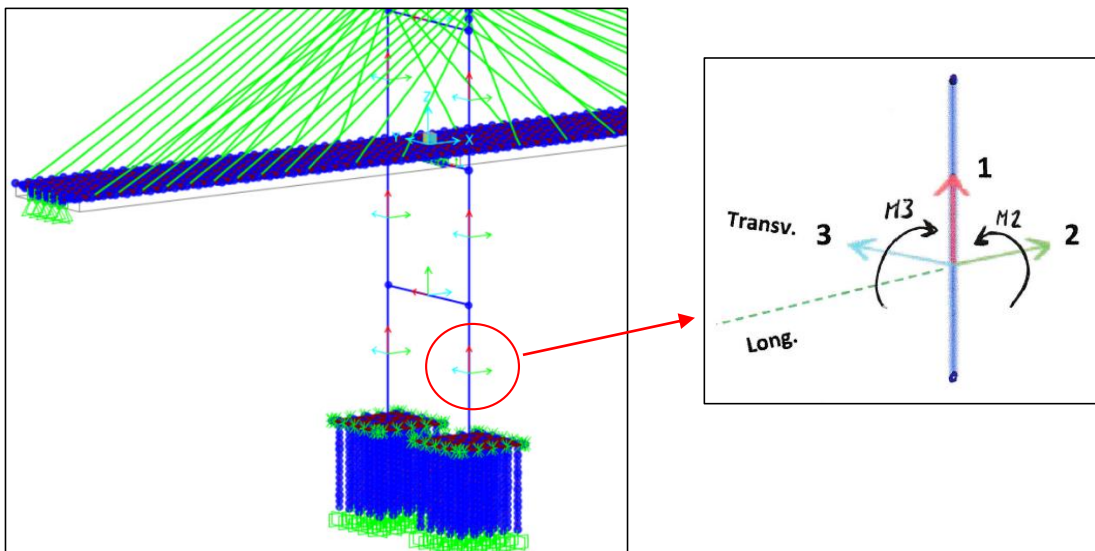
Diámetro de la columna: D= 5.0 m

Barras principales: 160Ø 18

Estribos: Ø 6 c/0.15 m.

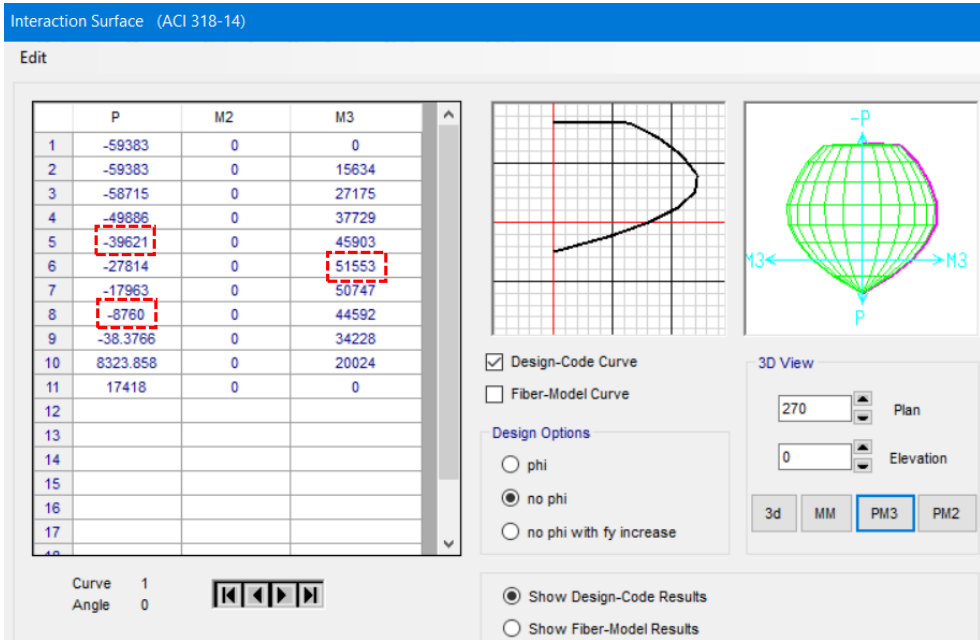


Para efectos de nomenclatura, los ejes locales de las columnas del pilón, son:

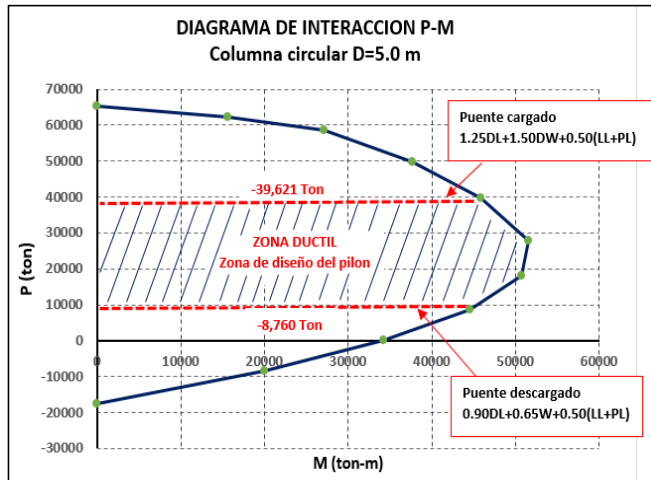


Para el sismo en dirección X (longitudinal) se analizará el momento M3 y en dirección Y (transversal) se analizará el momento M2.

El diagrama de interacción para la sección circular en dirección longitudinal y transversal es la misma. A continuación, se muestra la curva 1 de interacción, las unidades son toneladas y metros.

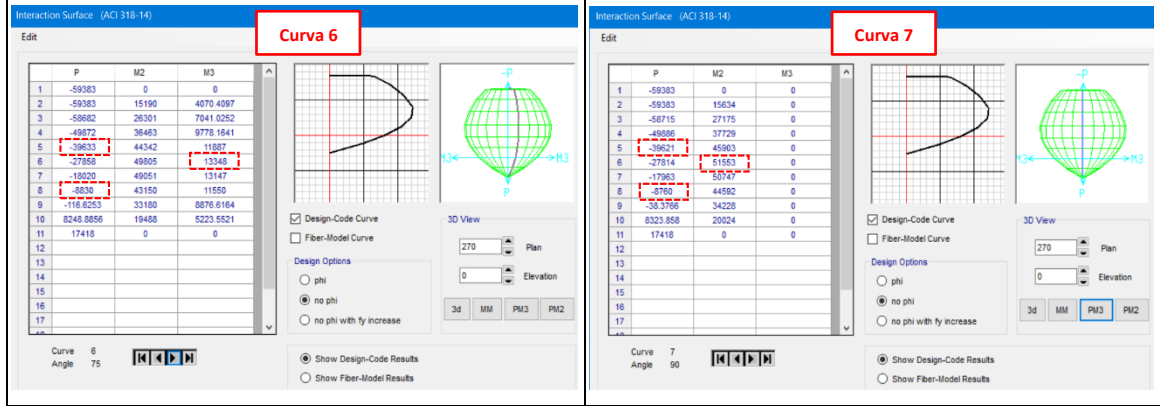
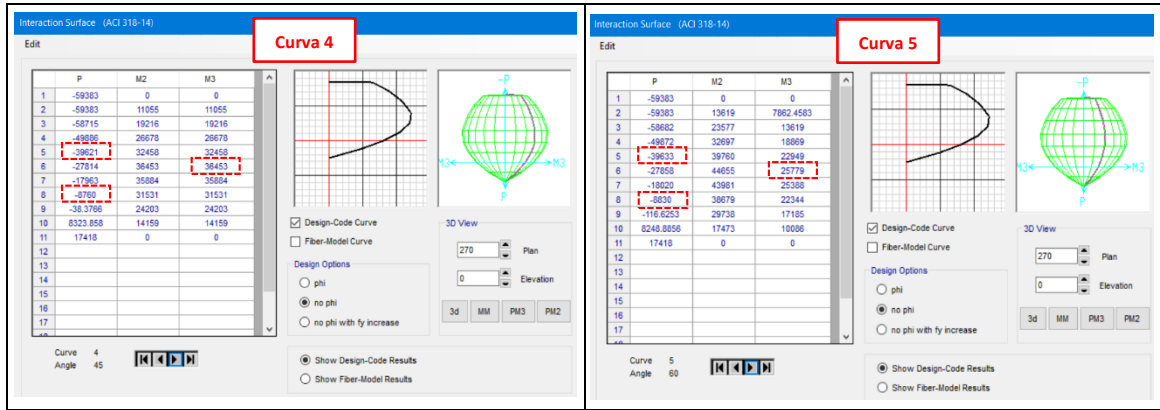
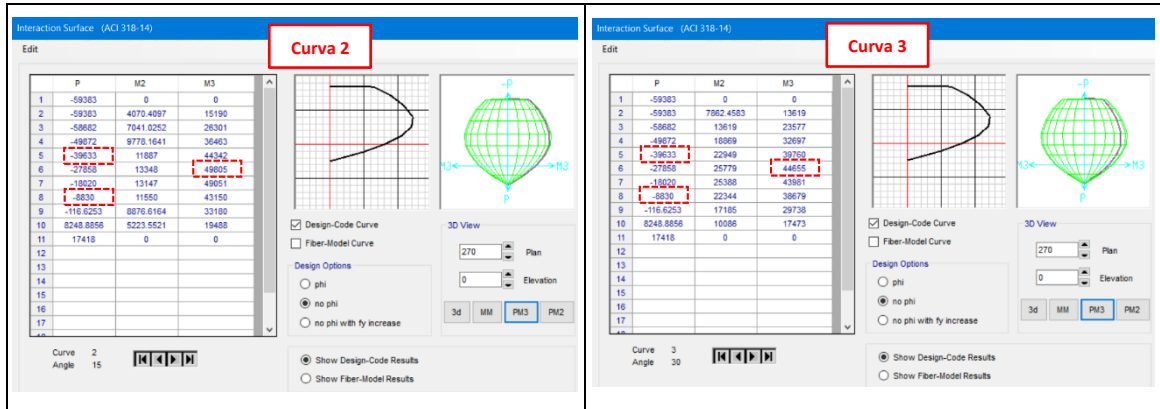


La zona dúctil de diseño o sea la ductilidad de las columnas del pilón se encuentra entre los siguientes valores graficados en Excel:



El diseño de las columnas del pilón se encuentra en la zona dúctil, o sea entre cargas máximas para puente cargado (-39,621 ton) y cargas mínimas para puente descargado (-8,760 ton). Más adelante se mostrarán los valores reales que se toman para el diseño.

A continuación, las restantes 7 curvas de interacción.



Las curvas de interacción son simétricas en el sentido transversal debido a que la sección es circular.

5.1.9.3 Longitud de plastificación de las rotulas.

La ecuación 4-11 permite calcular la longitud de la rótula plástica de las columnas del pilón que varía de acuerdo a la configuración de la misma. La ecuación es:

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

Dónde:

L = longitud de la columna 826.77 in (21.25 m.)
 f_{ye} = fluencia del acero refuerzo longitudinal 60 ksi (4200 kg/cm²).
 d_{bl} = diámetro nominal de las barras de acero de refuerzo longitudinal de la columna 2.257 in (#18)

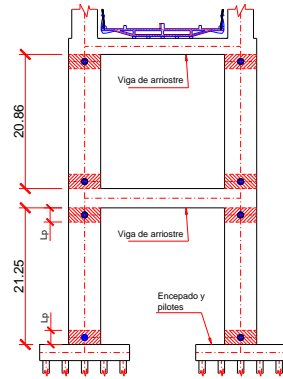
Reemplazando:

$$L_p = 0.08L + 0.15 f_{ye} d_{bl} = 86.45 \text{ in} = 2.20 \text{ m.}$$

$$L_p = 0.3 f_{ye} d_{bl} = 40.63 \text{ in} = 1.03 \text{ m}$$

Se usa la longitud de plastificación mayor de $L_p = 2.20 \text{ m}$.

Se asigna a las columnas del pilón.



Ubicación de las rotulas en porcentaje respecto a la altura total de la columna es:

- Rotula inferior: $1.10/21 = 0.05 \sim 10\%$
- Rotula superior: $1 - 1.10/21 = 0.95 \sim 90\%$

5.1.9.4 Desplazamientos debido a demanda sísmica.

Analisis en dirección longitudinal X.

Se aplica la demanda sísmica con el espectro elástico denominado “Espectro Sucre”, se le asigna el nombre de “Sismo X-X”, no se reduce con R.

Analisis en dirección transversal Y.

De la misma manera, se aplica el “Espectro Sucre” se le asigna el nombre de “Sismo Y-Y”, no se reduce con el factor de modificación de respuesta R.

Resumen.

SISMO	DESPLAZAMIENTOS DEBIDOS A DEMANDA SISMICA (m)			
	NUDO a	NUDO b	NUDO c	NUDO d
Sismo X-X	0.1182	0.3213	0.5415	0.7113
Sismo Y-Y	0.0681	0.1577	0.2331	0.2895

Tabla 5.1.9.3 Desplazamientos inelásticos en dirección longitudinal y transversal debido a sismo.

5.1.9.5 Sistema de aislamiento.

En el apéndice V se detalla el cálculo de las características de los aisladores sísmicos que se incluyen al puente como sistema de aislamiento, son 5 aisladores por apoyo. Con esta información se procede con la evaluación sísmica del puente.

5.1.9.6 Analisis no-lineal aplicando Pushover.

En dirección longitudinal X.

Se aplica el método capacidad/demanda de la estructura conocido como Pushover como anteriormente se explicó. Se empuja la estructuralmente con fuerzas laterales longitudinales, se incluye el efecto P-Delta. Las rotulas plástica son asignadas a las columnas del pilón en los diferentes niveles con especificaciones ASCE 41-13 y con características anteriormente descritas.

1er. caso de cargas. Combinación para factores de carga máximos.

$$\text{Comb1} = 1.25DC + 1.50Dw + 0.50(LL + PL) + Sx$$

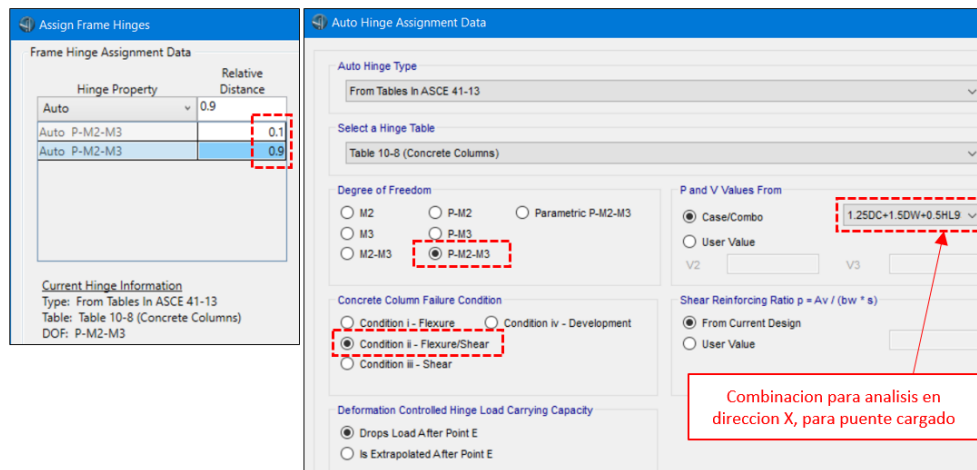
La rotulas plásticas se ubican a distancias relativas de 10% y 90% de la altura de cada columna en los diferentes niveles.

Uso de parámetros de la tabla 10-8 de ASCE 41-13 para columnas.

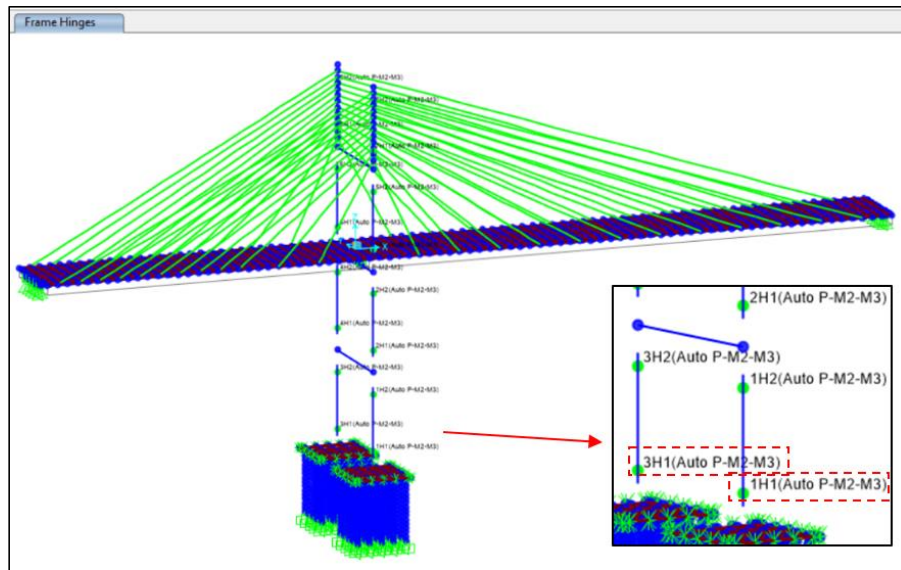
El modelo es en 3D, los grados de libertad son para carga axial P (dirección Z), momentos M2 (en dirección Y) y momentos M3 (en dirección X).

Condición de falla II de la tabla 10-8 (ASCE 41-13) para cortante y flexión.

Criterios de aceptación: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP)



A continuación, modelo con articulaciones plásticas en columnas del pilón.

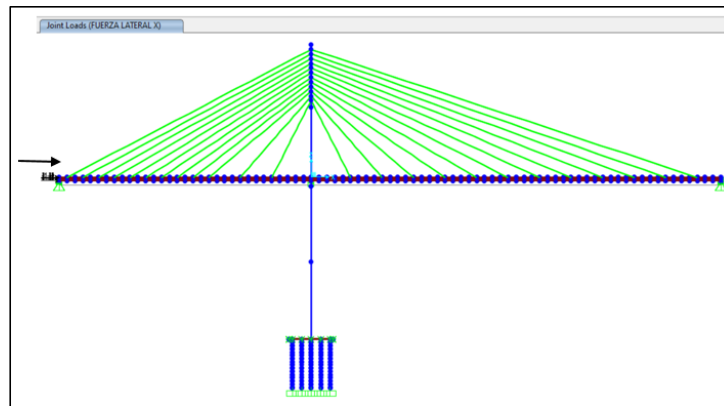


Empuje lateral en dirección longitudinal X:

- Se empuja con una carga lateral de 1000 ton. en el extremo izquierdo en los nudos del tablero:

$$\text{Carga} = 1000 \text{ ton} / 32 \text{ nudos} = 31.25 \text{ ton/nudo}$$

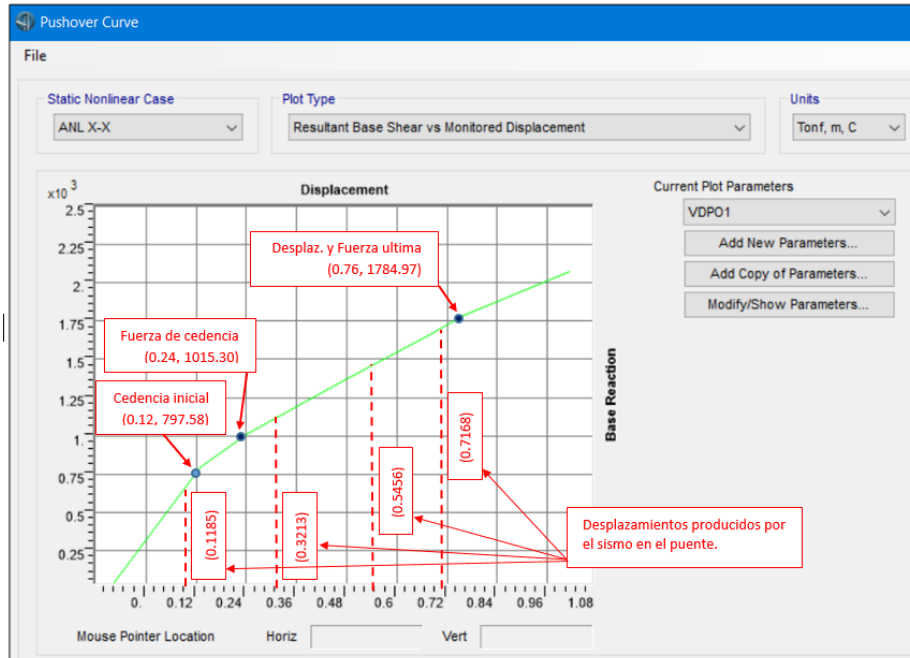
Empuje longitudinal.



Evaluando el puente atirantado con los parámetros anteriores, se tienen los resultados que a continuación se evalúan.

En el Apéndice VI se muestra resultados por efecto bidireccional con cargas para análisis no lineal de 100% en sentido longitudinal “X” y 30% transversalmente en sentido “Y” para puente cargado y descargado. El comportamiento de la estructura está dentro de los parámetros esperados.

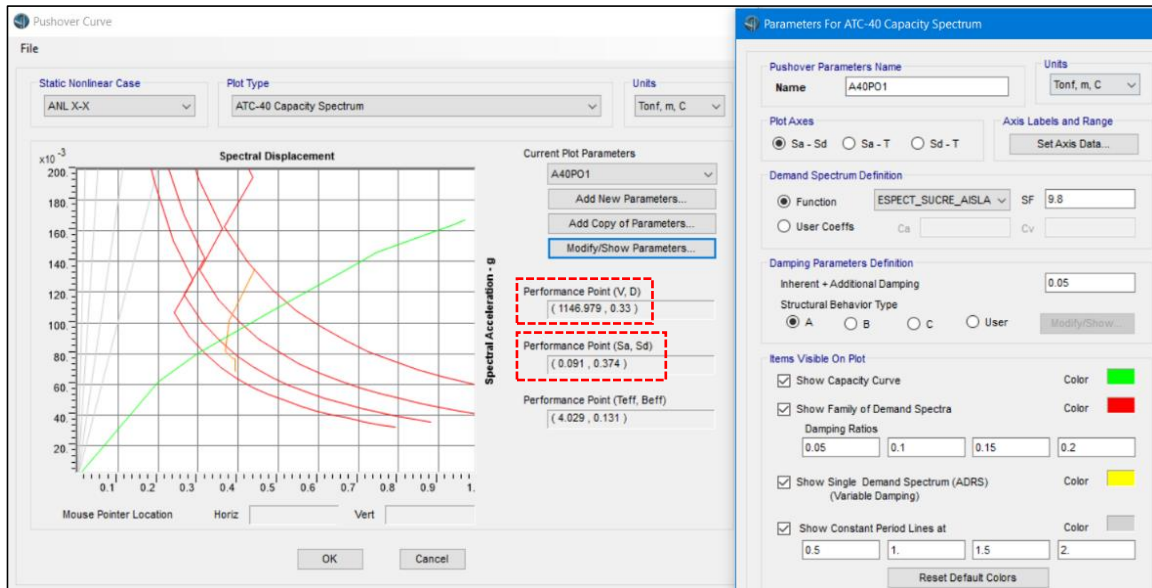
Curva de capacidad.



Los desplazamientos que produce el sismo en el puente son menores a la capacidad última (desplazamiento último) de la estructura.

ATC 40 (Espectro de capacidad).

Este método calcula el desplazamiento de desempeño (desplazamiento máximo) que el sismo produce en la estructura y el punto de desempeño (S_a , S_d).



Según gráfico anterior, el puente presenta un desplazamiento de desempeño máximo debido al sismo, que a continuación se detalla:

- **Desplazamiento de desempeño:** $D=0.33$ m.
- **Fuerza cortante:** $V= 1146.98$ Ton.

Por otra parte, en el espectro de capacidad bilineal en formato ADRS, la capacidad de cedencia (D_y, A_y) es $(0.296444, 0.079766)$ y capacidad última (D_u, A_u) es $(0.744357, 0.145726)$.

El punto de desempeño (S_a, S_d) es $(0.091, 0.374)$ calculado en el mismo espectro de capacidad bilineal en formato ADRS.

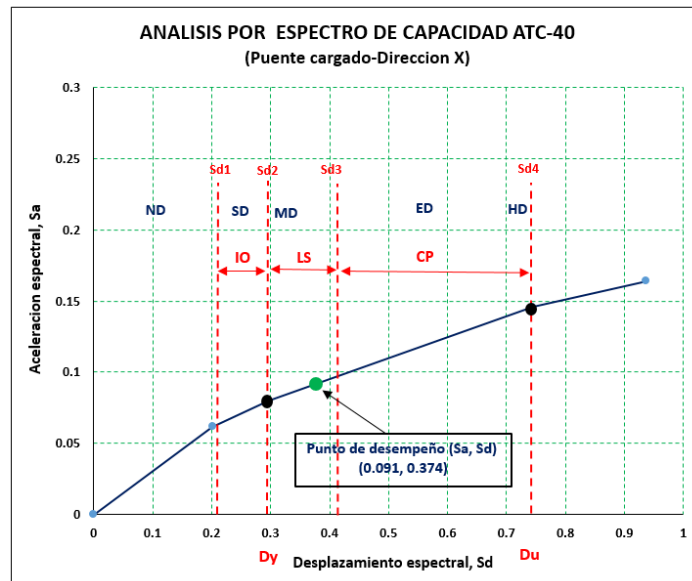
Con esta información, en el espectro de capacidad se establecen los umbrales de los niveles de daño según el proyecto HAZUS y FEMA 356. Aplicando la tabla del Anexo I, tabla V, los umbrales de los estados de daño en el espectro de capacidad se muestra a continuación.

$$S_{d1} = 0.7D_y = 0.2075$$

$$S_{d2} = D_y = 0.2964 \quad (\text{corresponde al punto de fluencia } D_y)$$

$$S_{d3} = D_y + 0.25(D_u - D_y) = 0.4084$$

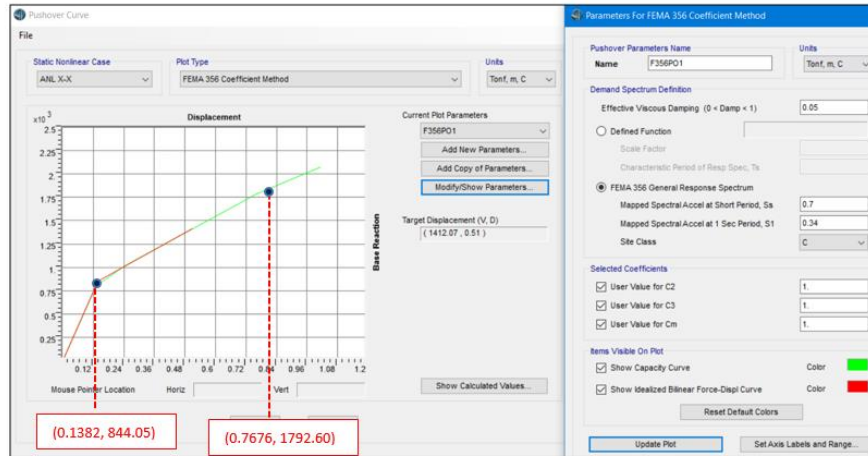
$$S_{d4} = D_u = 0.7444 \quad (\text{corresponde al punto último } D_u)$$



Según esta gráfica, el punto de desempeño del puente se encuentra en la zona de daño moderado (MD) y para niveles del FEMA 356 es seguridad de vida (LS).

FEMA 356 (Método de los coeficientes).

Este procedimiento calcula el **desplazamiento target de desempeño** que el sismo produce en la estructura.



- Desplazamiento target (desempeño): $D=0.51$ m.
- Fuerza cortante: $V= 1412.07$ Ton.

Factor de ductilidad (μ).

Aplicando la ecuación 3.6.11 y con datos de la curva de capacidad, se tiene el factor de ductilidad.

$$\Delta_{max} = 0.76 \text{ m.}$$

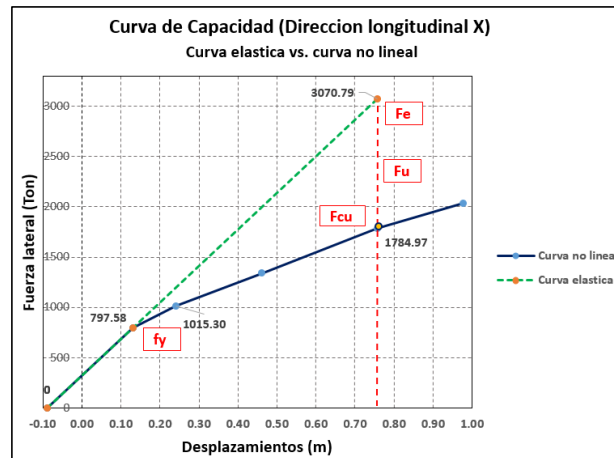
$$\Delta_{yield} = 0.24 \text{ m.}$$

$$\mu = \Delta_{max} / \Delta_{yield} = 3.20$$

Entonces, de acuerdo a la figura 3.25 la estructura tiene respuesta con ductilidad limitada porque el factor se encuentra entre 1.5 y 3.50.

Factor de sobrerresistencia (Ω).

De la curva de capacidad e incluyendo la curva elástica, se tiene el siguiente análisis para calcular el factor de sobrerresistencia Ω .



Fuerza (ton)	Desplaz. (m)
Fe= 3070.79	0.757
Fcu= 1784.97	0.757
Fu= 1285.82	-
fy= 797.58	0.131

El Factor de sobrerresistencia es:

$$\Omega = F_u / f_y = 1.61$$

Resumen.

Diseño por capacidad: Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Ultimo	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.24	0.76	0.1185	0.3213	0.5415	0.7113	Ok.
ATC 40 Espectro de capacidad	-	-	Despl. de desempeño = 0.33				Ok.
FEMA 356 Método de los coeficientes	0.15	0.77	Despl. target = 0.51				Ok.

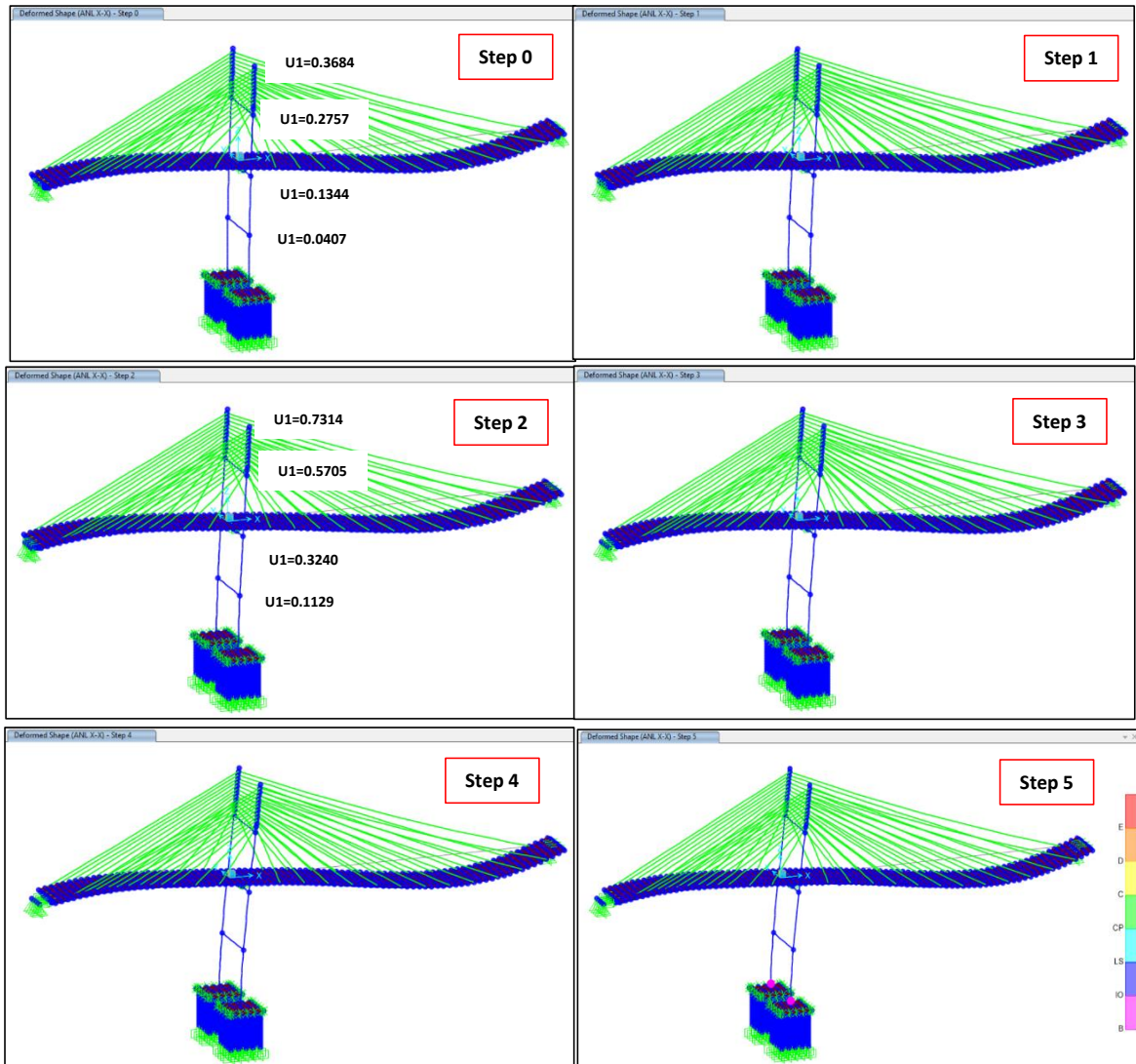
El nudo b, es un par de nudos del pilón que están a nivel de tablero o superestructura. El nudo d, es un par de nudos del pilón que están en el extremo superior del pilón.

Criterio de aceptación, ningún desplazamiento de los nudos del pilón es mayor al desplazamiento último de la capacidad de la estructura.

Analisis de rotulas plástica en el pilón para puente cargado.

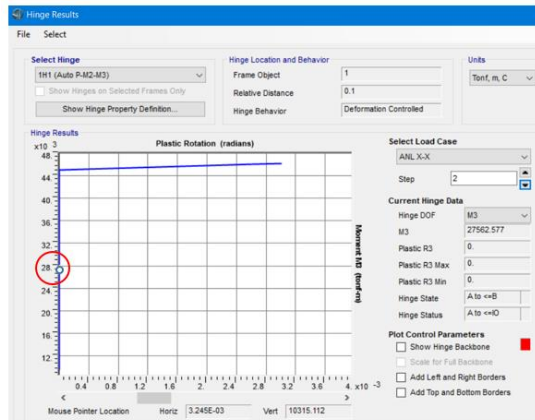
Etapas de la rótula plástica, los desplazamientos debidos al analisis no-lineal en dirección longitudinal X producidos, son: step 0 (carga muerta), step 1, step 2, step 3, step 4. El step 2 presenta desplazamientos similares a los producidos por el sismo X-X. El step 5 muestra el punto en cedencia y el step 6 la capacidad última.

Desplazamientos debidos a ANL-X.



En el diagrama Momento-rotación, la rótula plástica del step 2 se ubica en la zona elástica, por lo tanto, verifica que el desplazamiento de la estructura al ubicarse en la zona elástica es correcta la implementación del sistema de aislación sísmica.

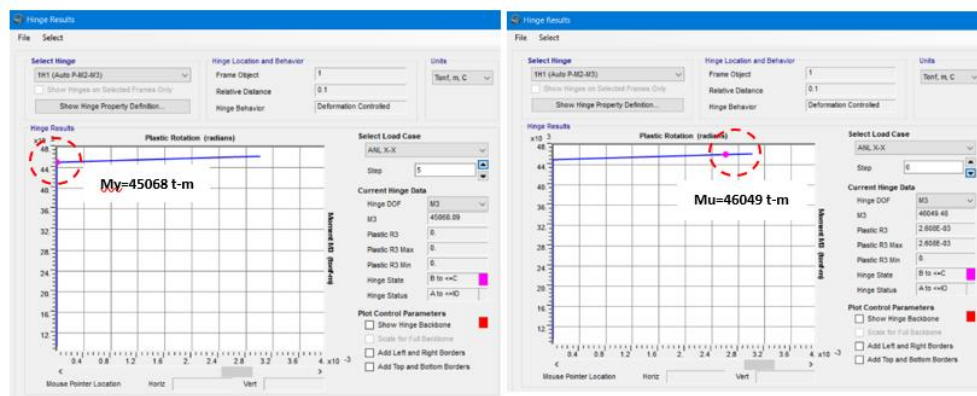
Las articulaciones plásticas a analizar son la 1H1 y 3H1 que tienen el mismo comportamiento.



Ubicación de rótula plástica en el step 2.

También, al ubicarse la rótula plástica en la zona elástica, el acero que se asignó a la columna es correcta.

En los siguientes gráficos, ubicación de la rótula plástica en el step 5 (punto de cedencia) y step 6 (capacidad ultima) y sus respectivo momentos y rotaciones.



Rotula plástica en el step 5.

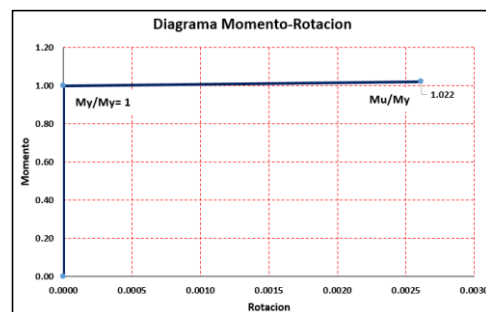
Rotula plástica en el step 6.

Los momentos y rotaciones, y valores en porcentaje son:

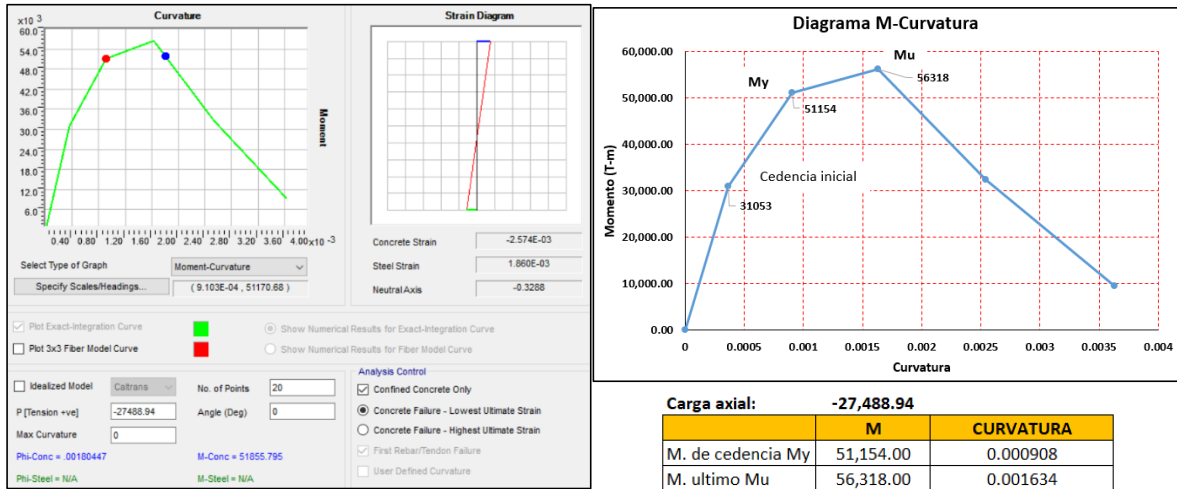
- $M_y = 45,068.09 \text{ t-m}$; $\Theta = 0.00$
- $M_u = 46,049.48 \text{ t-m}$; $\Theta = 0.002608$

En porcentaje:

- $M_y/M_y = 1.00$
- $M_u/M_y = 1.022$



El diagrama Momento-curvatura para puente cargado, es:



El valor de -27488.94 ton. ha sido determinado al analizar los valores de cálculo de la fuerza axial P y momento M para la articulación 1H1:

Define Frame Hinge Properties

Name	Type	Behavior	Generated	From
1H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
1H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
2H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
2H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
3H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
3H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
4H1	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto
4H2	Interacting P-M2-M3	Deformation Controlled	Yes	Auto

Frame Hinge Property Data

Hinge Property Name: 1H1

Hinge Type: Deformation Controlled (Ductile)

Interacting P-M2-M3

Modify/Show Hinge Property...

Frame Hinge Property Data for 1H1 - Interacting P-M2-M3

Hinge Specification Type: Moment - Curvature

Scale Factor for Rotation (SF): User SF: 1

Symmetry Condition: Moment Rotation Dependence has No Symmetry

Requirements for Specified Symmetry Condition:

- Specify curves at angles of 0°, 90°, 180° and 270°.
- If desired, specify additional intermediate curves where: 0° < curve angle < 360°.

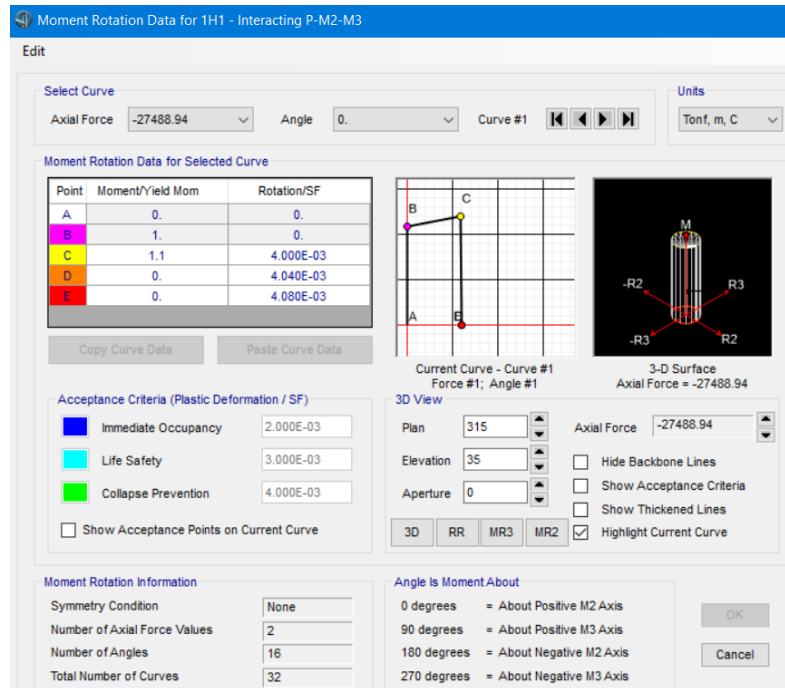
Axial Forces for Moment Rotation Curves: Number of Axial Forces: 2

Curve Angles for Moment Rotation Curves: Number of Angles: 16

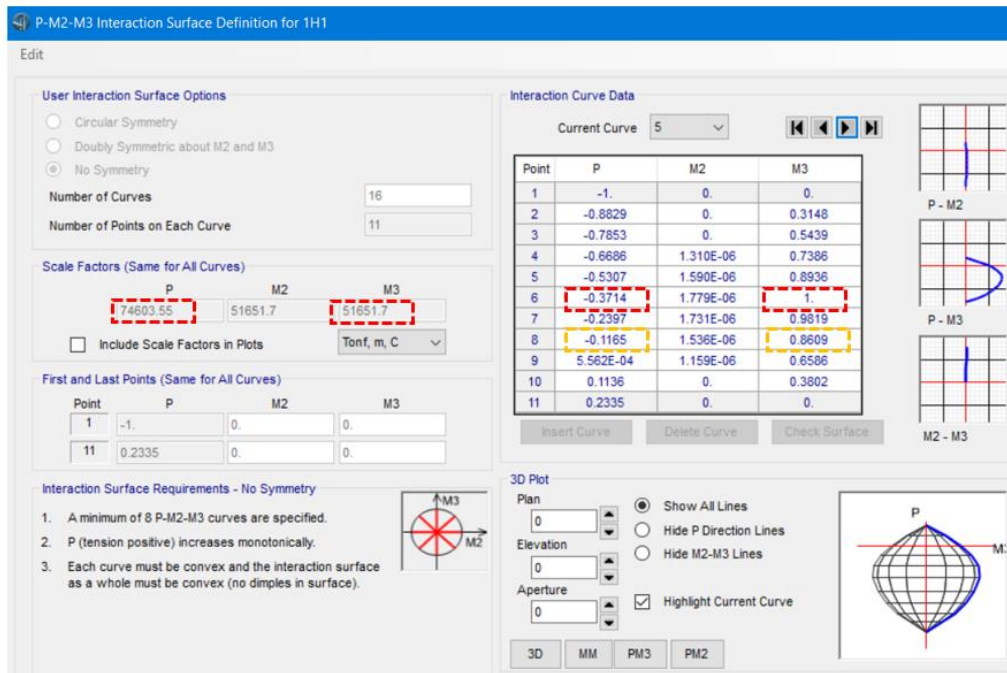
Axial Forces for 1H1 - Interacting P-M2-M3:

	Axial Force
1	-27488.94
2	-6872.23

Labels: Puente cargado (pointing to -27488.94), Puente descargado (pointing to -6872.23)

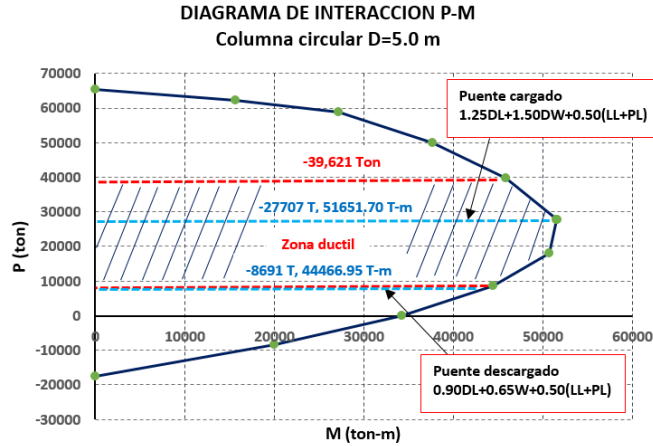


Valores de cálculo para el diagrama de interacción, se encuentra en la zona dúctil:



P (t)	M (t-m)
$(-0.3714) * 74,603.55 = 27,707.76$	$(1) * 51,651.70 = 51,651.70$
$(-0.1165) * 74,603.55 = 8,691.31$	$(0.8609) * 51,651.70 = 44,466.95$

Entonces, ubicando los valores de diseño en la curva de interacción:



Los valores de cálculo de la fuerza axial P se encuentran en la zona dúctil.

2o. caso de cargas. Combinación de cargas para puente descargado, o sea factores de carga mínimos.

$$\text{Comb1} = 0.90DC + 0.65Dw + 0.50(LL + PL) + Sx$$

Siguiendo todo el procedimiento anterior, se tiene.

La rotulas plásticas se ubican nuevamente a distancias relativas de 10% y 90% de la altura de cada columna en los diferentes niveles y se aplica parámetros de la tabla 10-8 de ASCE 41-13 para columnas.

Assign Frame Hinges

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.9
Auto P-M2-M3	0.1
Auto P-M2-M3	0.9

Current Hinge Information
Type: From Tables In ASCE 41-13
Table: Table 10-8 (Concrete Columns)
DOF: P-M2-M3

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table: Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom: P-M2-M3

Concrete Column Failure Condition: Condition ii - Flexure/Shear

P and V Values From: Case/Combo: 0.90DC+0.65DW+0.50H

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w \cdot s)$: From Current Design

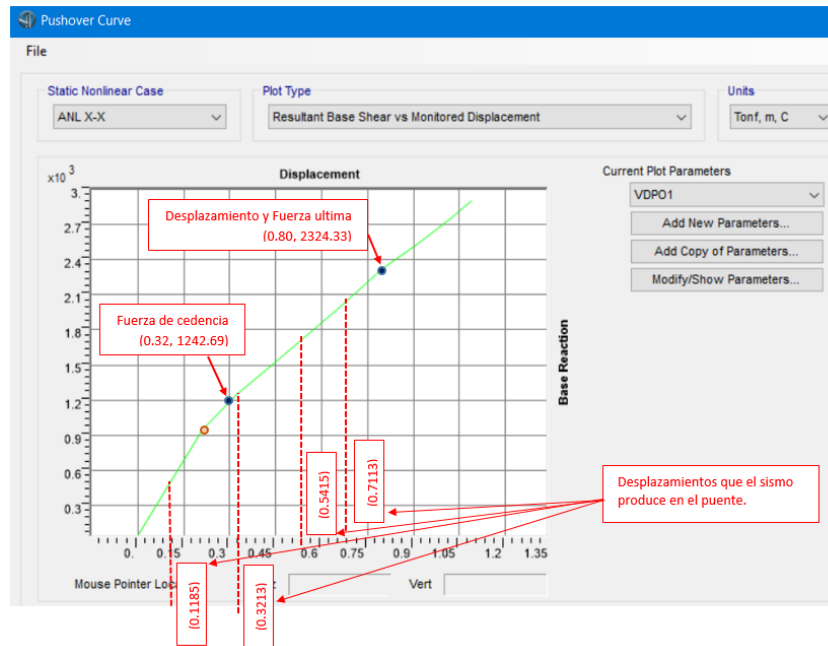
Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity: Drops Load After Point E

Combinación para analisis en dirección X, para puente descargado.

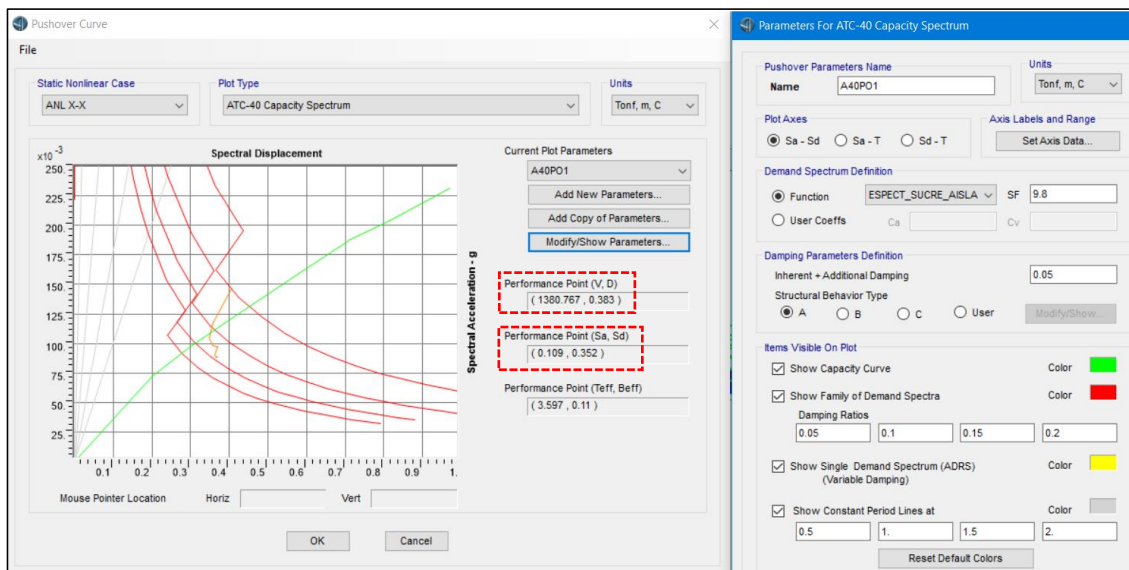
Se procede con Pushover empujando el puente en dirección X.

Evaluando el puente atirantado con los parámetros anteriores, se tienen los siguientes resultados.

Curva de capacidad.



ATC 40 (Espectro de capacidad).



- Desplazamiento de desempeño: $D=0.383$ m.
- Fuerza cortante: $V= 1380.77$ Ton.

Por otra parte, en el espectro de capacidad bilineal en formato ADRS, la capacidad de cedencia (D_y, A_y) es (0.297805, 0.097373) y capacidad última (D_u, A_u) es (0.713794, 0.188454).

El punto de desempeño (S_a , S_d) es (0.109, 0.352) calculado en el mismo espectro de capacidad bilineal en formato ADRS.

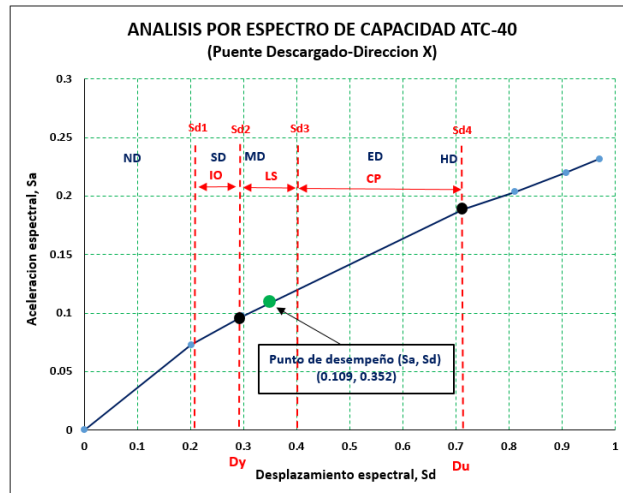
Finalmente, en el espectro de capacidad se establecen los umbrales de los niveles de daño según el proyecto HAZUS y FEMA 356. Aplicando la tabla del Anexo I, tabla V, los umbrales de los estados de daño en el espectro de capacidad se muestra a continuación.

$$Sd1 = 0.7Dy = 0.2085$$

$$Sd2 = Dy = 0.2978 \text{ (este valor corresponde al punto de fluencia } Dy)$$

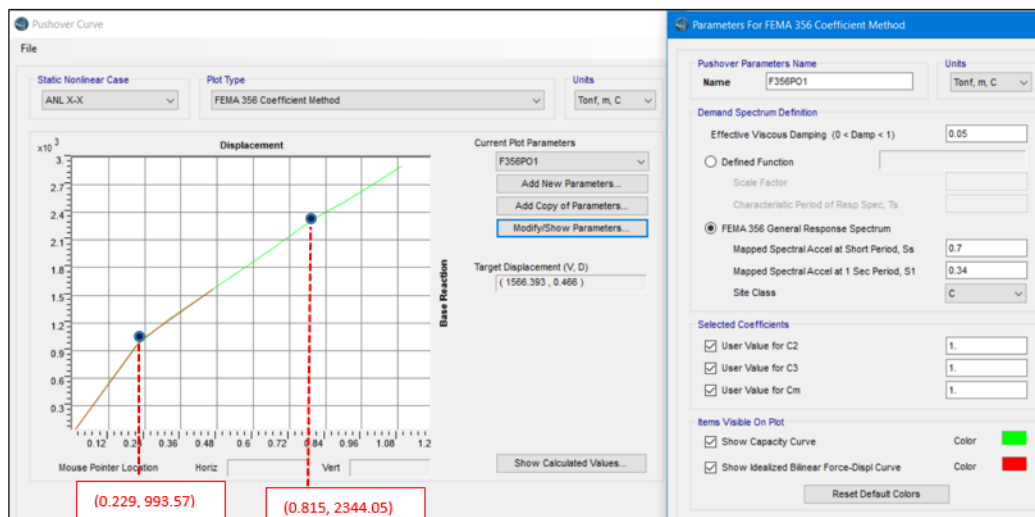
$$Sd3 = Dy + 0.25(Du - Dy) = 0.4018$$

$$Sd4 = Du = 0.7138 \text{ (este valor corresponde al punto ultimo } Du)$$



Según la gráfica, el punto de desempeño del puente se encuentra en la zona de daño moderado (MD) y para niveles del FEMA 356 es seguridad de vida (LS).

FEMA 356 (Método de los coeficientes).



- **Desplazamiento target (desempeño):** $D=0.466$ m.
- **Fuerza cortante:** $V= 1566.39$ Ton.

Factor de ductilidad (μ) para puente descargado. Para este caso, el factor de ductilidad es el siguiente valor.

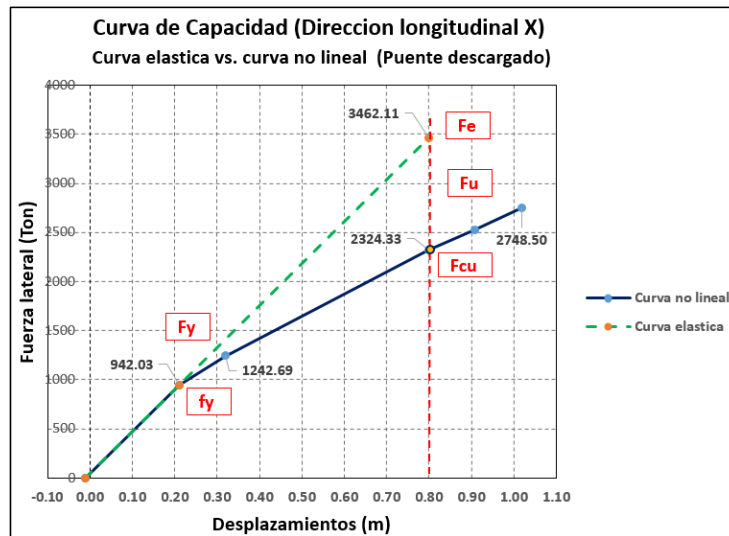
$$\Delta_{max} = 0.815 \text{ m.}$$

$$\Delta_{yield} = 0.229 \text{ m.}$$

$$\mu = \Delta_{max} / \Delta_{yield} = 3.56$$

Entonces, de acuerdo a la figura 3.28 la estructura tiene respuesta con ductilidad total porque el valor se encuentra entre 3.50 y 8.

Factor de sobrerresistencia (Ω). Incluyendo la curva elástica en la curva de capacidad, se tiene el factor de sobrerresistencia Ω .



Fuerza (ton)	Desplaz. (m)
Fe= 3462.11	0.798
Fcu= 2324.33	0.798
Fu= 1137.78	-
fy= 942.03	0.210

El Factor de sobrerresistencia es: $\Omega = Fu / fy = 1.21$

Resumen.

2o. caso de cargas. Combinación para factores de carga mínimos.

$$\text{Comb1} = 0.90\text{DC} + 0.65\text{Dw} + 0.50(\text{LL} + \text{PL}) + \text{Sx}$$

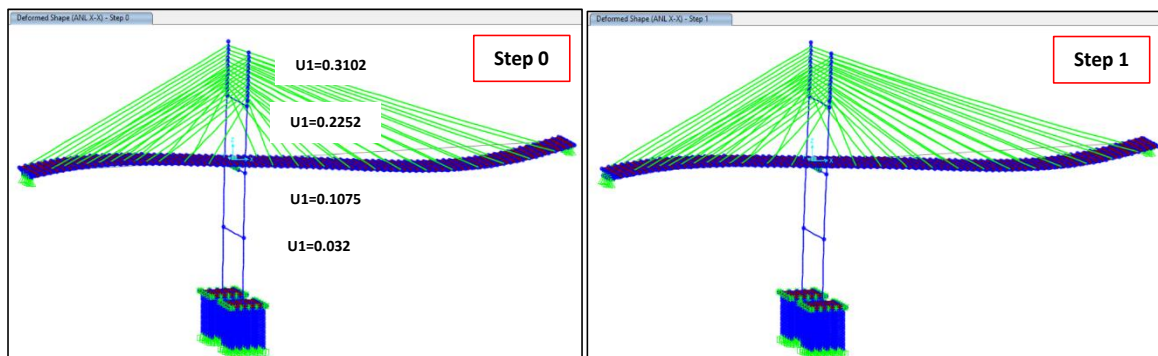
Diseño por capacidad: Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Ultimo	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.320	0.800	0.1185	0.3213	0.5415	0.7113	Ok.
ATC 40 Espectro de capacidad	-	-	Despl. de desempeño = 0.383				Ok.
FEMA 356 Método de los coeficientes	0.229	0.815	Despl. target = 0.466				Ok.

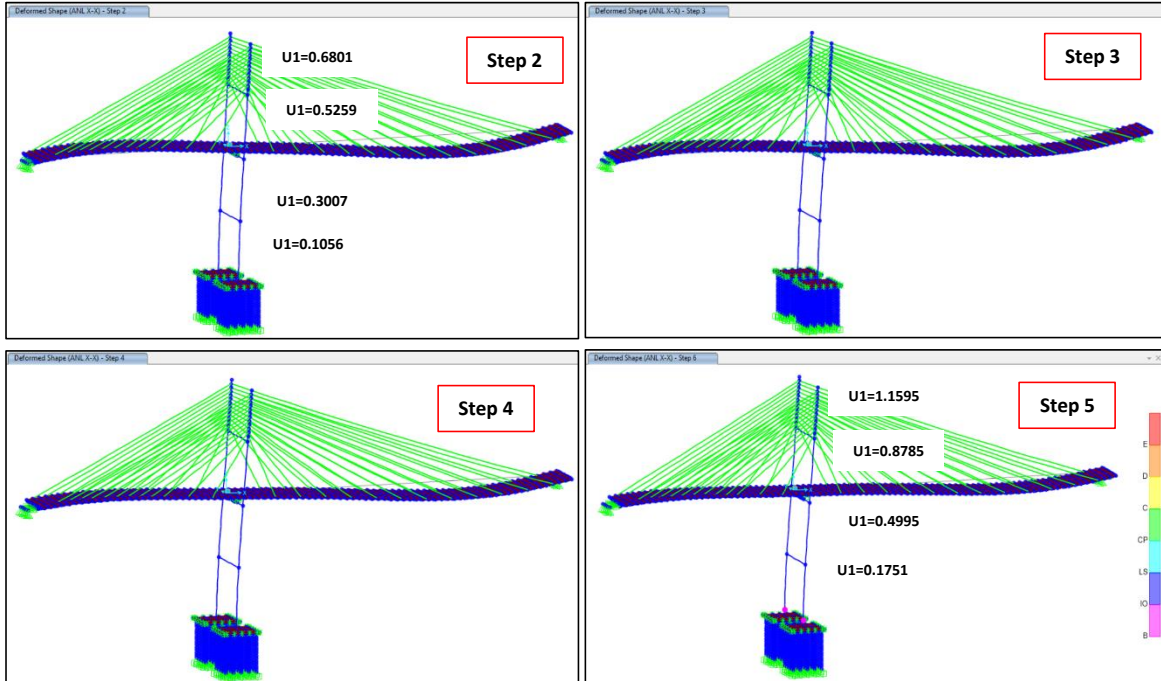
Criterio de aceptación, los desplazamientos que el sismo produce en el pilón para puente descargado, son menores a la capacidad ultima de la estructura.

Analisis de rotulas plástica en el pilón para puente descargado.

Etapas de la rótula plástica, los desplazamientos debidos al analisis no-lineal en dirección longitudinal X producidos para la combinación de cargas de puente descargado, son: step 0 (carga muerta), step 1, step 2, step 3, step 4. El step 2 presenta desplazamientos similares a los producidos por el sismo X-X. El step 5 muestra el punto en cedencia y el step 6 la capacidad última.

Desplazamientos debidos a ANL-X.

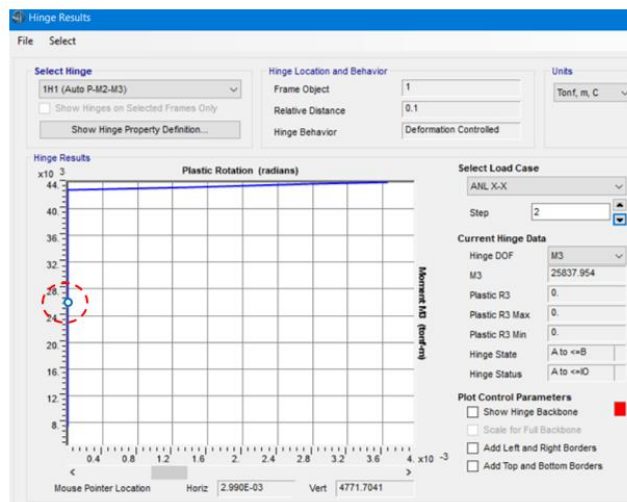




En el diagrama Momento-rotación, la rótula plástica del step 2 se ubica en la zona elástica, por lo tanto, verifica que el desplazamiento de la estructura al ubicarse en la zona elástica es correcta la implementación del sistema de aislación sísmica.

De la misma manera, las articulaciones plásticas a analizar son la 1H1 y 3H1 que tienen el mismo comportamiento.

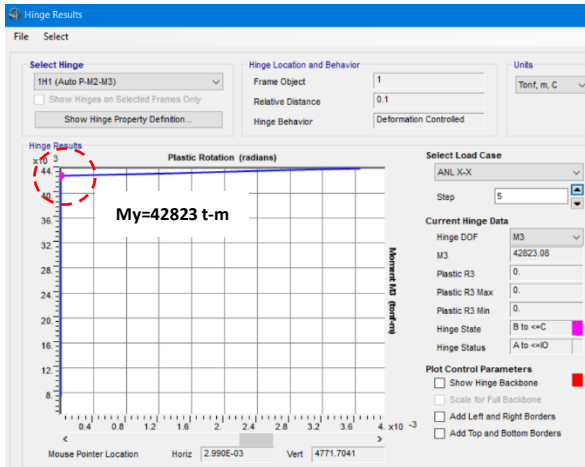
Diagrama Momento-rotación plástica. Para las articulaciones 1H1 y 3H1



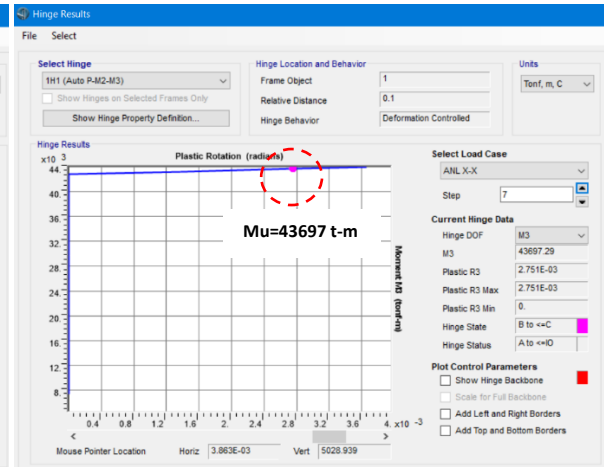
Rotula plástica del step 2.

Al ubicarse la rótula plástica en la zona elástica, el acero que se asignó a la columna es correcta.

En los siguientes gráficos, ubicación de la rótula plástica en el step 5 (punto de cedencia) y step 7 (capacidad ultima) y sus respectivos momentos y rotaciones.



Rotula plástica del step 5.



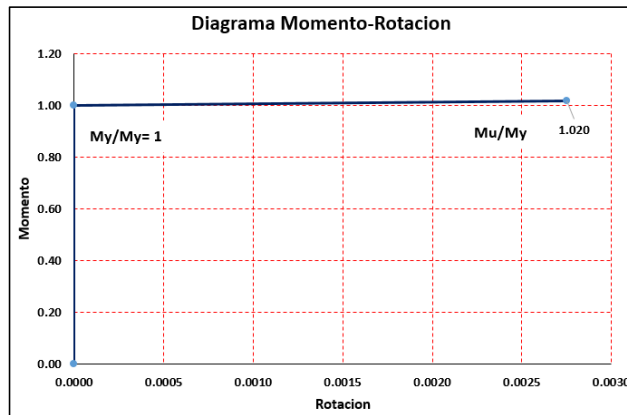
Rotula plástica del step 7.

Los momentos y rotaciones, y sus valores en porcentaje son:

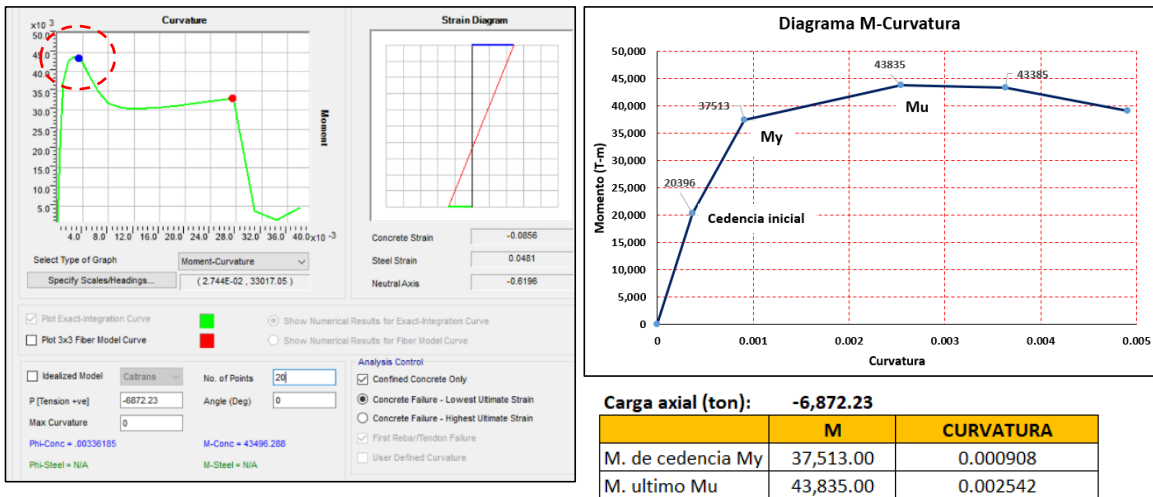
- $M_y = 42,823.08 \text{ t-m}$; $\Theta = 0.00$
- $M_u = 43,697.29 \text{ t-m}$; $\Theta = 0.002751$

En porcentaje:

- $M_y/M_y = 1.00$
- $M_u/M_y = 1.020$



El diagrama Momento-curvatura para puente descargado para una carga axial de -6,872.23 ton. usando el modelo de fibra, es:



El anterior valor de -6872.23 ton. ha sido determinado al analizar los valores de cálculo de la fuerza axial P y momento M para la articulación 1H1:

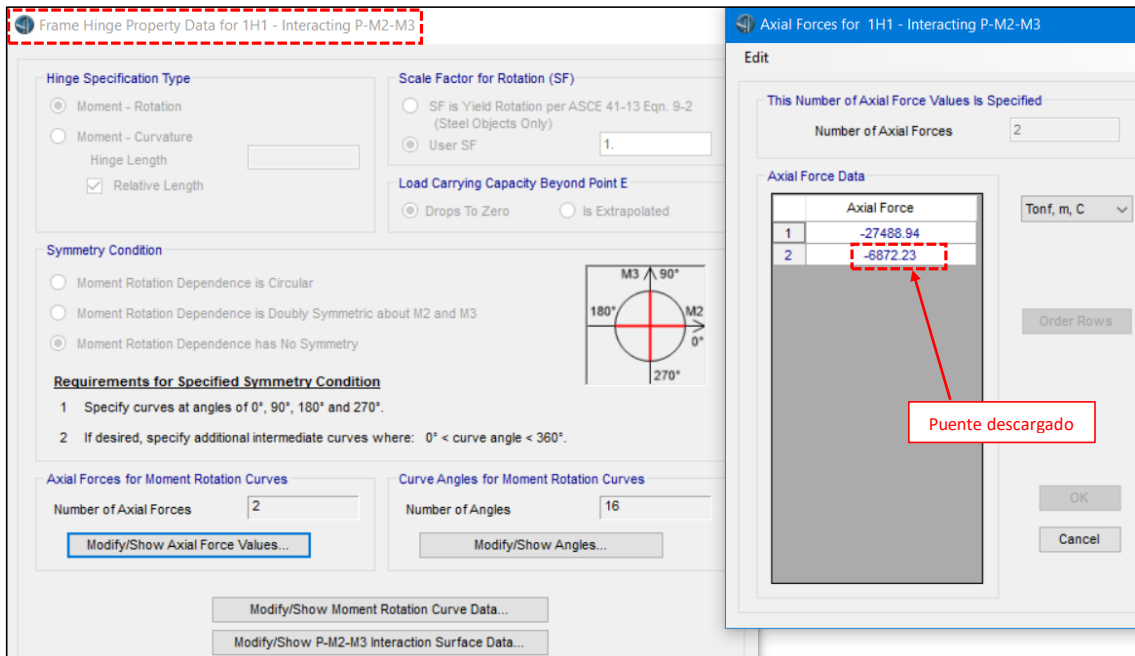
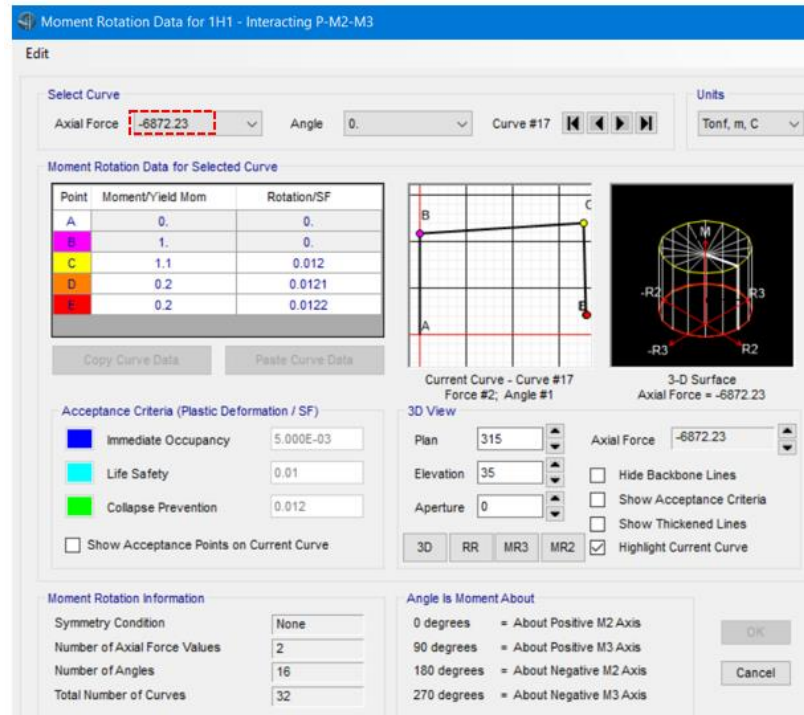
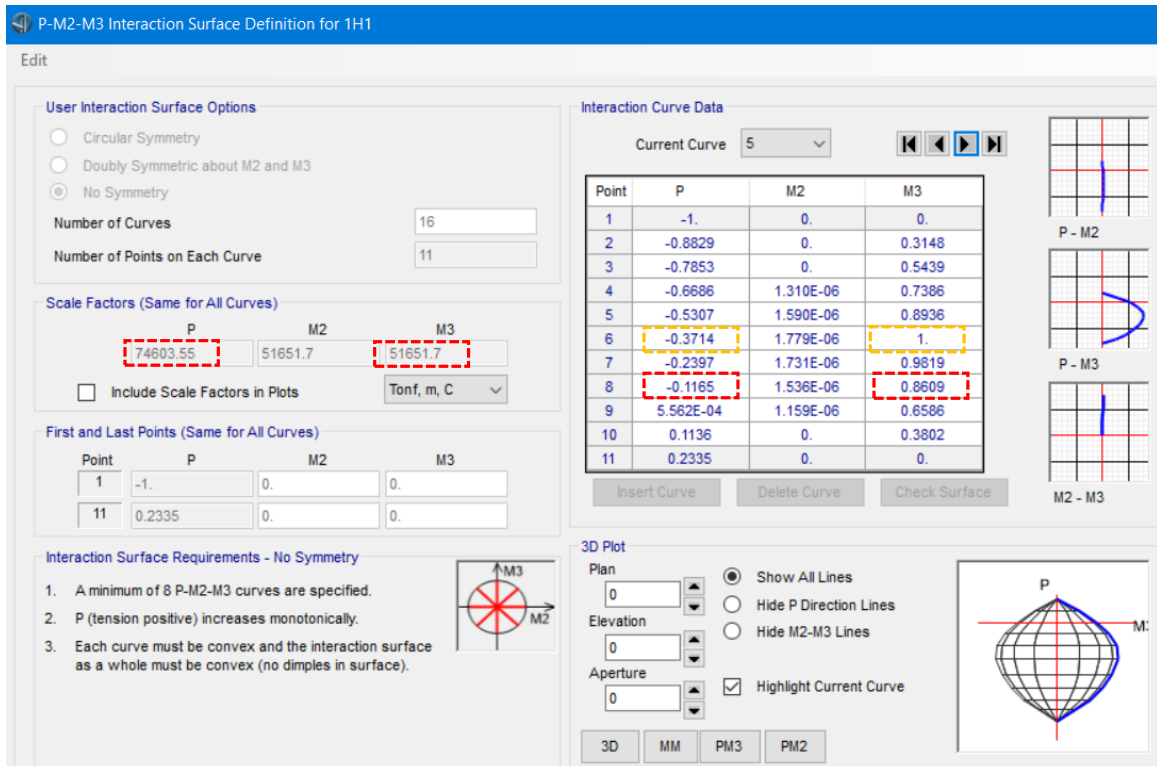


Diagrama momento-rotación para puente descargado:

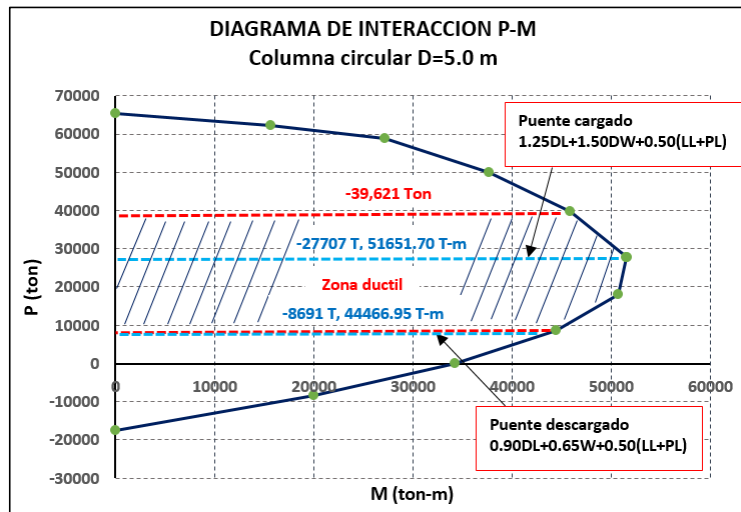


Valor de cálculo de la fuerza axial para puente descargado en el diagrama de interacción, se encuentra en la zona dúctil:



P (t)	M (t-m)
$(-0.3714) \cdot 74,603.55 = 27,707.76$	$(1) \cdot 51,651.70 = 51,651.70$
$(-0.1165) \cdot 74,603.55 = 8,691.31$	$(0.8609) \cdot 51,651.70 = 44,466.95$

Nuevamente, ubicando el valor de diseño en la curva de interacción se encuentra en la zona dúctil del diagrama de interacción:



5.1.9.7 Análisis no-lineal aplicando Pushover.

En dirección transversal Y.

De la misma manera que el caso anterior, se aplica el método capacidad/demanda de la estructura conocido como Pushover como anteriormente se explicó. Se empuja la estructuralmente con fuerzas laterales transversalmente, se incluye el efecto P-Delta. Las rotulas plástica son asignadas a las columnas del pilón en los diferentes niveles con especificaciones ASCE 41-13.

1er. caso de cargas. Combinación para factores de carga máximos.

$$\text{Comb1} = 1.25DC + 1.50Dw + 0.50(LL+PL) + S_y$$

S_y = sismo en dirección transversal Y.

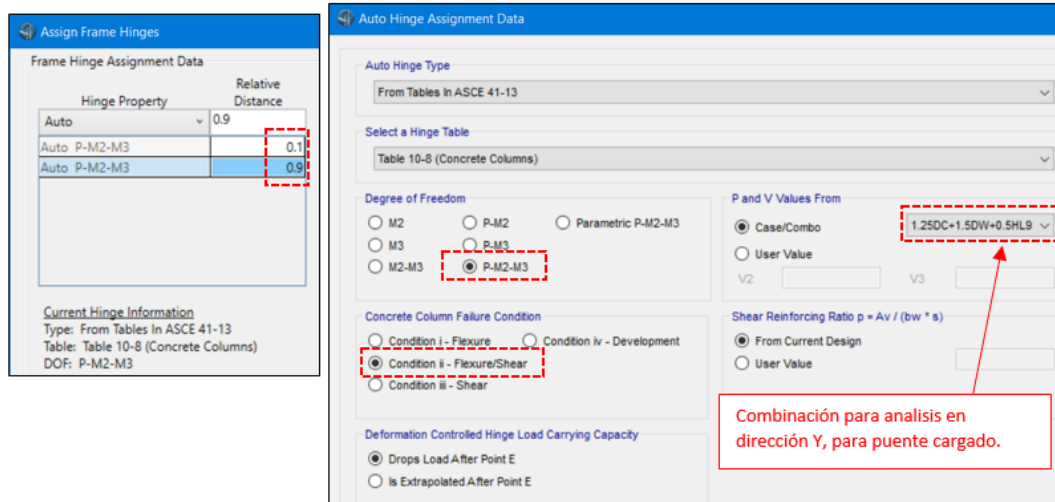
La rotulas plásticas se ubican a distancias relativas de 0.10% y 0.90% de la altura de cada columna en los diferentes niveles.

Uso de parámetros de la tabla 10-8 de ASCE 41-13 para columnas.

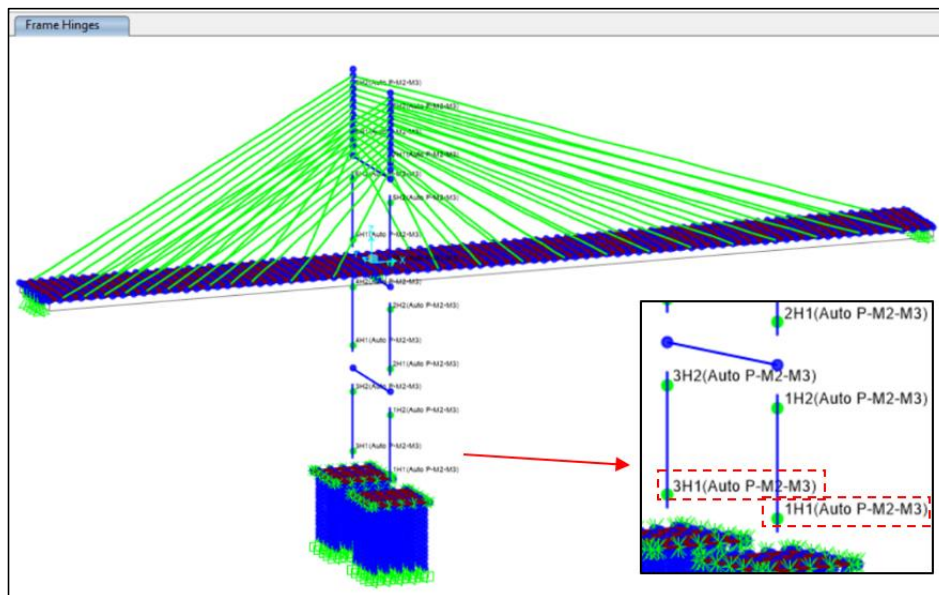
El modelo es en 3D, los grados de libertad son para carga axial P (dirección Z), momentos M2 (en dirección X) y momentos M3 (en dirección Y).

Condición de falla II de la tabla 10-8 (ASCE 41-13) para cortante y flexión.

Criterios de aceptación: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP)



A continuación, modelo con articulaciones plásticas en columnas del pilón.

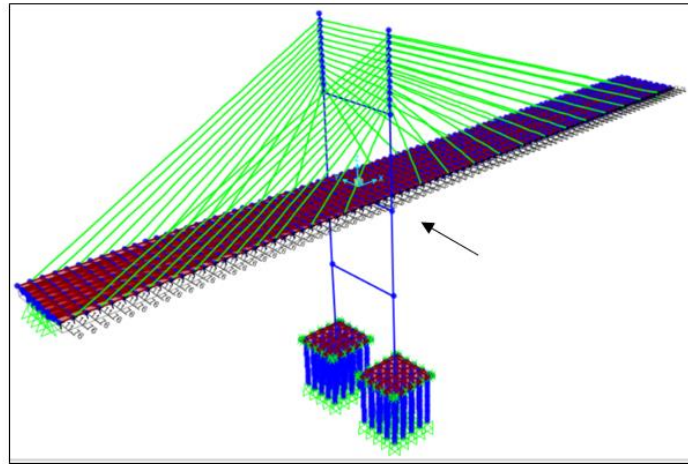


Empuje lateral en dirección longitudinal Y:

- Se empuja con una carga lateral de 1000 ton. en el extremo izquierdo en los nudos del tablero:

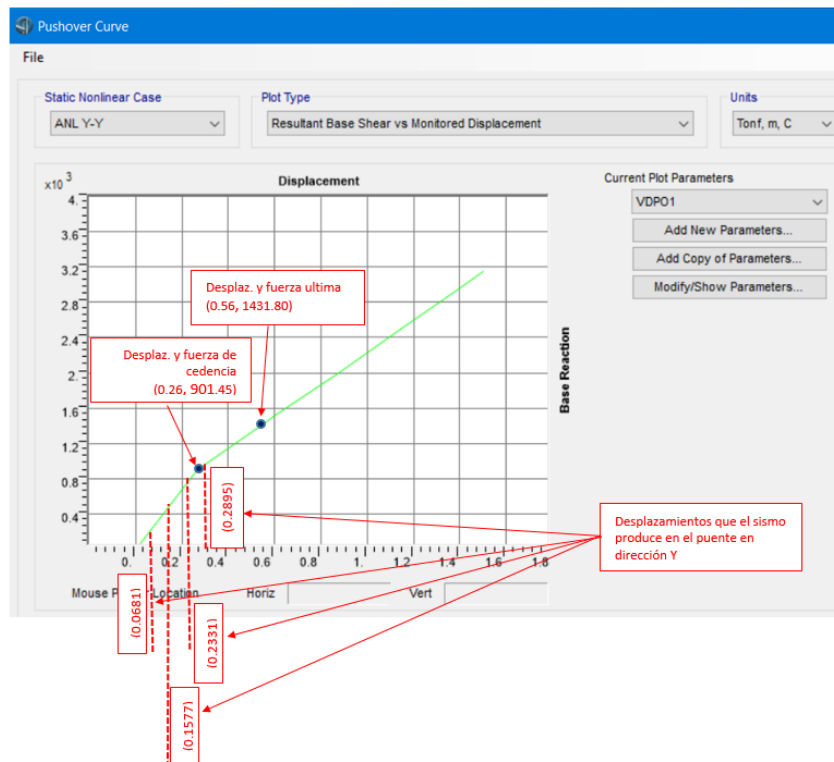
Carga= 1000 ton/85 nudos = 11.76 ton/nudo

Empuje lateral transversal.



Evaluando el puente atirantado con los parámetros anteriores, se tienen los siguientes resultados.

Curva de capacidad.

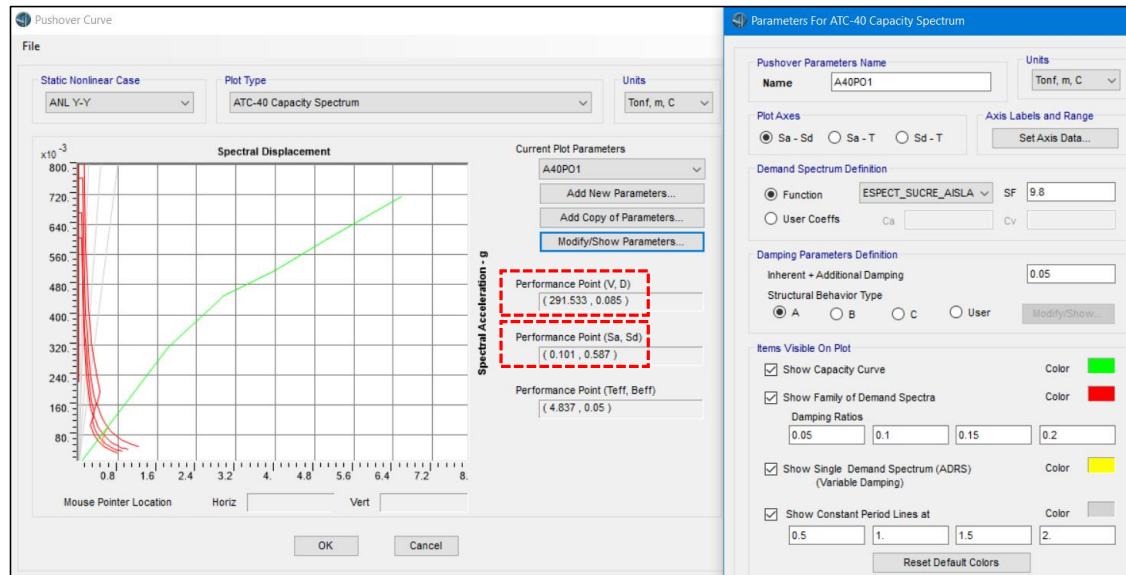


Los desplazamientos que produce el sismo en la dirección "Y" en el puente son menores a la capacidad última (desplazamiento último) de la estructura.

ATC 40 (Espectro de capacidad).

Este método calcula el desplazamiento de desempeño (desplazamiento máximo) que el sismo produce en la estructura.

Con este procedimiento, el puente presenta un desplazamiento de desempeño máximo debido al sismo, que a continuación se detalla:



- Desplazamiento de desempeño: $D=0.085$ m.
- Fuerza cortante: $V= 291.53$ Ton.

Por otra parte, en el espectro de capacidad bilineal en formato ADRS, la capacidad de cedencia (D_y, A_y) es (1.816374, 0.312549) y capacidad última (D_u, A_u) es (2.934655, 0.449306). El punto de desempeño (S_a, S_d) es (0.101, 0.587) calculado en el mismo espectro de capacidad bilineal en formato ADRS.

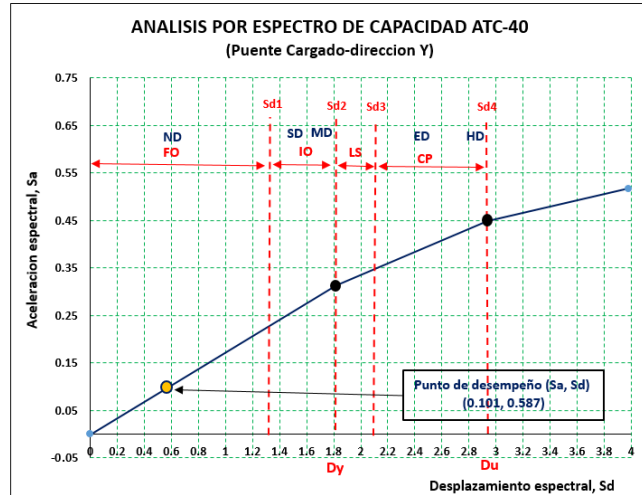
Finalmente, en el espectro de capacidad se establecen los umbrales de los niveles de daño según el proyecto HAZUS y FEMA 356. Aplicando la tabla del Anexo I, tabla V, los umbrales de los estados de daño en el espectro de capacidad se muestra a continuación.

$$Sd1 = 0.7D_y = 1.271$$

$$Sd2 = D_y = 1.816 \quad (\text{Este valor corresponde al punto de fluencia})$$

$$Sd3 = D_y + 0.25(D_u - D_y) = 2.096$$

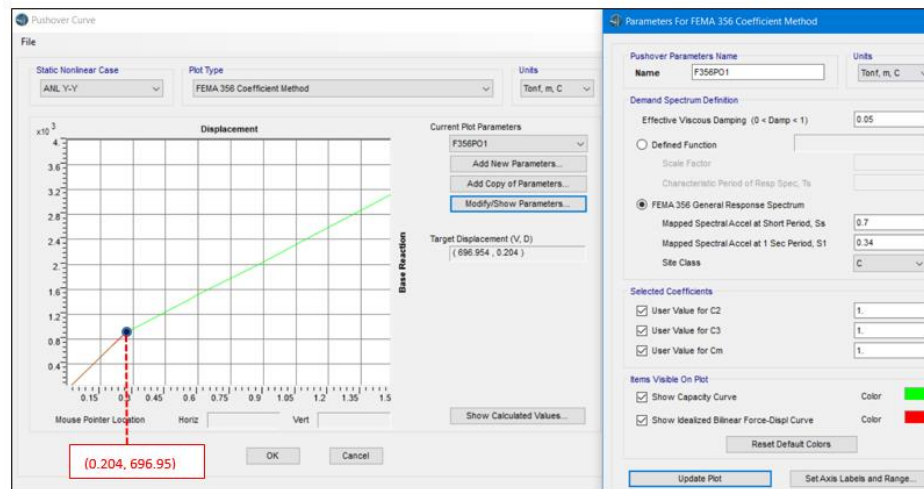
$$Sd4 = D_u = 2.935 \quad (\text{Este valor corresponde al punto ultimo})$$



En la anterior gráfica, el punto de desempeño del puente se encuentra en la curva elástica, zona donde no existe daño (ND) y para niveles del FEMA 356 es totalmente operacional (FO).

FEMA 356 (Método de los coeficientes).

Este procedimiento calcula el **desplazamiento target de desempeño** que el sismo produce en la estructura.



- Desplazamiento target (desempeño): D=0.204 m.
- Fuerza cortante: V= 696.95 Ton.

Factor de ductilidad (μ) para puente cargado. Para este caso, el factor de ductilidad es el siguiente valor.

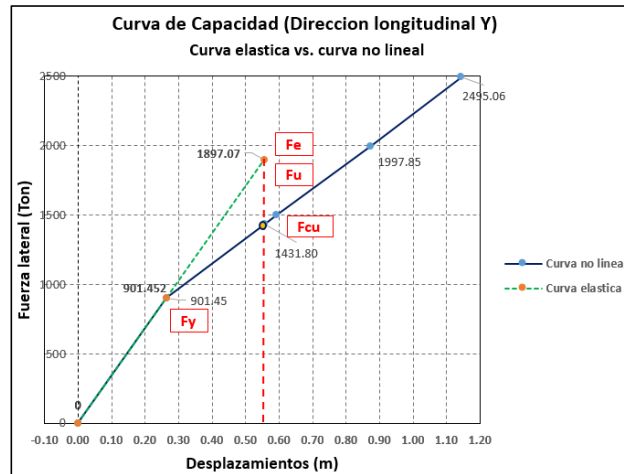
$$\Delta_{max} = 0.555 \text{ m.}$$

$$\Delta_{yield} = 0.264 \text{ m.}$$

$$\mu = \Delta_{max} / \Delta_{yield} = 2.10$$

Entonces, de acuerdo a la figura 3.28 la estructura tiene respuesta con ductilidad limitada porque el valor se encuentra entre 1.50 y 3.50.

Factor de sobrerresistencia (Ω). Incluyendo la curva elástica en la curva de capacidad, se tiene el factor de sobrerresistencia Ω .



Fuerza (ton)	Desplaz. (m)
Fe= 1897.07	0.555
Fcu= 1431.8	0.555
Fu= 465.27	-
Fy= 901.45	0.264

El factor de sobrerresistencia es:

$$\Omega = F_u / F_y = 0.52$$

Resumen.

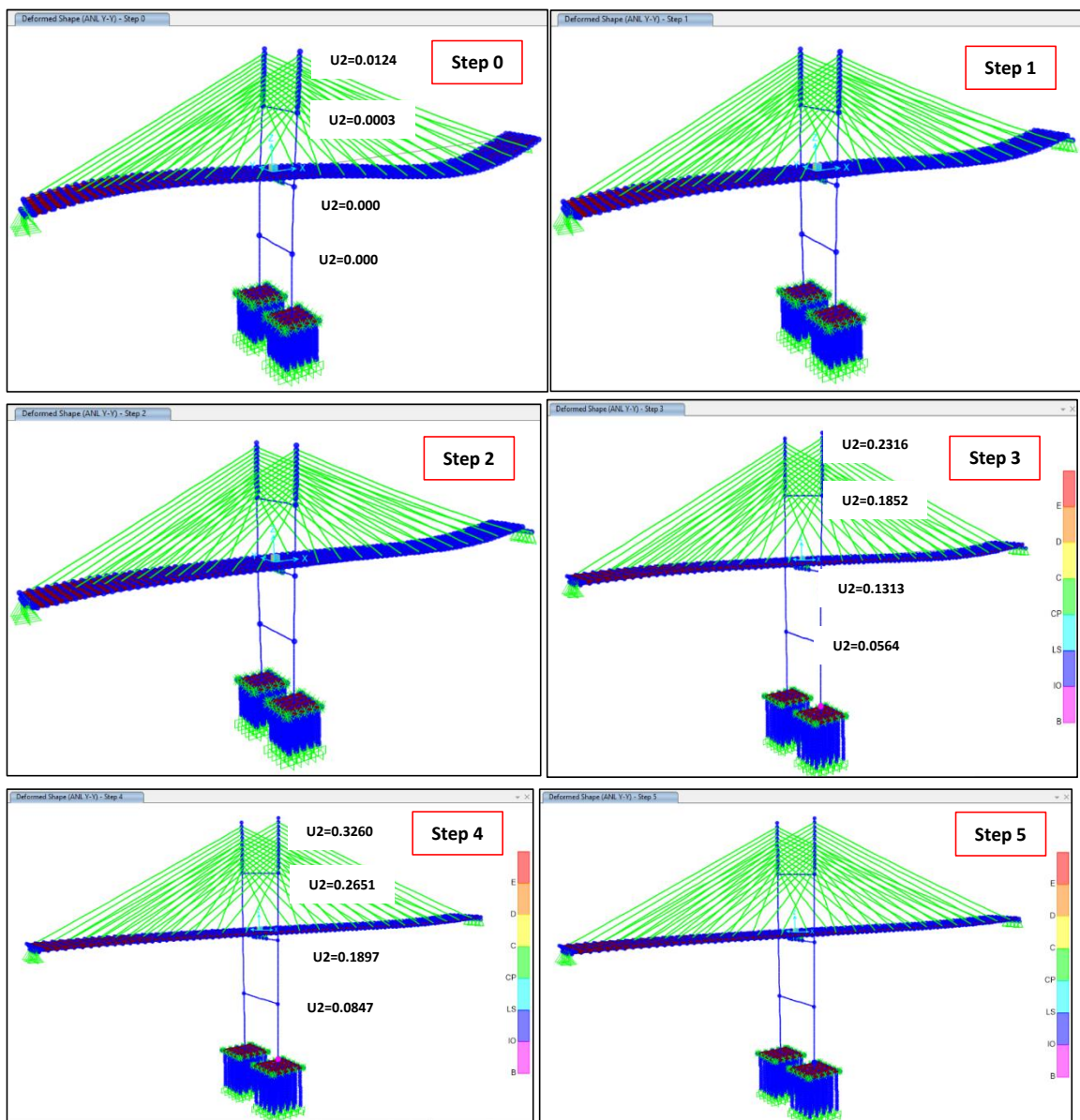
Diseño por capacidad: Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Ultimo	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.264	0.555	0.0681	0.1577	0.2331	0.2895	Ok.
ATC 40 Espectro de capacidad	-	-	Despl. de desempeño = 0.085				Ok.
FEMA 356 Método de los coeficientes	0.204	0.560	Despl. target = 0.204				Ok.

Criterio de aceptación, los desplazamientos producidos por el sismo en la estructura para puente cargado en la dirección Y, son menores a la capacidad ultima de la estructura.

Análisis de rotulas plástica en el pilón para puente cargado.

Etapas de la rótula plástica, los desplazamientos debidos al análisis no-lineal en dirección longitudinal Y producidos para la combinación de cargas de puente cargado, son: step 0 (carga muerta), step 1, step 2, step 3, step 4. El step 3 presenta desplazamientos similares a los producidos por el sismo Y-Y y también es el punto en cedencia y el step 4 la capacidad última.

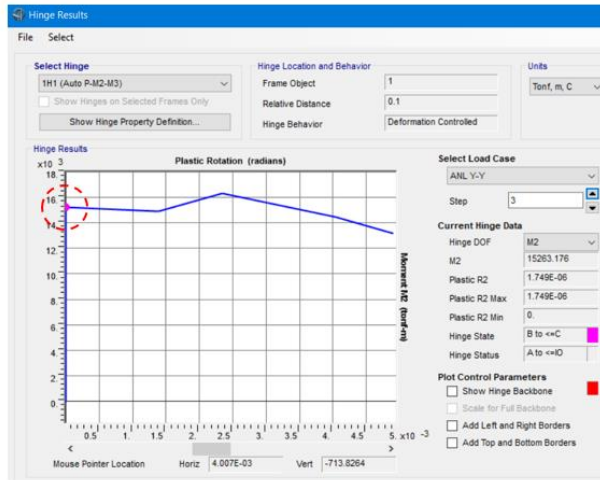
Desplazamientos debidos a ANL-Y.



En el diagrama Momento-rotación, la rótula plástica del step 3 se ubica en la zona elástica, por lo tanto, verifica que el desplazamiento de la estructura al ubicarse en la zona elástica es correcta la implementación del sistema de aislación sísmica.

La articulación plástica a analizar es la 1H1. La 3H1 no presenta comportamiento similar a la 1H1.

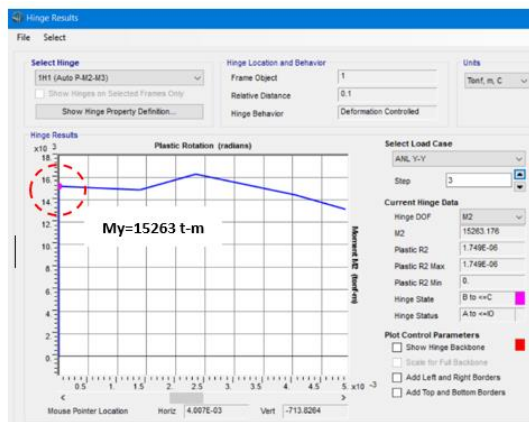
Diagrama Momento-rotación plástica. Para la articulación 1H1.



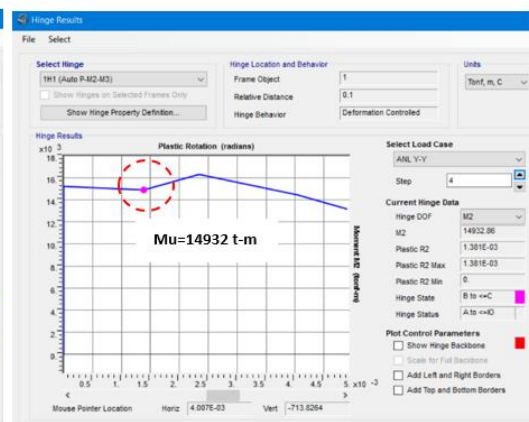
Rotula plástica del step 3.

Al ubicarse la rótula plástica en la zona elástica, el acero que se asignó a la columna es correcta.

En los siguientes gráficos, ubicación de la rótula plástica en el step 3 (punto de cedencia) y step 4 (capacidad ultima) y sus respectivos momentos y rotaciones.



Rotula plástica del step 3.



Rotula plástica del step 4.

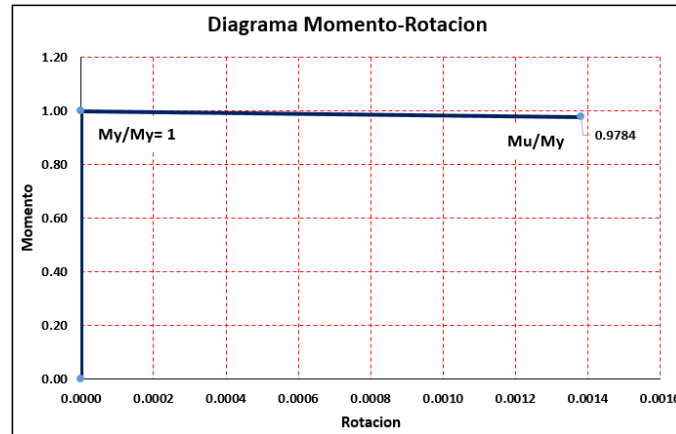
Los momentos y rotaciones, y sus valores en porcentaje son:

- $M_y = 15,263.18 \text{ t-m}$; $\Theta = 0.00$

- $M_u = 14,932.86 \text{ t-m}$; $\Theta = 0.001381$

En porcentaje:

- $M_y/M_y = 1.00$
- $M_u/M_y = 0.9784$



Los diagramas Momento-curvatura para puente cargado y descargado son los mismos que los anteriormente calculados puesto que la sección es circular.

Las fuerzas axiales son:

$$P = -27,488.94 \text{ ton. (puente cargado)}$$

$$P = -6,872.23 \text{ ton. (puente descargado)}$$

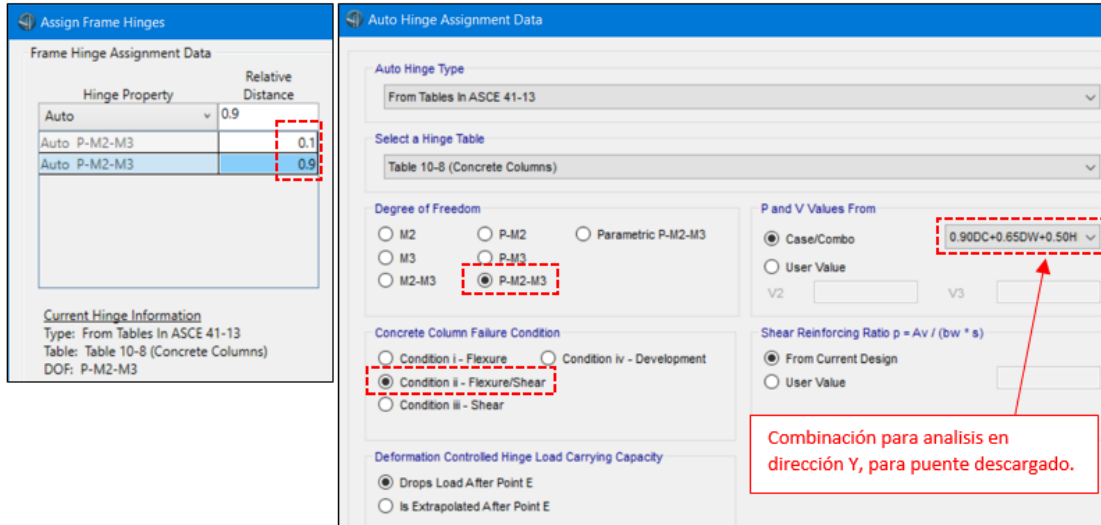
Entonces, repitiendo y ubicando los valores de diseño en la curva de interacción, los valores de cálculo de la fuerza axial P se encuentran en la zona dúctil.

2o. caso de cargas. Combinación de cargas para puente descargado, o sea factores de carga mínimos.

$$\text{Comb2} = 0.90DC + 0.65Dw + 0.50(LL + PL) + 1.0Sy$$

Siguiendo todo el procedimiento anterior, se tiene.

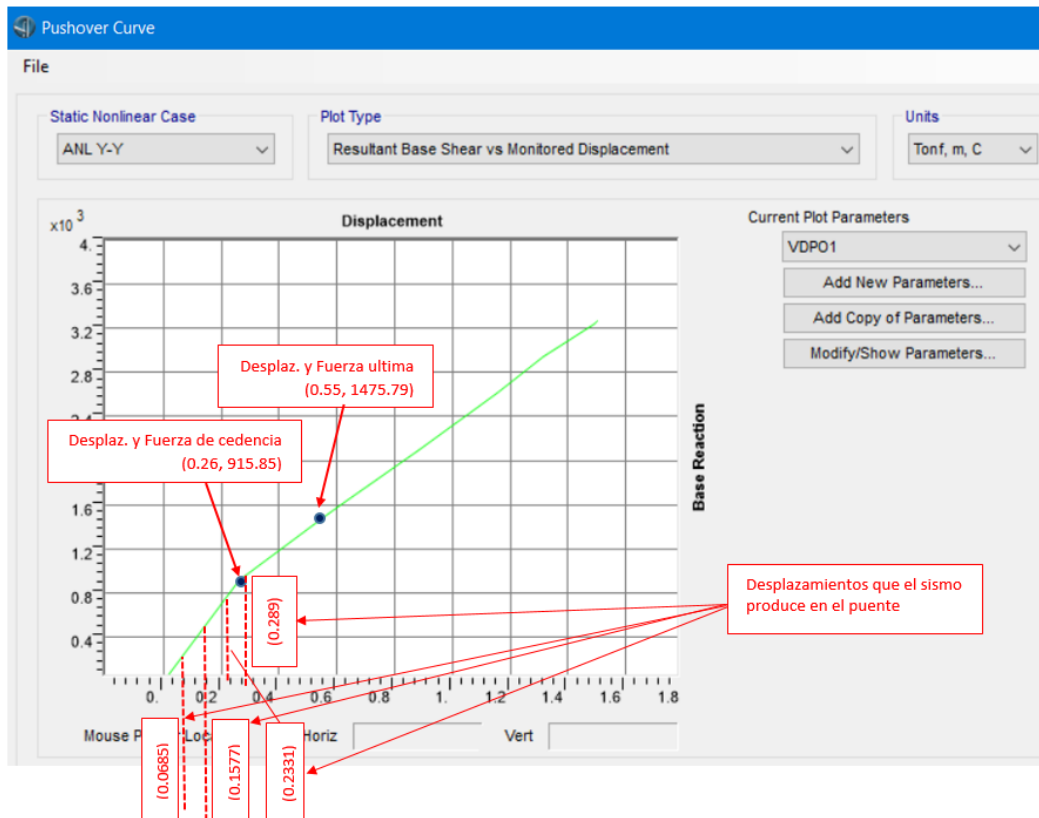
La rotulas plásticas se ubican nuevamente a distancias relativas de 0.10% y 0.90% de la altura de cada columna en los diferentes niveles y se aplica parámetros de la tabla 10-8 de ASCE 41-13 para columnas.



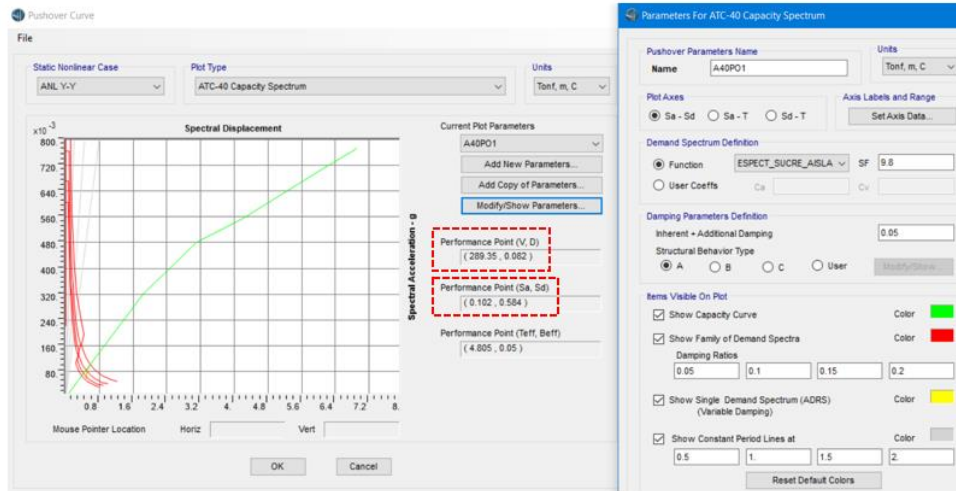
Se procede con Pushover empujando el puente en dirección Y.

Evaluando el puente atirantado con los parámetros anteriores, se tienen los siguientes resultados.

Curva de capacidad.



ATC 40 (Espectro de capacidad).



- **Desplazamiento de desempeño:** $D=0.082$ m.
- **Fuerza cortante:** $V= 289.35$ Ton.

Por otra parte, en el espectro de capacidad bilineal en formato ADRS, la capacidad de cedencia (D_y, A_y) es (1.847179, 0.322122) y capacidad última (D_u, A_u) es (3.098135, 0.481218). El punto de desempeño (S_a, S_d) es (0.102, 0.584) calculado en el mismo espectro de capacidad en formato ADRS.

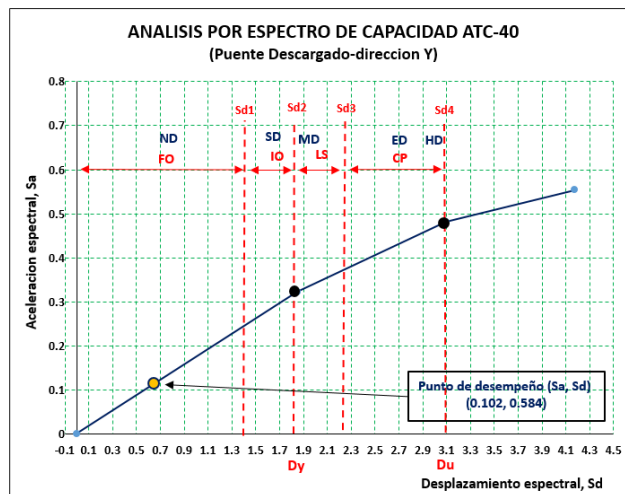
Finalmente, en el espectro de capacidad se establecen los umbrales de los niveles de daño según el proyecto HAZUS y FEMA 356. Aplicando la tabla del Anexo I, tabla V, los umbrales de los estados de daño en el espectro de capacidad se muestra a continuación.

$$Sd1 = 0.7D_y = 1.293$$

$$Sd2 = D_y = 1.847 \quad (\text{valor correspondiente al punto de fluencia})$$

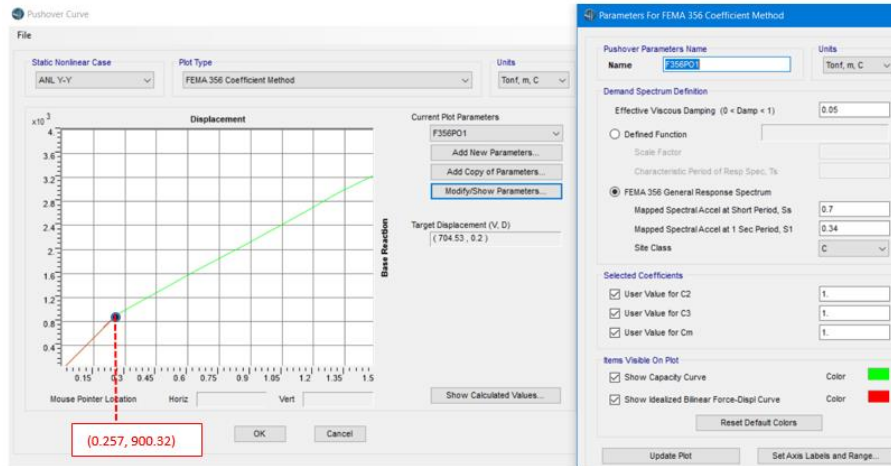
$$Sd3 = D_y + 0.25(D_u - D_y) = 2.160$$

$$Sd4 = D_u = 3.098 \quad (\text{valor correspondiente al punto ultimo})$$



En la anterior gráfica, el punto de desempeño del puente se encuentra en la curva elástica, zona donde no existe daño (ND) y para niveles del FEMA 356 es totalmente operacional (FO).

FEMA 356 (Método de los coeficientes).



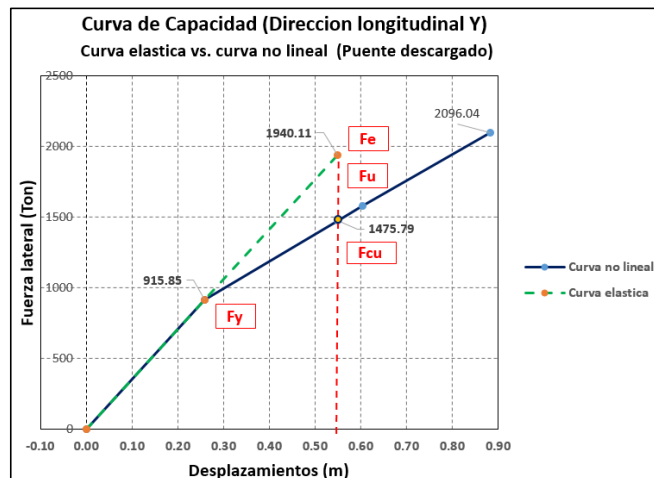
- **Desplazamiento target (desempeño):** $D=0.20$ m.
- Fuerza cortante: $V= 704.53$ Ton.

Factor de ductilidad (μ) para puente descargado. Para este caso, el factor de ductilidad es el siguiente valor.

$$\mu = \Delta_{max} / \Delta_{yield} = 0.55 / 0.26 = 2.11$$

Entonces, de acuerdo a la figura 3.28 la estructura tiene respuesta con ductilidad limitada porque el valor se encuentra entre 1.50 y 3.50.

Factor de sobrerresistencia (Ω). Incluyendo la curva elástica en la curva de capacidad, se tiene el factor de sobrerresistencia Ω .



	Fuerza (ton)	Desplaz. (m)
Fe=	1940.11	0.550
Fcu=	1475.79	0.550
Fu=	464.32	-
fy=	915.85	0.260

El factor de sobrerresistencia es:

$$\Omega = F_u/f_y = 0.51$$

Resumen.

2do. caso de cargas para factores de carga mínimos para dirección Y.

$$\text{Comb1} = 0.90DC + 0.65Dw + 0.50(LL + PL) + Sy$$

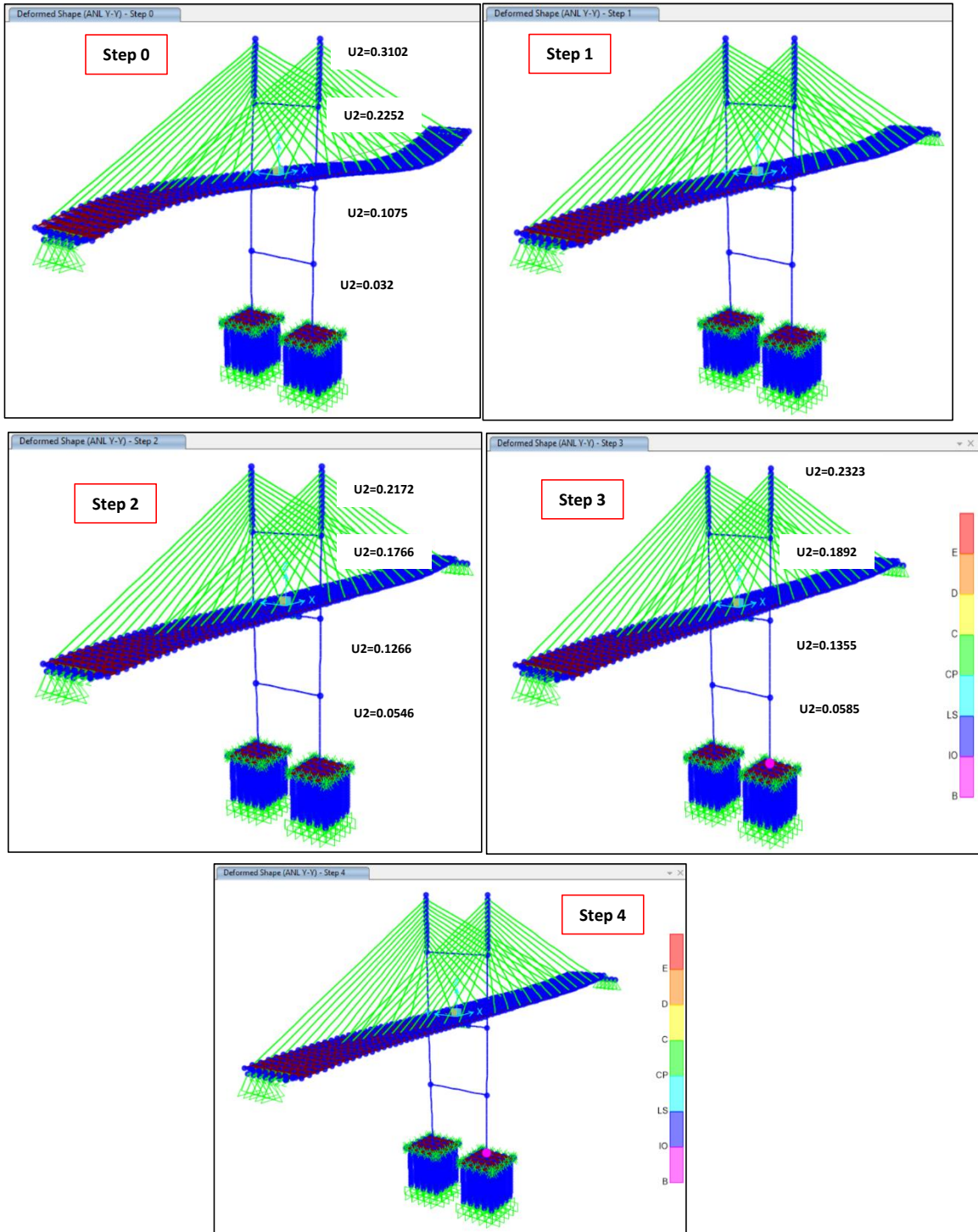
Diseño por capacidad: Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Ultimo	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.2608	0.550	0.0681	0.1577	0.2331	0.2895	Ok.
ATC 40 Espectro de capacidad	-	-	Despl. de desempeño = 0.082				Ok.
FEMA 356 Método de los coeficientes	-	-	Despl. target = 0.20				Ok.

Criterio de aceptación, los desplazamientos producidos por el sismo en la dirección Y para puente descargado son menores a la capacidad de la estructura.

Análisis de rotulas plástica en el pilón para puente descargado.

Etapas de la rótula plástica, los desplazamientos debidos al análisis no-lineal en dirección longitudinal Y producidos para la combinación de cargas de puente descargado, son: step 0 (carga muerta). El step 3 presenta desplazamientos similares a los producidos por el sismo Y-Y también es el punto de cedencia. El step 4 es la capacidad última.

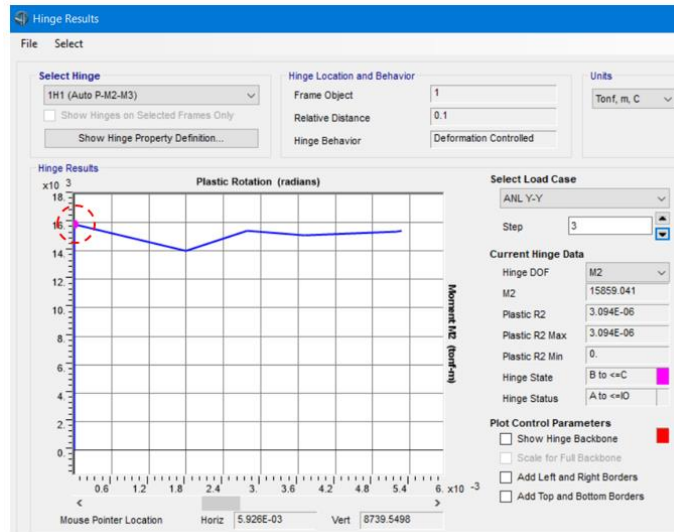
Desplazamientos debidos a ANL-Y.



En el diagrama Momento-rotación, la rótula plástica del step 3 se ubica en la zona elástica, por lo tanto, verifica que el desplazamiento de la estructura al ubicarse en la zona elástica es correcta la implementación del sistema de aislación sísmica.

Las articulaciones plásticas a analizar son la 1H1 y 3H1, no tienen el mismo comportamiento.

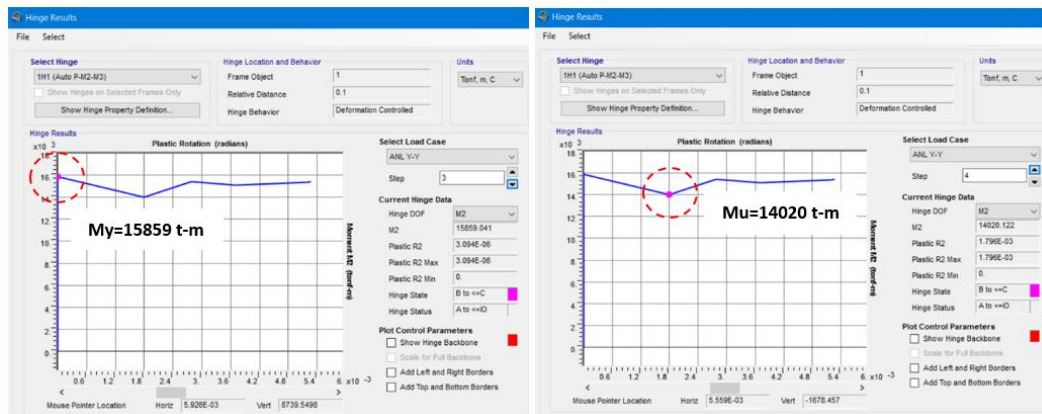
Diagrama Momento-rotación plástica. Para la articulación 1H1.



Rótula plástica en el step 3

Al ubicarse la rótula plástica en la zona elástica, el acero que se asignó a la columna es correcta.

En los siguientes gráficos, ubicación de la rótula plástica en el step 3 (punto de cedencia) y step 4 (capacidad ultima) y sus respectivos momentos y rotaciones.



Rótula plástica en el step 3.

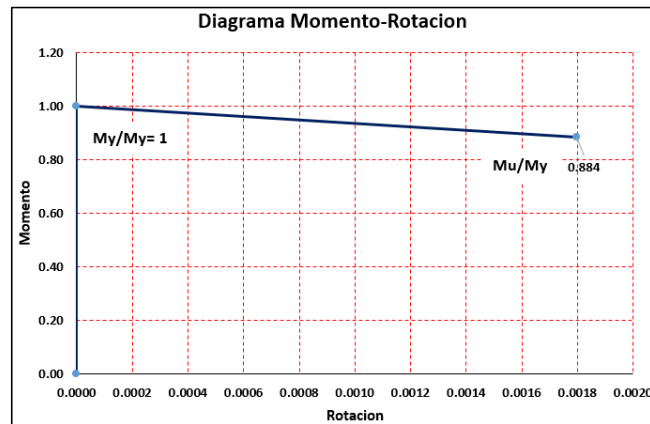
Rótula plástica en el step 4.

Los momentos y rotaciones, y sus valores en porcentaje son:

- $M_y = 15,859.04 \text{ t-m.}; \theta = 0.00$
- $M_u = 14,020.12 \text{ t-m.}; \theta = 0.001796$

En porcentaje:

- $M_y/M_y = 1.00$
- $M_u/M_y = 0.8840$

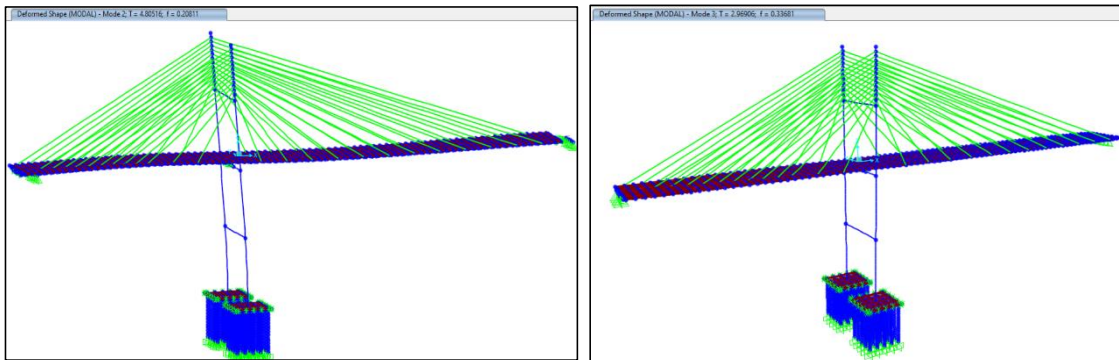


El diagrama Momento-curvatura para puente descargado para una carga axial de -6,872.23 ton., es el mismo anteriormente calculado.

5.1.9.8 Periodo fundamental de la estructura.

La demanda sísmica produce en la estructura los siguientes periodos fundamentales en dirección X y Y, se incluye aislamiento sísmico en los tres apoyos.

Dirección	Modo	Periodo (sec)	Frecuencia (Hz)
Longitudinal X	Modo 2	4.81	0.2081
Transversal Y	Modo 3	2.97	0.3368



Al aplicar análisis sin aislamiento sísmico en los tres apoyos, el pilón no cumple con la relación demanda/capacidad, debe incrementarse el acero de refuerzo de las columnas para cumplir con dicha relación o incrementar la sección de las columnas.

5.1.9.9 Porcentaje de la relación del factor de participación de masa.

Para puentes no convencionales, tal el caso del presente puente atirantado, el porcentaje de la relación del factor de participación de masa debe ser mayor al 95%, en este sentido un buen indicio es verificar la relación de participación de la carga modal, se tienen los siguientes resultados.

- Tipo de modo: Ritz vectors.
- Máximo número de modos de vibración: 190
- Tipos de carga sin link: Aceleración Ux, aceleración Uy, aceleración Uz.

	OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
▶	MODAL	Acceleration	UX	100	99.9907
	MODAL	Acceleration	UY	100	99.9513
	MODAL	Acceleration	UZ	100	99.873

- Tipos de carga con link: Aceleración Ux, aceleración Uy, aceleración Uz, link.

	OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
▶	MODAL	Acceleration	UX	100	97.3132
	MODAL	Acceleration	UY	100	96.1307
	MODAL	Acceleration	UZ	100	98.996
	MODAL	Link	25 (U1)	100	0
	MODAL	Link	25 (U2)	100	0
	MODAL	Link	25 (U3)	100	0

Criterio de aceptación, el porcentaje estático es un indicio importante en el cálculo para métodos estáticos como el modal espectral, los valores llegan al 100% de la relación de la participación de la carga modal.

El porcentaje dinámico sirve para métodos dinámicos tales como el de la respuesta en el tiempo o time-history, los valores superan el 95% de la relación de participación de carga modal requerido.

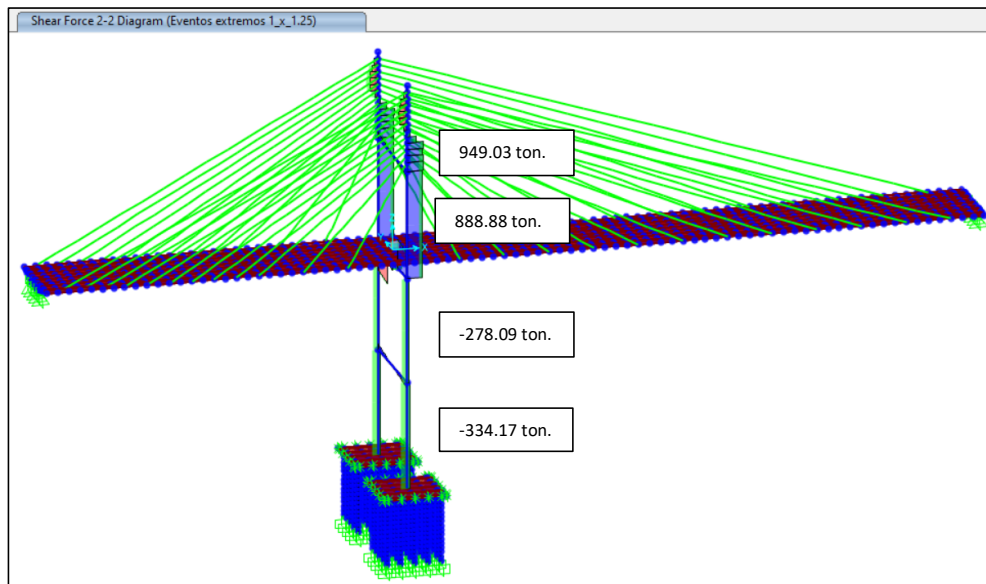
5.1.9.10 Verificación al corte.

La capacidad al corte del pilón debe ser mayor a las fuerzas de corte que genera el sismo en la combinación de cargas para Eventos Extremos 1 aplicando las combinaciones para Comb1, Comb2, Comb3 y Comb4 que incluyen sismo.

- **Comb1**= 1.25DC+1.50Dw+0.50(LL+PL)+Sx
- **Comb2**= 0.90DC+0.65Dw+0.50(LL+PL)+Sx
- **Comb1**= 1.25DC+1.50Dw+0.50(LL+PL)+Sy
- **Comb2**= 0.90DC+0.65Dw+0.50(LL+PL)+Sy

Fuerzas cortantes en el pilón en dirección longitudinal X.

Las fuerzas cortantes en cada nivel del pilón, son:



La fuerza cortante basal en sentido X para puente cargado y descargado, es:

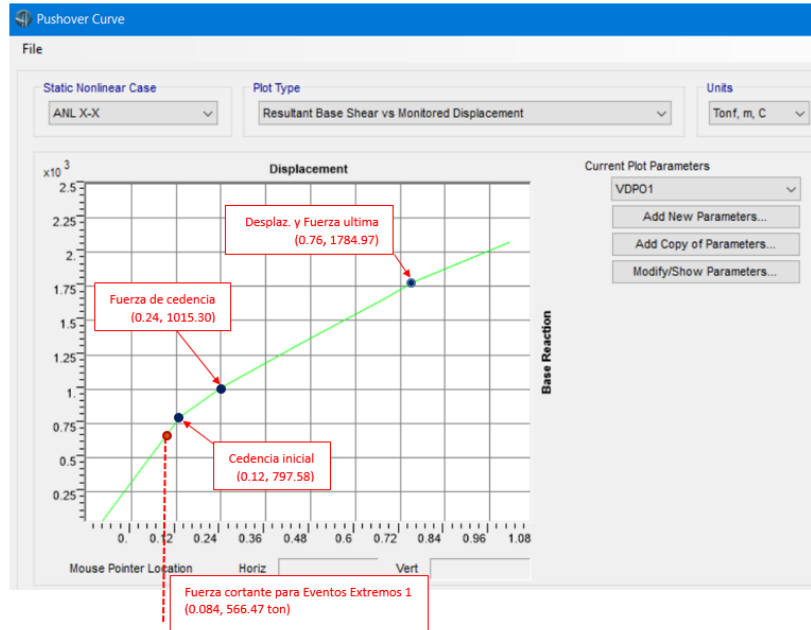
TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Eventos extremos 1_x_1.25	Combination	Max	566.46	0.09	34431.82	4.59	-256495.30	0.000003508
Eventos extremos 1_x_1.25	Combination	Min	-566.54	-0.09	34179.74	-4.59	-299620.50	-0.00000209

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
Eventos extremos 1_x_0.90	Combination	Max	566.47	0.09	27425.68	4.59	-197253.74	0.00
Eventos extremos 1_x_0.90	Combination	Min	-566.53	-0.09	27173.60	-4.59	-240378.95	0.00

Entonces, la fuerza cortante máxima generada por Eventos extremos 1 es inferior a la fuerza cortante de cedencia del pilón en dirección longitudinal X, se muestra a continuación.

Verificación al corte en dirección X.

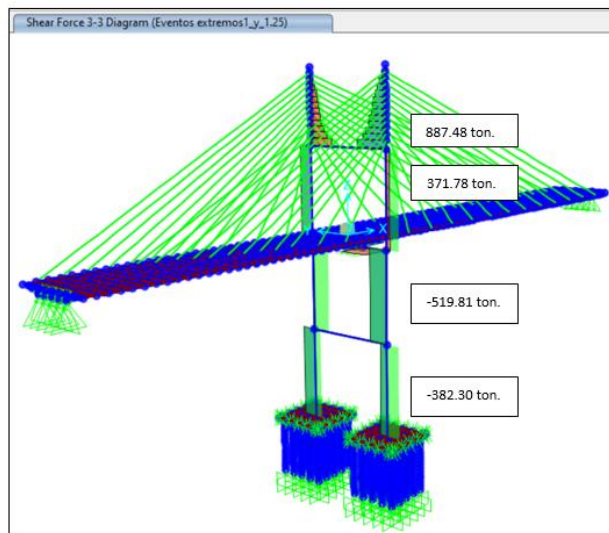
Ubicando el valor del cortante basal en la curva de capacidad, se observa que la misma cae en la zona lineal.



Criterio de aceptación. La fuerza de corte que genera el sismo en la dirección X para las combinaciones de carga Comb1 y Comb2 se encuentra en la zona elástica, el pilón no falla a fuerzas de corte en esta dirección.

Fuerzas cortantes en el pilón en dirección transversal Y.

Se toman las combinaciones de carga Comb3 y Comb4, las fuerzas cortantes en cada nivel del pilón, son:



La fuerza cortante basal en sentido Y para puente cargado y descargado, es:

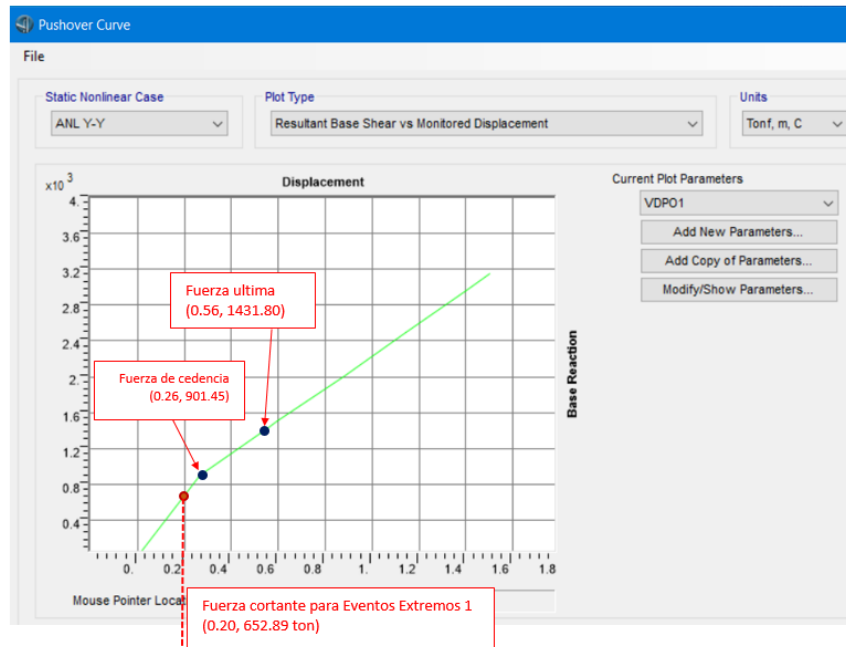
TABLE: Base Reactions									
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
Eventos extremos1_y_1.25	Combination	Max	0.3238	652.89	38726.28	21019.72	-56446.26	3115.10	
Eventos extremos1_y_1.25	Combination	Min	-0.3242	-652.89	38726.24	-21019.72	-56479.57	-3115.10	

TABLE: Base Reactions									
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
Eventos extremos1_y_0.90	Combination	Max	0.3239	652.89	30231.62	21019.72	-42729.30	3115.10	
Eventos extremos1_y_0.90	Combination	Min	-0.3242	-652.89	30231.58	-21019.72	-42762.62	-3115.10	

La fuerza cortante máxima generada por Eventos extremos 1 es inferior a la fuerza cortante de cedencia del pilón en dirección longitudinal Y, se muestra a continuación.

Verificación al corte en dirección Y.

Las fuerzas cortantes que se generan en el pilón debido a sismo en la dirección transversal son para la combinación de cargas para puente cargado.



Criterio de aceptación. La fuerza de corte que genera el sismo en la dirección Y para las combinaciones de carga Comb3 y Comb4, se encuentra en la zona elástica, el pilón no falla a fuerzas de corte en esta dirección.

Todo el procedimiento seguido anteriormente hasta los últimos puntos de cálculo del “Porcentaje de la relación del factor de participación de masa” y “Verificación al corte” que no es más la capacidad de proteger los elementos para que el cortante basal no llegue al punto de cedencia, es el procedimiento de diseño basado en desplazamientos.

CAPITULO VI. ADENDUM.

El presente adendum es para complementar la tesina.

- Justificar la no imposición de desplazamientos en la estructura.
- Uso de espectro de diseño de la norma boliviana de diseño sísmico.
- Justificar el uso del sismo máximo creíble para puentes (MCE).

6.1 Justificación de la no imposición de desplazamientos en la estructura.

El método de diseño basado en desplazamientos de las especificaciones provisionales de la Guía AASHTO para el diseño sísmico de puentes LRFD, 2a edición de 2014, no establece que debe imponerse desplazamientos como desplazamientos de demanda, sino que estos son producidos por el sismo de demanda en la estructura. En su artículo 1.3 (filosofía de diseño sísmico) dice “Parte B: Análisis de la demanda. Paso 2: Determine las cargas sísmicas en el sitio del puente, ya sea a partir de mapas nacionales de coeficientes de diseño o un ejercicio de evaluación de riesgo sísmico específico del sitio. Paso 3: Determine las condiciones del suelo en el sitio y modifique las cargas sísmicas en consecuencia. Paso 4: Analice el puente para las cargas dadas utilizando uno de varios métodos dinámicos elásticos posibles elegidos de acuerdo con la complejidad del puente. Como mínimo, obtener valores máximos para fuerzas y desplazamientos. Realice este análisis en cada una de las dos direcciones ortogonales y combine los resultados para obtener valores para usar en el diseño.

6.2 Uso de espectros de diseño de la norma boliviana de diseño sísmico.

El mapa de riesgo sísmico elaborado en la guía boliviana de diseño sísmico (GBDS 2020) y toda esta guía es específicamente para edificios. Este mapa ha sido elaborado para periodo de retorno de 475 años y probabilidad de excedencia de 10% (ver apéndice IV de esta tesina).

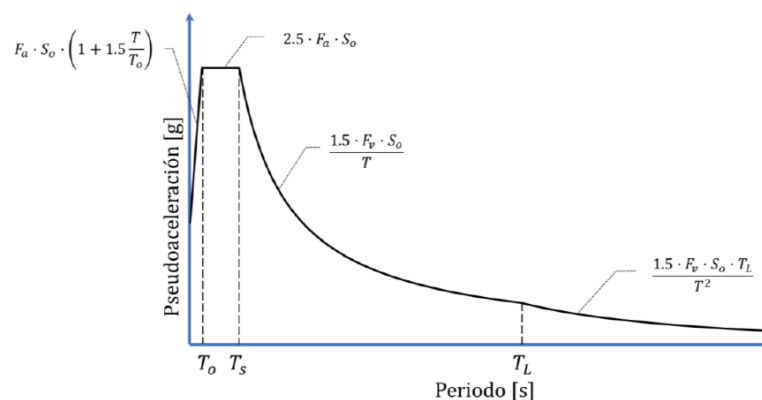


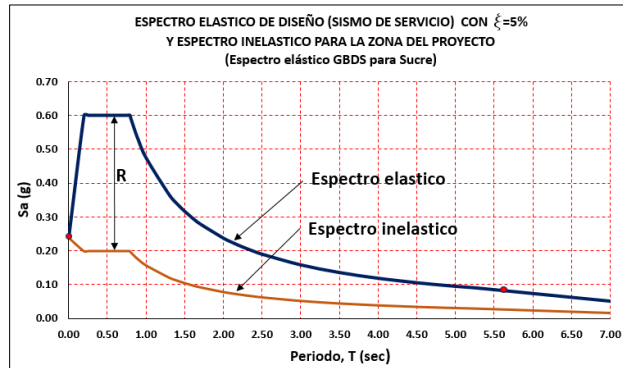
Figura 6.2.1 Espectro elástico o demanda sísmica.
(Fuente: GBDS, título VI, espectro elástico, pág. 23)

El espectro elástico de esta guía es para sismo de “diseño” con Tr. de 475 años.

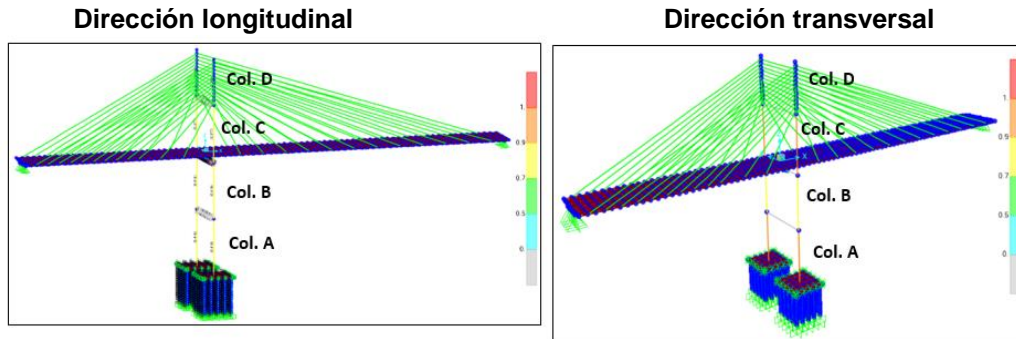
Según esta guía, el PGA para la zona de emplazamiento del puente es 20% de la gravedad y con los parámetros que especifica se calcula el espectro elástico de diseño para los siguientes sismos los cuales se aplican al puente atirantado:

- Sismo de servicio: Periodo de retorno 72 años, prob. exced. 50% y tiempo de exposición de 50 años.
- Sismo de diseño: Periodo de retorno 475 años, prob. exced. 10% y tiempo de exposición de 50 años.
- Sismo máximo: Periodo de retorno 975 años, prob. exced. 5% y tiempo de exposición de 50 años.

6.2.1 Sismo de servicio. Periodo de retorno 72 años, prob. exced. 50%, T.e. 50 años. El espectro elástico se reduce con el factor de modificación de respuesta R para llevarlo a espectro inelástico para que la estructura incurra en el rango no lineal (ver figura).



6.2.1.1 Relación D/C < 1. En ambas direcciones.



Resultados.

Dirección del sismo	Relación demanda/capacidad D/C < 1				Observ.
	Col A	Col B	Col C	Col D	
Dirección longitudinal X	0.866	0.765	0.833	0.570	Ok.
Dirección transversal Y	0.951	0.858	0.940	0.610	Ok.

6.2.1.2 Evaluación sísmica en dirección X.

6.2.1.2.1 Desplazamientos de demanda por sismo y capacidad del puente.

1er. caso de cargas. Puente cargado, combinación para factores de carga máximos.

$$\text{Comb1} = 1.25\text{DC} + 1.5\text{Dw} + 0.50(\text{LL} + \text{PL}) + \text{Sx}$$

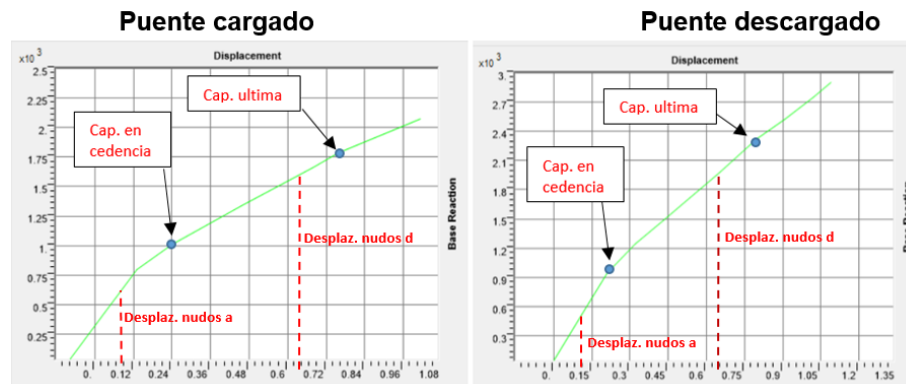
Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Ultimo	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.2418	0.759	0.1067	0.2907	0.4908	0.640	Ok.

2o. caso de cargas. Puente descargado, combinación para factores de carga mínimos.

$$\text{Comb1} = 0.90\text{DC} + 0.65\text{Dw} + 0.50(\text{LL} + \text{PL}) + \text{Sx}$$

Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Ultimo	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.321	0.802	0.1067	0.2907	0.4908	0.640	Ok.

6.2.1.2.2 Curva Pushover.



Criterio de aceptación, los desplazamientos producidos por el sismo de servicio en el puente, son menores a la capacidad de la estructura. La estructura incursiona en el rango no lineal.

6.2.1.3 Evaluación sísmica en dirección Y.

6.2.1.3.1 Desplazamientos de demanda por sismo y capacidad del puente.

1er. caso de cargas. Puente cargado, combinación para factores de carga máximos.

$$\text{Comb1} = 1.25\text{DC} + 1.5\text{Dw} + 0.50(\text{LL} + \text{PL}) + \text{Sy}$$

Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Último	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.260	1.20	0.060	0.140	0.210	0.260	Ok.

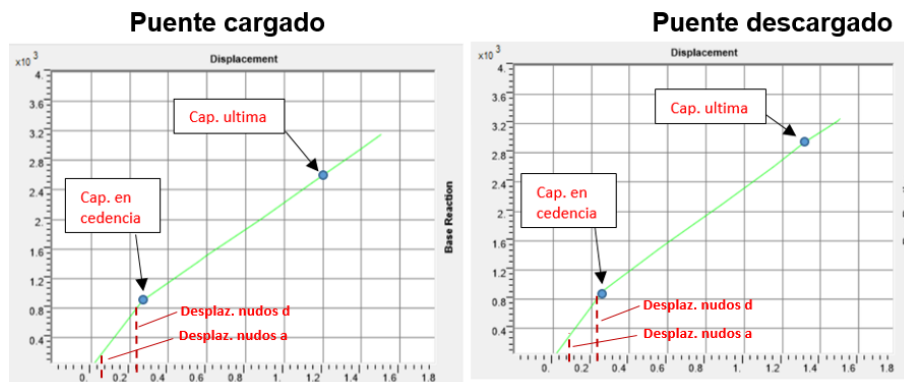
2do. caso de cargas. Puente descargado, combinación para factores de carga mínimos.

$$\text{Comb2} = 0.90\text{DC} + 0.65\text{Dw} + 0.50(\text{LL} + \text{PL}) + \text{Sy}$$

Diseño por capacidad: Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Último	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.270	1.330	0.060	0.140	0.210	0.260	Ok.

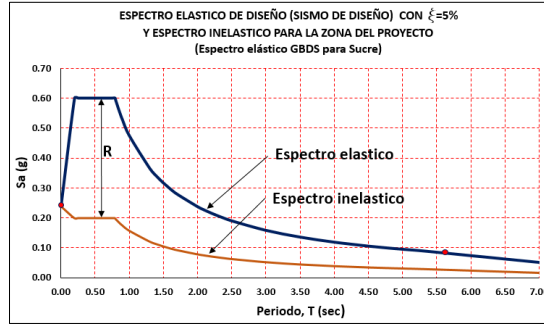
6.2.1.3.2 Curva Pushover.

Se ubican los desplazamientos producidos por el sismo en la estructura en la curva de capacidad.

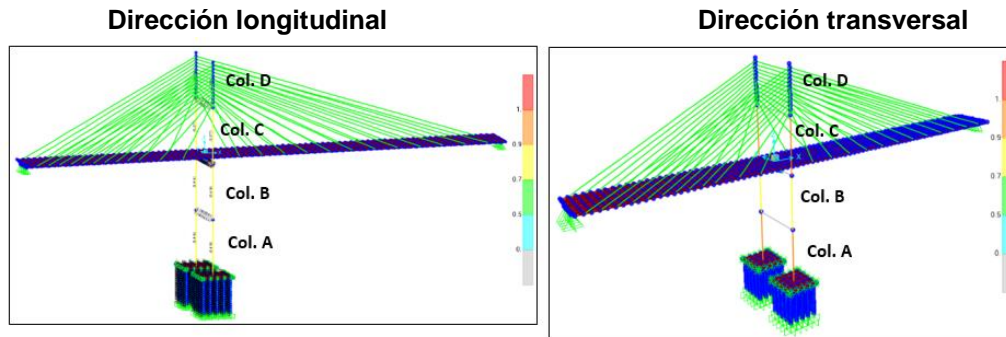


Criterio de aceptación, los desplazamientos producidos por el sismo de servicio en el puente, son menores a la capacidad de la estructura. La estructura no necesita incursionar en el rango no lineal, el sismo se disipa en el rango lineal.

6.2.2 Sismo de diseño. Periodo de retorno 475 años, prob. exced. 10%, T.e. 50 años, se muestra en la siguiente figura.



6.2.2.1 Relación D/C < 1. En ambas direcciones.



Resultados.

Dirección del sismo	Relación demanda/capacidad D/C < 1				Observ.
	Col A	Col B	Col C	Col D	
Dirección longitudinal X	0.866	0.765	0.833	0.570	Ok.
Dirección transversal Y	0.951	0.858	0.940	0.610	Ok.

6.2.2.2 Evaluación sísmica en dirección X.

6.2.2.2.1 Desplazamientos de demanda por sismo y capacidad del puente.

1er. caso de cargas. Puente cargado, combinación para factores de carga máximos.

$$\text{Comb1} = 1.25\text{DC} + 1.5\text{Dw} + 0.50(\text{LL} + \text{PL}) + \text{Sx}$$

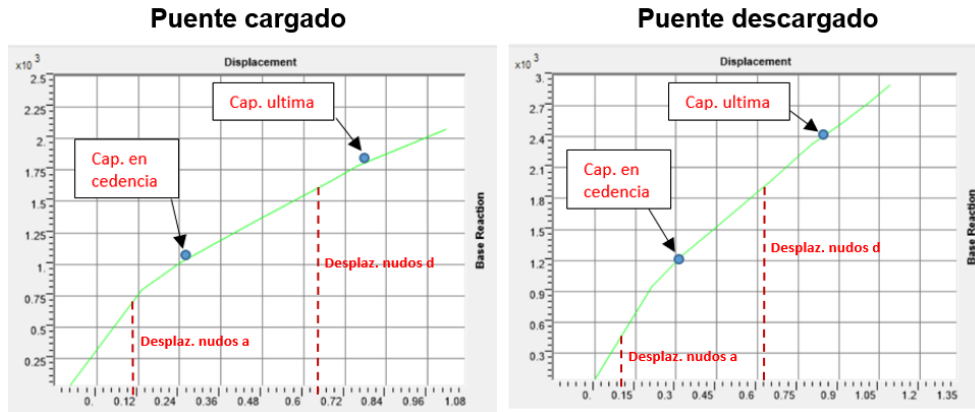
Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Ultimo	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.2418	0.759	0.1067	0.2907	0.4908	0.640	Ok.

2o. caso de cargas. Puente descargado, combinación para factores de carga mínimos.

$$\text{Comb2} = 0.90\text{DC} + 0.65\text{Dw} + 0.50(\text{LL} + \text{PL}) + \text{Sx}$$

Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Último	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.321	0.802	0.1067	0.2907	0.4908	0.640	Ok.

6.2.2.2.2 Curva Pushover.



Criterio de aceptación, los desplazamientos producidos por el sismo de diseño en el puente, son menores a la capacidad de la estructura. La estructura incursiona en el rango no lineal.

6.2.2.3 Evaluación sísmica en dirección Y.

6.2.2.3.1 Desplazamientos de demanda por sismo y capacidad del puente.

1er. caso de cargas. Puente cargado, combinación para factores de carga máximos.

$$\text{Comb1} = 1.25\text{DC} + 1.5\text{Dw} + 0.50(\text{LL} + \text{PL}) + \text{Sy}$$

Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Último	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.260	1.20	0.060	0.140	0.210	0.260	Ok.

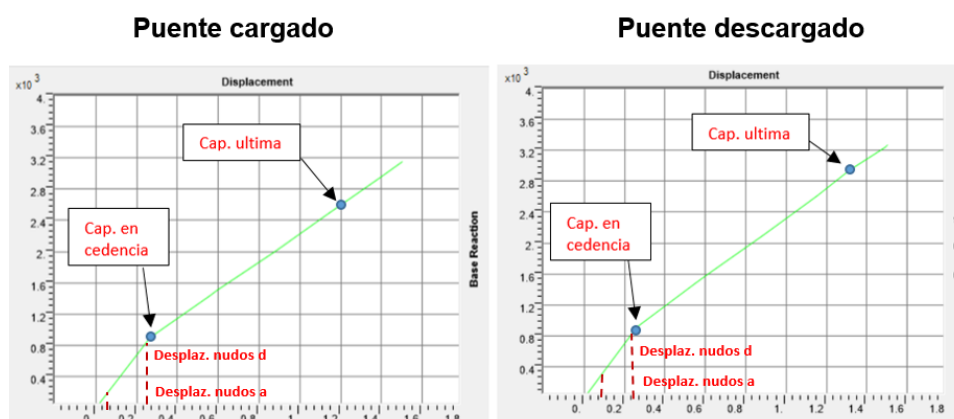
2do. caso de cargas. Puente descargado, combinación para factores de carga mínimos.

$$\text{Comb2} = 0.90\text{DC} + 0.65\text{Dw} + 0.50(\text{LL} + \text{PL}) + \text{Sy}$$

Diseño por capacidad: Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Ultimo	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.270	1.330	0.060	0.140	0.210	0.260	Ok.

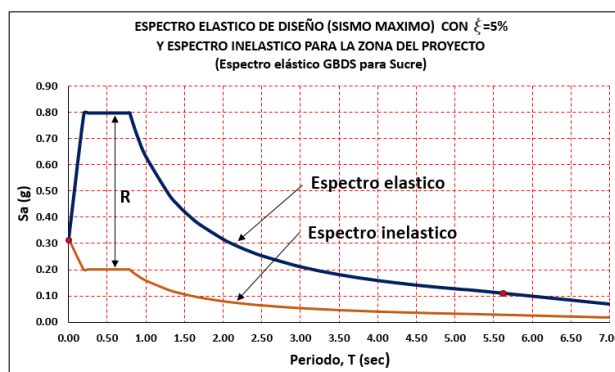
6.2.2.3.2 Curva Pushover.

Se ubican los desplazamientos producidos por el sismo en la estructura en la curva de capacidad.

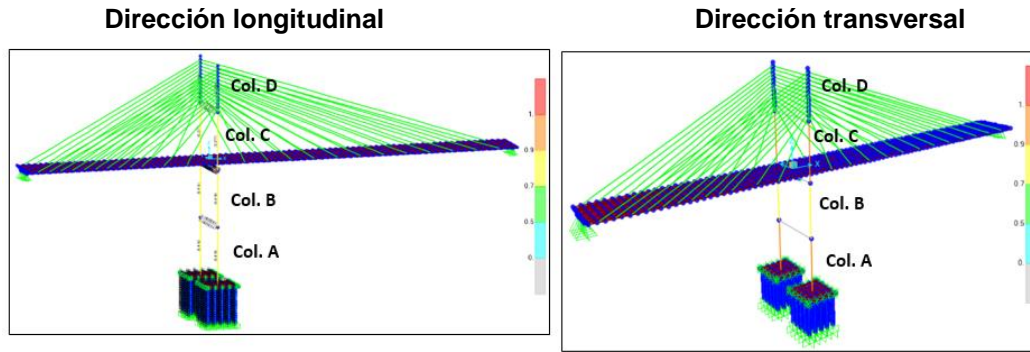


Criterio de aceptación, los desplazamientos producidos por el sismo de servicio en el puente, son menores a la capacidad de la estructura. La estructura no necesita incursionar en el rango no lineal, el sismo se disipa en el rango lineal.

6.2.3 Sismo máximo. Periodo de retorno 975 años, prob. exced. 5%, tiempo de exposición 50 años, se muestra en la siguiente figura.



6.2.3.1 Relación D/C < 1. En ambas direcciones.



Resultados.

Dirección del sismo	Relación demanda/capacidad D/C < 1				Observ.
	Col A	Col B	Col C	Col D	
Dirección longitudinal X	0.926	0.790	0.849	0.575	Ok.
Dirección transversal Y	0.951	0.858	0.940	0.610	Ok.

6.2.3.2 Evaluación sísmica en dirección X.

6.2.3.2.1 Desplazamientos de demanda por sismo y capacidad del puente.

1er. caso de cargas. Puente cargado, combinación para factores de carga máximos.

$$\text{Comb1} = 1.25DC + 1.5Dw + 0.50(LL + PL) + Sx$$

Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Último	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.260	1.200	0.060	0.140	0.210	0.260	Ok.

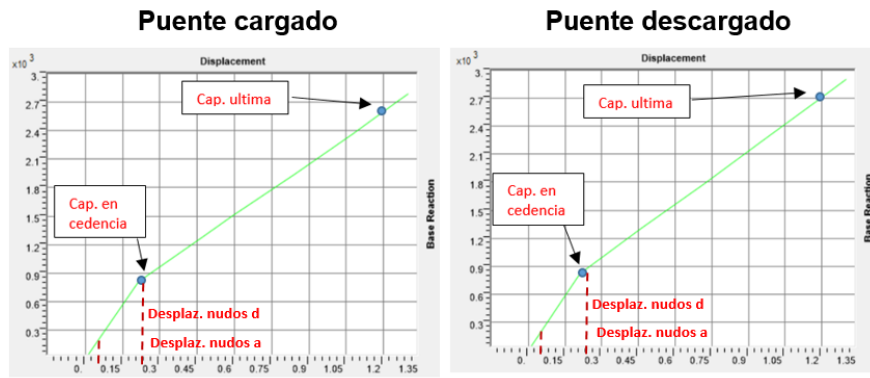
2o. caso de cargas. Puente descargado, combinación para factores de carga mínimos.

$$\text{Comb2} = 0.90DC + 0.65Dw + 0.50(LL + PL) + Sx$$

Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Último	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.270	1.230	0.060	0.140	0.210	0.260	Ok.

6.2.3.2.2 Curva Pushover.

Se ubican los desplazamientos producidos por el sismo en la estructura en la curva de capacidad.



Criterio de aceptación, los desplazamientos producidos por el sismo máximo en el puente, son menores a la capacidad de la estructura. La estructura incursiona en el rango no lineal.

6.2.3.3 Evaluación sísmica en dirección Y.

6.2.3.3.1 Desplazamientos de demanda por sismo y capacidad del puente.

1er. caso de cargas. Puente cargado, combinación para factores de carga máximos.

$$\text{Comb1} = 1.25\text{DC} + 1.5\text{Dw} + 0.50(\text{LL} + \text{PL}) + \text{Sy}$$

Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Ultimo	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.260	1.20	0.06	0.140	0.210	0.260	Ok.

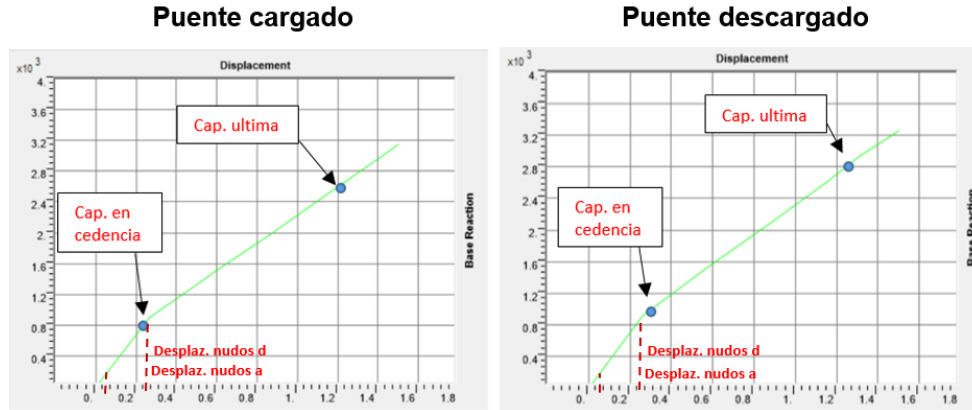
2do. caso de cargas. Puente descargado, combinación para factores de carga mínimos.

$$\text{Comb2} = 0.90\text{DC} + 0.65\text{Dw} + 0.50(\text{LL} + \text{PL}) + \text{Sy}$$

Diseño por capacidad: Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Ultimo	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.270	1.33	0.06	0.140	0.210	0.260	Ok.

6.2.3.3.2 Curva Pushover.

Se ubican los desplazamientos producidos por el sismo en la estructura en la curva de capacidad.



Criterio de aceptación, los desplazamientos producidos por el sismo máximo en el puente, son menores a la capacidad de la estructura. La estructura no incursiona en el rango no lineal, el sismo se disipa en el rango lineal.

6.3 Justificación del uso del sismo máximo creíble (MCE).

La normativa para puentes vehiculares AASHTO LRFD 2014, especifica en su artículo 1.3 (Filosofía de diseño sísmico) que "...deben usarse intensidades de movimiento sísmico realistas para determinar las demandas sísmicas de los componentes estructurales. Estos movimientos de terreno generalmente se eligen para tener un período de retorno de 1000 años. Este es el llamado terremoto de diseño". El uso de este terremoto es por el costo que implica diseñar un puente.

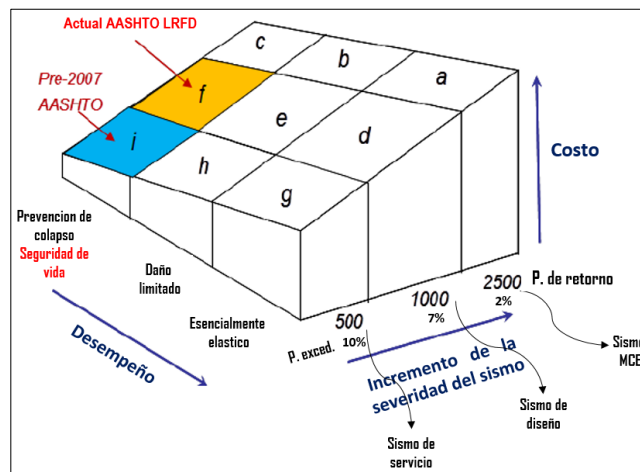


Figura 6.3.1 Implicaciones del costo en el diseño basado en desempeño. (Tomado de AASHTO LRFD 2014)

El diseño de un puente para periodos de retorno más grandes (MCE tiene 2500 años de periodo de retorno, prob. de exced. 2%) tiene un costo inicial significativo porque el nivel de desempeño es más alto que la prevención de "no colapso", pero, al final dependerá de la decisión del propietario del proyecto.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Conclusiones.

El método de diseño por capacidad del cual deriva el diseño basado en desplazamientos es un método muy avanzado de análisis estructural el mismo que ha sido aplicado en el presente estudio a través de análisis estático no-lineal con el procedimiento Pushover para calcular la capacidad de la estructura.

A continuación, se expone las conclusiones más notables de este trabajo, en lo referente a la evaluación del comportamiento sísmico del puente, en base a los objetivos específicos:

- Se evaluó la zona de emplazamiento del puente vehicular y se determinó la longitud del puente de 210 m. de luz total, tipo de puente atirantado con una pila y longitudinalmente tiene forma excéntrica.

- Se seleccionaron siete registros sísmicos de acelerógrafos de la región, se tomaron registros de Perú de estaciones ubicadas a alturas similares a la ciudad de Sucre de 2700 m.s.n.m. Los registros tienen magnitudes superiores a 5 Mw de los dos últimos años, se usaron las componentes horizontales en la dirección E-W, no se toma la vertical. Estos sismos fueron seleccionados considerando el PGA, espectro de Fourier e intensidad de Arias.

- Se concluye que las normativas AASHTO LRFD 2012, 2013, 2014 y WSDOT LRFD 2014 son aplicables a puentes no convencionales con cierta limitante. Éstas normas desarrollan el método basado en desplazamientos, pero, no especifican procedimientos para predimensionar las partes estructurales de un puente atirantado ni el procedimiento para analizar y diseñar los tirantes. Al respecto, lo que sea hecho es recurrir a ecuaciones propuestas por investigadores y especialistas en este tipo de puentes. La guía NCHRP Synthesis 440 “Diseño sísmico de puentes basado en desempeño” es mucho más adecuada para análisis de puentes no convencionales.

- Se determinó la demanda sísmica con siete registros sísmicos previamente seleccionados, aunque pueden ser más (se detalla en Apéndice IV), se calculó el espectro elástico de diseño para factor de amortiguamiento (ξ) de 5%, se tomó este factor en razón a que el puente no es demasiado largo y debido a la posición del pilón a casi mitad del vano. Luego el espectro elástico se lleva a espectro inelástico con un factor de modificación de respuesta R, con el espectro inelástico se diseña el pilón y hace que la estructura incurriere en el rango no lineal. Para puentes atirantados muchos más largos y presencia de dos pilones con tramos de compensación y un tramo principal es recomendable usar un ξ igual 2% en el cálculo de la demanda sísmica.

- Si bien las normas AASHTO LRFD 2012, 2013, 2014 y WSDOT LRFD 2014 son aplicables a puentes atirantados con cierta limitante a excepción de la determinación del PGA, porque cada país tiene sus propios mapas de amenaza sísmica.

En la evaluación del comportamiento sísmico del puente atirantado propiamente dicho, se concluye lo siguiente:

- La estrategia global de diseño identificado para conocer la respuesta del puente atirantado fue para subestructura dúctil (pilón) con superestructura esencialmente elástica (tablero).
- Por la particularidad de este tipo de puentes, el sistema resistente a sismos (ERS) contempla análisis de articulaciones plásticas en columnas del pilón y apoyos con aislamiento sísmico para limitar los desplazamientos y controlar la respuesta longitudinal y transversal del puente.
- Los puentes por lo general tienen dos direcciones de análisis, longitudinal y transversal, siendo el análisis en sentido longitudinal el más crítico. En el análisis por Pushover se empuja la estructura con fuerzas al 100% en sentido longitudinal y posteriormente con 100% de fuerzas en sentido transversal. También se analiza con fuerzas bidireccionales combinando $100\%F_x + 30\%F_y$ para puente cargado y descargado, los resultados indican que la estructura tiene un comportamiento de desplazamientos y fuerzas cortantes dentro de los parámetros aceptables.
- Para la evaluación global de la estructura y diseño del pilón se tomaron los siguientes datos: resistencia a compresión del pilón es 350 kg/cm^2 , el tablero 600 kg/cm^2 , clase de sitio es C, zona sísmica D, categoría de diseño sísmico SDC D y la clasificación por su importancia operativa es un puente esencial. Asimismo, las cuantías de acero de las columnas del pilón son 2.10%, 2.07% y 2.90% de sus secciones transversales, de abajo arriba respectivamente, se encuentran entre 1% y 4% tal como especifican las normas AASHTO LRFD 2014 y WSDOT 2014. La importancia de estos porcentajes influyen bastante en la ductilidad del pilón.
- El diseño de la superestructura, o sea el tablero, generalmente conduce a limitar en lo posible los momentos flexionantes en todas las fases de construcción; por otra parte, se controlan sus contraflechas en esta etapa. Deben controlarse las tensiones de los tirantes durante la construcción para equilibrar las cargas permanentes más el peso de los carros encofradores o de izaje; en estos casos, las tensiones de los tirantes deben ajustarse después de terminar las cargas finales permanentes y cargas muertas adicionales del puente.
- Para la evaluación del comportamiento sísmico del puente, primero se calculó la posición final y de equilibrio de la subestructura y superestructura, esta posición es la suma algebraica de dos grupos de fuerzas: de gravedad debido al peso de los segmentos del tablero y las fuerzas en los tirantes. La deformación geométrica del tablero y su posición final está gobernada entonces por la diferencia de estas dos grandes acciones para cumplir con las contraflechas de cálculo.
- Un parámetro fundamental del método basado en desplazamientos es el factor de ductilidad, su importancia en una estructura radica en su capacidad de disipar

energía fuera del rango elástico llegando a la zona plástica sin llegar a colapso, esto permite mayor desplazamiento de la estructura. Se concluye que en la dirección longitudinal “X” para puente descargado la estructura presenta mayor ductilidad con $\mu=3.56$ que en la dirección transversal “Y” con $\mu=2.11$, esto corrobora el diagrama momento-curvatura de la figura 3.21.

- Respecto al factor de sobrerresistencia, la capacidad de disipación de energía de una estructura depende también de la sobrerresistencia que ésta tenga. La sobrerresistencia ocasiona que la estructura tenga una mayor capacidad al cortante basal con respecto al cortante de diseño. El puente atirantado presenta mayor factor de sobrerresistencia en la dirección longitudinal “X” para puente cargado con un valor de $\Omega=1.61$ que en el sentido transversal “Y” con $\Omega=1.21$.

- El método basado en desplazamientos verifica en primera instancia la relación demanda/capacidad que se producen en el pilón (elemento fusible) deben ser menores a 1. Los valores de D/C de los diferentes niveles del pilón, o sea columnas A, B, C y D son menores a 1 en ambas direcciones. Longitudinalmente en la dirección “X” el valor máximo es 0.857 y transversalmente es 0.935. Luego, se comparan los desplazamientos de la estructura, los desplazamientos de demanda son menores a la capacidad de desplazamientos de la estructura. En el sentido longitudinal “X”, la capacidad de desplazamiento última del pilón para puente descargado es 0.80 m. y la demanda de desplazamiento máximo es 0.71 m. En el sentido transversal “Y” la capacidad de desplazamiento es 0.55 m. y el desplazamiento de demanda es 0.29 m. Los desplazamientos de demanda se ubican en la curva de capacidad calculado para diferentes combinaciones de carga, ninguno de ellos supera la capacidad última de la estructura incluyendo los nudos extremos superiores del pilón, entonces, se concluye que el diseño del pilón es correcto.

- El punto de desempeño y los umbrales de los niveles de daño se determinó usando el procedimiento HAZUS y FEMA 356 para daño leve, moderado, severo y completo (justo antes del colapso) definidos por las ecuaciones de este método en el espectro de capacidad en formato ADRS, se concluye que el análisis en la dirección longitudinal “X” es la más crítica, el punto de desempeño de la estructura, se encuentra en MD (daño moderado) y para el FEMA 356 en la zona LS (seguridad de vida). En la dirección transversal “Y” los umbrales de los niveles de daño en el puente son casi nulos. Se confirma que el sismo afecta más en sentido longitudinal “X” que transversal “Y”, en este último caso, el punto de desempeño se encuentra en la zona de totalmente operacional FO.

- Cuando se asignan rotulas plástica a las columnas del pilón y se procede con el análisis, se está previendo que la falla no será frágil antes que llegue a la cedencia entonces plastifique y se formen las rotulas plásticas, por eso el control es por desplazamientos no por fuerza.

- Otro valor importante en la evaluación del comportamiento sísmico del puente atirantado es el periodo fundamental. La masa y rigidez de la estructura son

parámetros principales para cálculo de su periodo fundamental, por ejemplo, estructuras rígidas y livianas tienen periodos cortos y estructuras flexibles y pesadas tienen periodos largos. En este proyecto el periodo fundamental en la dirección longitudinal “X” es de $T_{long} = 4.81s$ y está asociado al segundo modo de vibración de la estructura, mientras que el periodo en la dirección transversal “Y” es de $T_{transv} = 2.97s$ asociado al tercer modo de vibración, confirmándose que este tipo de puentes tienen periodos largos. Los anteriores resultados fueron calculados incluyendo aislamiento sísmico en cada apoyo. Comparando con el cálculo manual aplicando el método simplificado que es muy conservador, los periodos fundamentales del puente en dirección longitudinal y transversal son $T_{long} = 3.88s$ y $T_{transv} = 3.40s$, la aproximación es buena. Cuando una estructura tiene periodos naturales largos, las fuerzas de inercia en el puente se reducen significativamente y de esta manera se incrementa la capacidad de la estructura.

- La conexión entre tablero, estribos y pilón son cinco aisladores sísmicos por apoyo, cuyas características según cálculo se indican en apéndice V, se incluyeron en la evaluación del comportamiento sísmico del puente. Al analizar la estructura sin aislamiento sísmico en los apoyos, el pilón no cumple con la relación demanda/capacidad.

Finalmente, con todos los resultados anteriormente expuestos, el objetivo principal de esta investigación se cumplió al evaluar y conocer el comportamiento sísmico de un puente atirantado aplicando el método de diseño basado en desplazamientos.

Recomendaciones.

Por la forma particular del presente puente, no se consideró aplicar la componente vertical de los registros sísmicos. En puentes atirantados más largos y donde se diseñan tramos de compensación y un tramo principal, es recomendable usar esta componente para evaluar el desplazamiento de la dovela de cierre del tramo principal.

En suelos de fundación tipo arcilla o arena se recomienda considerar necesariamente interacción suelo-estructura para evaluar el comportamiento global de la estructura, inclusive realizar estudios de licuefacción de suelos.

Para determinar la capacidad de la estructura, en este estudio se aplicó el análisis sísmico estático no lineal llamado Pushover para puentes con categoría de diseño SDC D, pero, se recomienda realizar también análisis sísmico dinámico a través de un time-history para controlar desplazamientos y falla local en rotulas plásticas.

Finalmente, la vulnerabilidad sísmica de un puente atirantado también se cuantifica mediante curvas de fragilidad, se recomienda calcular específicamente estas curvas para conocer el porcentaje de daño leve, moderado, severo y completo en la estructura.

APÉNDICES

Apéndice I. Emplazamiento, planimetría y perfil puente atirantado.



Figura 1. Imagen satelital



Figura 2. Emplazamiento del puente vista desde el lado oeste (aguas abajo).

Apéndice II. Levantamiento topográfico y partes estructurales del puente.

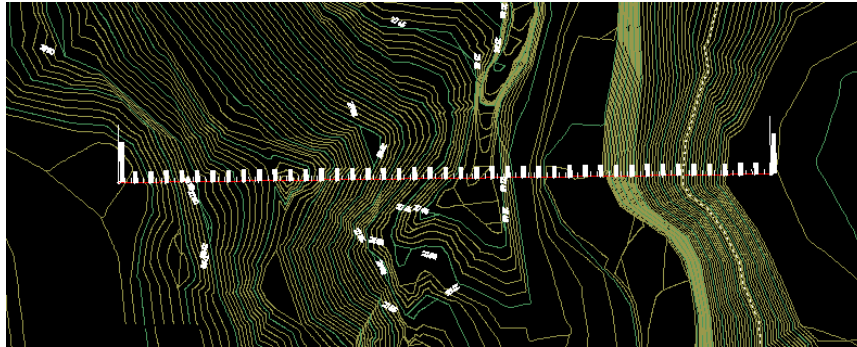


Figura 1. Planimetría.

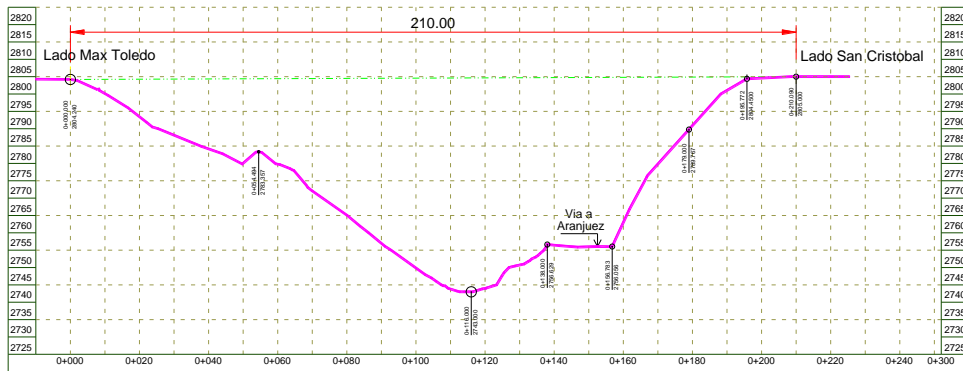


Figura 2. Perfil longitudinal del eje de puente.

Apéndice III. Partes estructurales del puente.

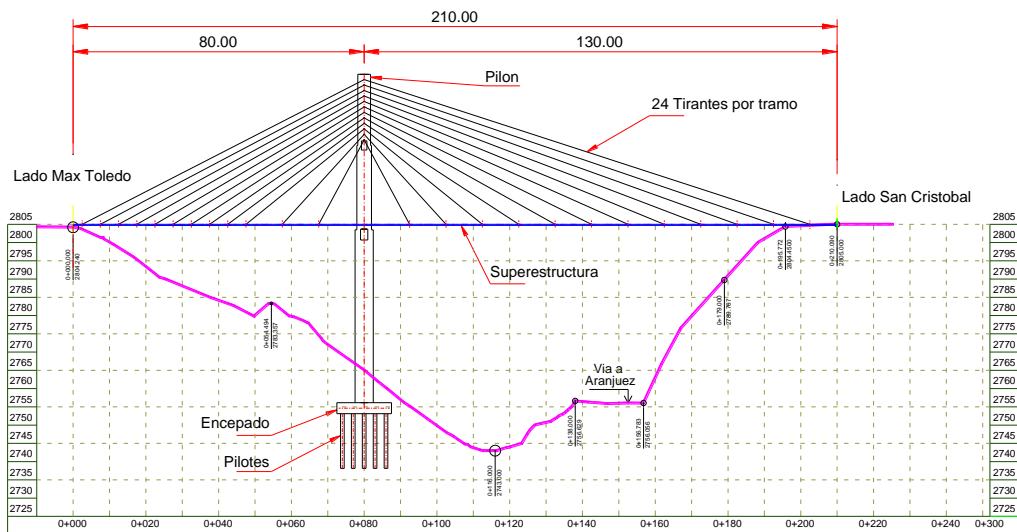
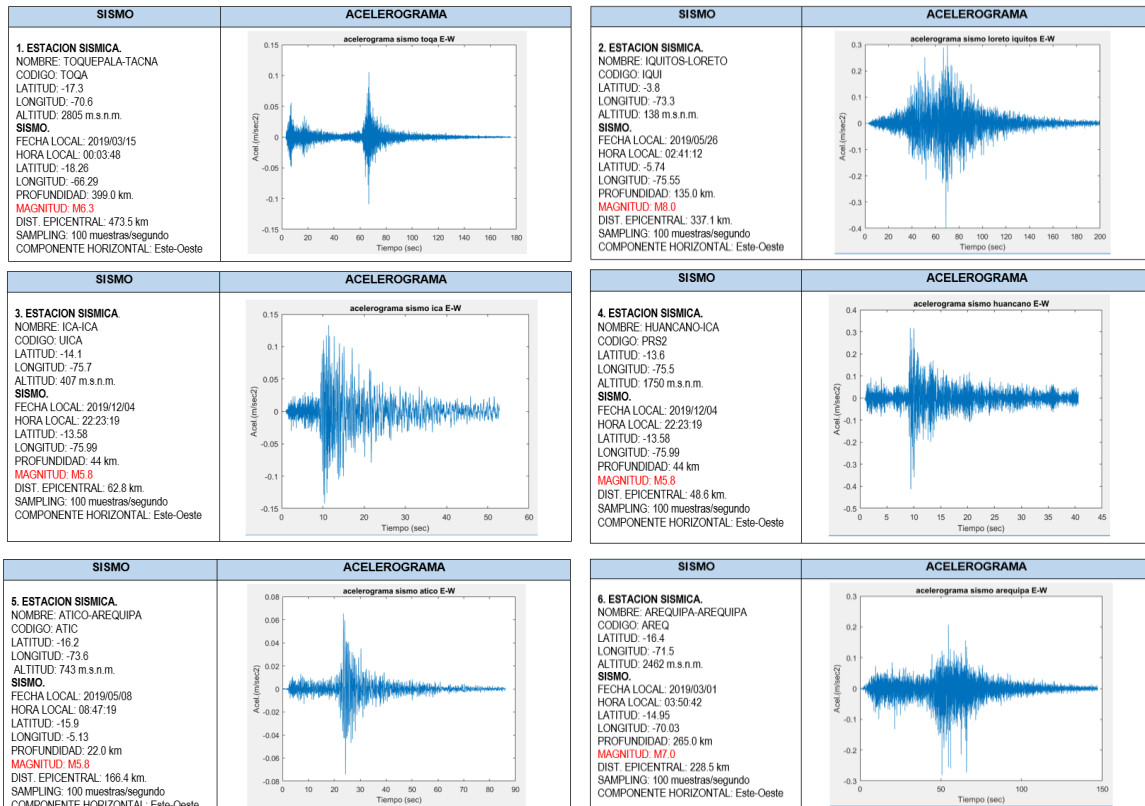


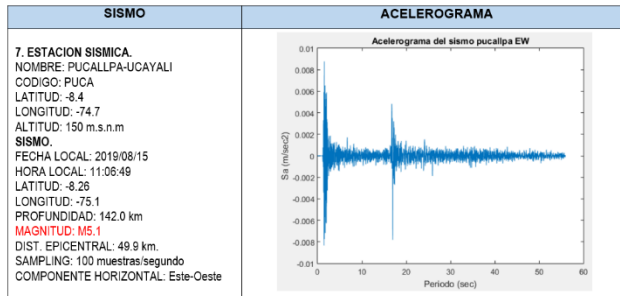
Figura 3. Morfología longitudinal.

Apéndice IV. Cálculo de la demanda sísmica o espectro de diseño para la zona de emplazamiento del proyecto. Procedimiento AASHTO LRFD 2012.

1. Registros planos de texto de eventos sísmicos para la zona del proyecto y sus acelerogramas.

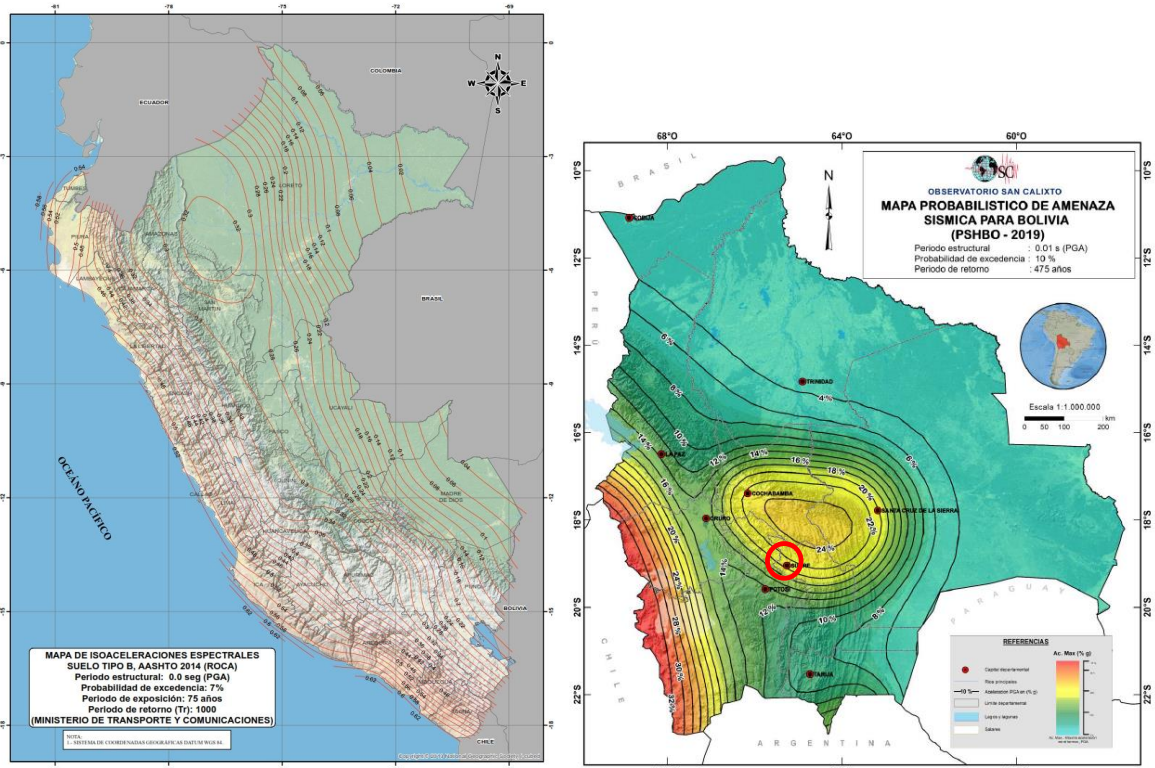
Datos proporcionados por el Instituto Geofísico del Perú, se seleccionan siete registros planos de texto de eventos sísmicos de magnitud superior a 5.0 de los últimos dos años, corrección de los registros es por línea base. Se seleccionaron de acuerdo al lugar de ubicación de los acelerógrafos, zonas con alturas aproximadas a Sucre, ya que la forma del espectro depende del tipo de suelo. Una vez seleccionados los eventos, se despliega el listado de estaciones que registraron los sismos; allí, es posible observar información relevante como el nombre de la estación, localización, geología en la que está implantado el acelerógrafo (roca o suelo), magnitud, distancia hipocentral y epicentral, aceleración registrada en la componente horizontal E-W, N-S y la componente vertical Z. Aplicando Matlab se generan los acelerogramas de los siete sismos para la componente horizontal E-W. Se usa esta componente porque los PGA son más relevantes en esta dirección que en la otra, se analizan también los espectros de Fourier e intensidad de Arias en cada dirección.





2. Determinación del PGA de la zona del proyecto.

El mapa de riesgo sísmico de Bolivia elaborado por el Observatorio de San Calixto de La Paz es solo referencial pues este ha sido calculado para periodo de retorno de 475 años, probabilidad de excedencia 10% tiempo de exposición 50 años. Las normativas internacionales especifican que para diseño de puentes vehiculares el mapa de riesgo sísmico debe ser para periodo de retorno de 1000 años con probabilidad de excedencia de 7% y un tiempo de exposición de 75 años; en tal razón el PGA que se asume para la ciudad de Sucre, donde se emplaza este puente, es muy conservador y se toma 25% de la gravedad (zona con sismicidad intermedia).

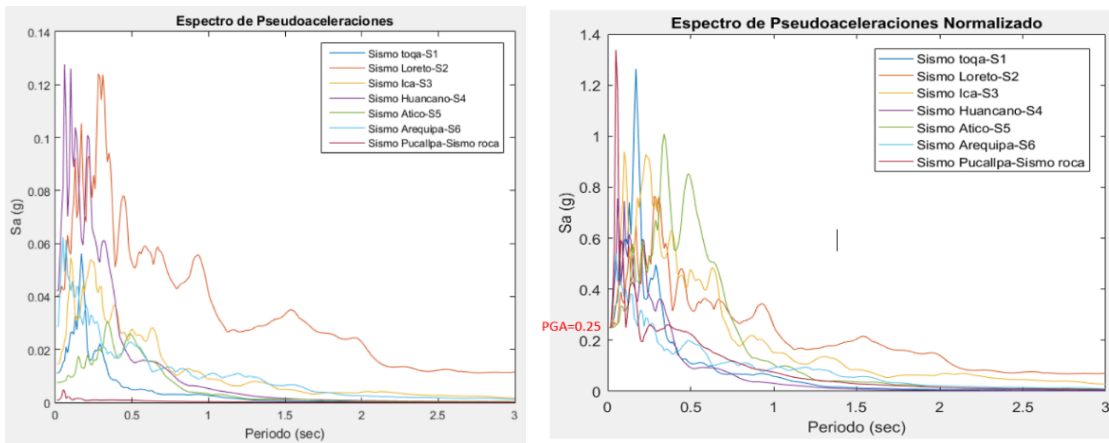


Un estudio de peligro sísmico para diseño de puentes vehiculares conduce a mapas de isoaceleracion para periodo estructural de 0.00 s, 0.2 s y 1 s. de donde se extraen los datos del PGA de la zona del proyecto, S_s y S_1 . Este no es el caso,

partimos con un PGA como dato y calculamos los otros dos parámetros con estadística descriptiva que a continuación se desarrolla.

3. Espectro de pseudoaceleraciones normalizado para la ciudad de Sucre.

Con el dato de la máxima aceleración horizontal del suelo PGA de la zona del proyecto, para periodo estructural de 0.00 seg. y los siete sismos, se procede a calcular el espectro de pseudoaceleraciones para factor de amortiguamiento ξ igual a 5%. Se aplica Matlab y se normalizan los mismos para que todos tengan una aceleración máxima del suelo del 25% de la aceleración de la gravedad.



Con esta información se procede a estimar el espectro de diseño elástico para la ciudad de Sucre, se aplica el procedimiento de los 3 puntos.

4. Espectro de diseño elástico o demanda sísmica para la zona del proyecto.

En base al procedimiento de las especificaciones de la guía AASHTO LRFD 2012 para el diseño sísmico de puentes, 2a edición, 2012, el espectro de diseño se calcula por el método de tres puntos se muestra en la figura 4.1.

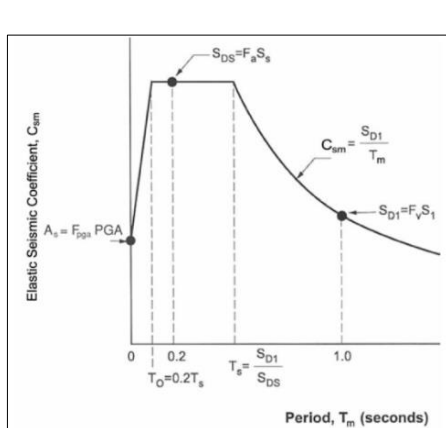


Figura 4.1

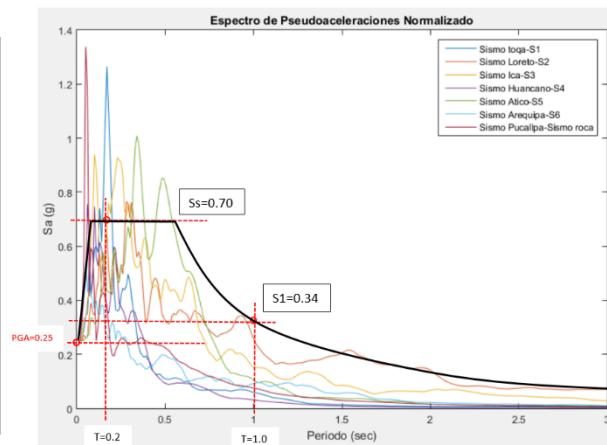


Figura 4.2

Con el método de los tres puntos, se determina el coeficiente de aceleración espectral de periodos cortos S_s y periodos de 1 s., S_1 . En el cálculo de S_s se aplica estadística descriptiva para estimar la media aritmética y la media geométrica de valores pico y mínimos de cada sismo normalizado con una desviación estándar. Los valores de cálculo para suelo tipo B, son:

$$S_s = 0.70 \text{ g. (media aritmética)}$$

$$S_s = 0.64 \text{ g. (media geométrica)}$$

Entonces, los parámetros calculados para suelo tipo B, son:

ITEM	PARAMETRO CALCULADO
Coef. de acel. espectral de periodos cortos S_s	0.70 g.
Coef. de acel. espectral para 1 seg. S_1	0.34 g.
Máxima aceleración del suelo PGA	0.25 g.
Suelo tipo	B

La figura 4.2 corresponde al espectro de suelo tipo B según AASHTO LRFD 2012, con este espectro se adecua al espectro de diseño para el suelo correspondiente del proyecto aplicando coeficientes de sitio. El suelo se clasifica sísmicamente de acuerdo a sus características, la norma AASHTO LRFD 2012 establece que deben realizarse dos ensayos en campo: SPT para determinar el número de golpes y velocidad de onda de corte (para una profundidad promedio de 30 m.). En visita a la zona de emplazamiento se advierte afloramiento de roca fisurada por lo que se clasifica como suelo tipo C (ver fotografías 1, 2 y 3).



Foto 1. Suelo tipo roca fisurada lado Max Toledo.

Foto 2. Suelo tipo roca fisurada lado San Cristóbal.



Foto 3. Eje de ubicación del pilón, se observa suelo tipo roca fisurada.

Aplicando tablas de AASHTO LRFD 2012 (tablas II y III de Anexos III), interpolando se calculan los coeficientes de sitio f_a , f_v y f_{pga} para el suelo del proyecto (ver figura 4.3). Los parámetros para suelo tipo C se indican en la figura 4.4.

ITEM	PARAMETRO DE TABLA
Coeficientes de sitio f_a	1.12 g.
Coeficiente de sitio f_v	1.46 g.
Coeficiente de sitio f_{pga}	1.15 g.

Figura 4.3 Coeficientes de sitio (AASHTO LRFD 2012)

Parámetros para $\xi = 5\%$	
De cálculo (suelo B)	De diseño (suelo C)
PGA= 0.25g.	As= 0.2875g.
S _s = 0.70g.	S _{DS} = 0.784g.
S ₁ = 0.34g.	S _{D1} = 0.4964g.

Figura 4.4 Parámetros de diseño para suelo tipo C.

Con los coeficientes de sitio y factor de amortiguamiento de 5%, el espectro de diseño elástico o demanda sísmica para suelo tipo C de la zona del proyecto se indica en la figura 4.5 (curva azul).

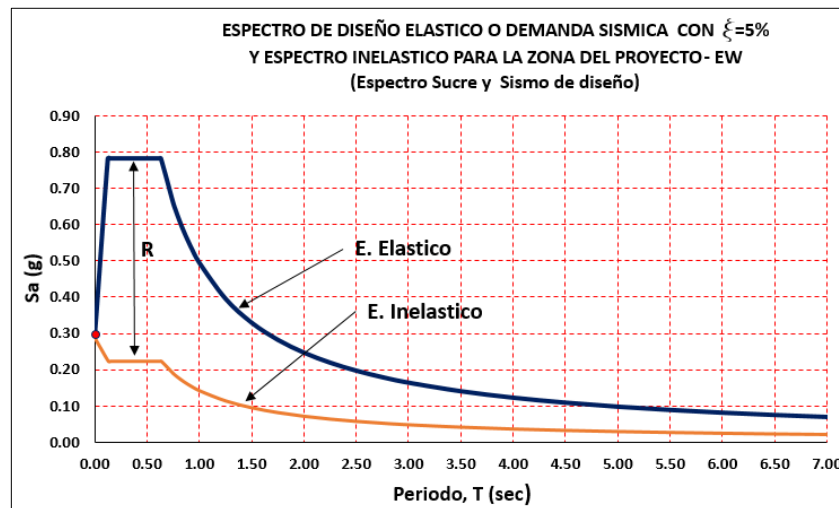
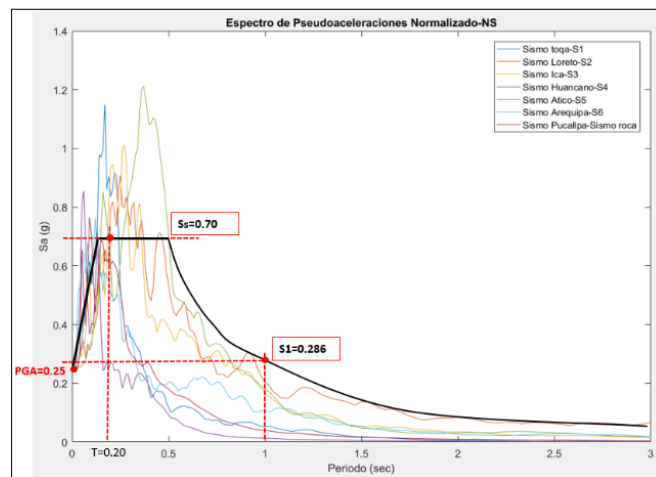


Figura 4.5 Espectro elástico y reducción a espectro inelástico.

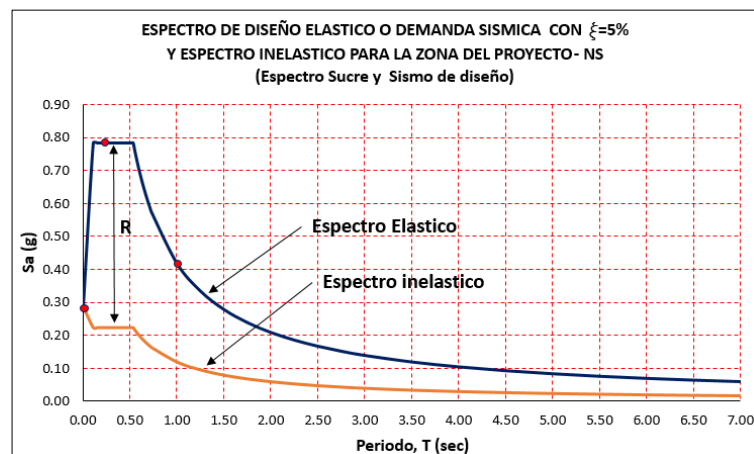
Para diseño sismorresistente en principio se utiliza el espectro elástico figura 4.5 (curva azul) el cual se lleva a espectro inelástico (curva anaranjada) con el factor de modificación de respuesta R , también llamado ductilidad de demanda de desplazamientos, μ_D . El espectro inelástico se utiliza para diseñar los elementos fusibles de la estructura y permite que la estructura incurriere en el rango no lineal produciendo un daño el cual debe ser controlado. El espectro elástico genera en la estructura los desplazamientos máximos que deben ser controlados.

De la misma manera, el espectro de diseño para la dirección Norte-Sur es:



Espectro de diseño para suelo tipo B (dirección N-S)

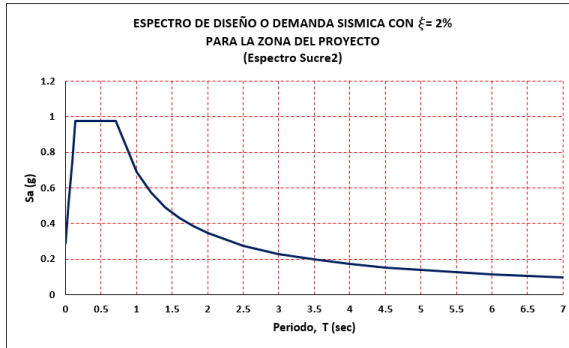
Con factores de sitio se calcula el espectro para suelo tipo C.



**Espectro elástico y espectro inelástico para suelo tipo C
Dirección horizontal N-S**

En el presente estudio se usa el espectro de diseño de la componente E-W.

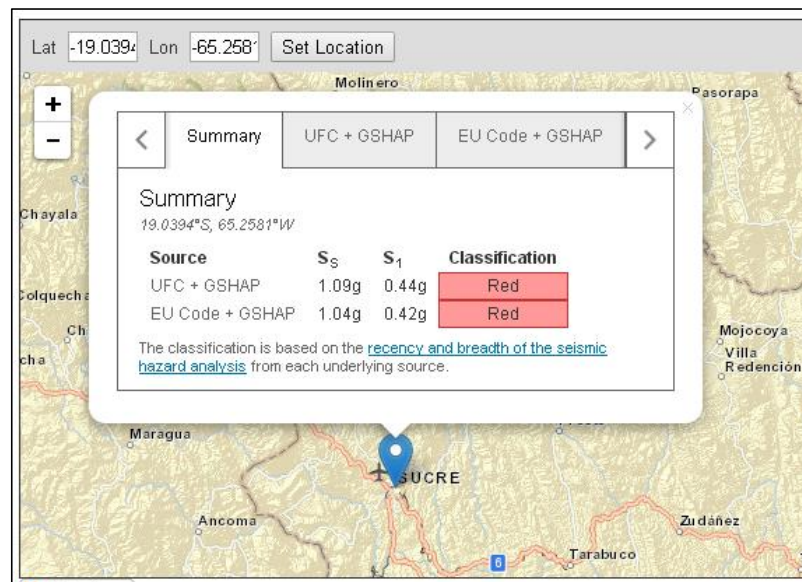
Siguiendo el mismo procedimiento se calcula el espectro de diseño para un factor de amortiguamiento de 2% que no se aplica en el proyecto.



Parámetros para $\xi = 2\%$	
De cálculo (suelo B)	De diseño (suelo C)
PGA= 0.25g.	As= 0.2875g.
S_s = 0.96g.	S_{Ds} = 0.975g.
S₁ = 0.53g.	S_{D1} = 0.689g.

5. Comparación de datos con el USGS (Servicio Geológico de los Estados Unidos).

Los valores calculados para los coeficientes de aceleración espectral de periodos cortos (S_s) y para 1 segundo (S_1) se comparan con los datos del USGS para la ciudad de Sucre, existe alguna diferencia, pero la aproximación es buena.



Paso 2. Característica de resistencia Qd.

Debe ser lo suficientemente alta como para que no se produzca la cedencia bajo cargas no sísmicas (viento frenado, etc), pero lo suficientemente bajo como para que ocurra durante un sismo. La experiencia ha demostrado que tomar un Qd como el 5% del peso del puente es un buen inicio

Peso de la super estructura incluyendo las cargas permanentes.

WSS=	15,562.25 Tn	15,562,250.00 kg
W1=	3,155.65 Tn	3,155,650.00 kg
W2=	5,416.98 Tn	5,416,980.00 kg
W3=	0.00 Tn	0.00 kg
W4=	6,989.62 Tn	6,989,620.00 kg

ESTRIBO NORTE
APOYO INTERMEDIO
APOYO 3
ESTRIBO SUR

WT=WSS+WP	32,521.75 Tn	= 32,521,750.00 kg
WP=	16959.5 Tn	PESO DEL PILAR
	448.8591	72.4542512

Peso de los apoyos Bent.

WPP=	16959.5 Tn	16,959,500.00 kg
------	------------	------------------

Rigidez de Sub estructura.

Ksub, pylon 1 long=	52,083.33 Kg/cm	●
Ksub, pylon 2 long=	0.00 Kg/cm	●
Ksub, pylon 1 transv=	246,913.58 Kg/cm	●
Ksub, pylon 2 transv=	0.00 Kg/cm	●

Corte.

Vcx=	1,649.50 Tn	debido a sismo X-X
Vcy=	3,047.26 Tn	debido a sismo Y-Y
por lo tanto :		
Qd=	778.11 Tn	→ 5% del peso de superestructura. es el Qd gral de todo el sistema.

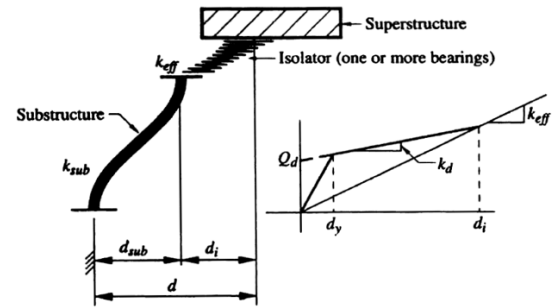


Figure 7.1-1-Isolator and substructure deformations due to lateral load

Paso 3. Rigidez Post cedencia Kd.

Kd min=	0.025W/d
Kd min=	30,921.04 kg/cm

La experiencia indica que un valor referencial es :

Kd=	0.05(W/d)
Kd=	61,842.08 kg/cm

Paso 4. Calculo de la resistencia característica de cada sistema Qd,j

Calculo de la resistencia característica Qd,j y la rigidez post cedencia Kd,j del sistema de aislación en cada apoyo j, al distribuir la resistencia total calculada Qd y la rigidez, los valores de Kd en proporción a la carga muerta aplicada en ese apoyo

$$Q_{d,j} = Q_d(W_j/W)$$

Q d,1=	157.78 Tn	157782.5 Kg	●	sistema 1 (estribo norte)
Q d,2=	270.85 Tn	270849 Kg	●	sistema 2 (pilon)
Q d,3=	0.00 Tn	0 Kg	●	
Q d,4=	349.48 Tn	349481 Kg	●	sistema 3 (estribo sur)

$$K_{d,j} = K_d(W_j/W)$$

K d,1 =	12,540.09 kg/cm	RATIO	1	● Estribo norte
K d,2 =	21,526.28 kg/cm		1	● pilon 1
K d,3 =	0.00 kg/cm		1	●
K d,4 =	27,775.71 kg/cm		1	● Estribo sur

Paso 5. Calculo de la rigidez efectiva Keff (j).

Cálculo de la rigidez efectiva de cada apoyo Keff(j) para todos los apoyos teniendo en cuenta la rigidez de los aisladores en el soporte (j) kisol y la rigidez de la subestructura ksub(j).

$$K_{eff,j} = \alpha_j K_{sub,j} / (1 + \alpha_j) \quad (2)$$

donde:

$$\alpha_j = (K_{d,j}(d) + Q_{d,j}) / (K_{sub,j}(d) - Q_{d,j}) \quad \longrightarrow \quad K_{sub,j} = \text{es la rigidez longitud. del pylon (se trabaja con la rigidez longitud.)}$$

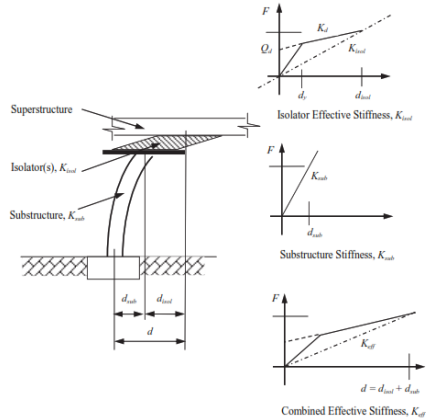
$\alpha_1 =$	0.63424666
$\alpha_2 =$	1.40892349
$\alpha_3 =$	0.00000000
$\alpha_4 =$	2.28535074

- Estribo norte
- pylon 1
- Estribo sur

Paso 6. Rigidez efectiva Keff (j).

Una vez cálculos los valores de α_i , aplicando la ecuación (2) se tiene la rigidez efectiva.

			verificacion, de (2):
Keffe1=	20,213.40 kg/cm	estribo norte	20,213.40
Keffe2=	30,462.33 kg/cm	pilon 1	30,462.33
Keffe3=	0.00 kg/cm		0.00
Keffe4=	36,230.13 kg/cm	estribo sur	36,230.13
Keff=	86,905.86 kg/cm	total	86,905.86



Paso 7. Calculo del desplazamiento de cada aislador (sistema).

$$disol,j = d / (1 + \alpha_j) \quad (3)$$

disol,1=	7.699 cm	ESTRIBO NORTE	●
disol,2=	5.223 cm	PILON 1	●
disol,3=	0.000 cm		
disol,4=	3.830 cm	ESTRIBO SUR	●

Paso 8. Rigidez efectiva (inicial) de cada aislador (sistema) y para 5 aisladores en cada apoyo.

De cada sistema:

$$K_{isol,j} = (Q_{d,j}/d_{iso,j}) + K_{d,j}$$

Kisol,1=	33,033.68 kg/cm
Kisol,2=	73,381.43 kg/cm
Kisol,3=	0.00 kg/cm
Kisol,4=	119,028.68 kg/cm

ESTRIBO NORTE	●
PILON 1	●
ESTRIBO SUR	●

Dividiendo entre 5 aisladores:

6,606.74 kg/cm	ESTRIBO NORTE
14,676.29 kg/cm	PILON 1
23,805.74 kg/cm	ESTRIBO SUR

Paso 9. Periodo Teff (total de la estructura).

$$T_{eff} = 3.88 \text{ sec.} \quad T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W_{eff}}{gK_{eff}}}$$

Weff= peso total de la estructura

Keff = rigidez efectiva

g= gravedad

Es el periodo de toda la estructura, en este caso en el sentido longitudinal X calculado por el método simplificado. Cuando se ponga el sistema de aislación al puente y se aplique Pushover, el periodo estará cerca de este valor como se verá mas adelante.

Paso 10. Amortiguamiento.

$$\xi = \frac{2\sum_j [Q_d (d_i - d_y)]}{\pi \sum_j [K_{eff,j} (d_i + d_{sub,j})^2]}$$

	$\sum_j (Q_{d,j} (d_{isol,j} - 0))$	$\pi \sum_j (K_{eff,j} (d_{isol,j} + d_{sub,j})^2)$
1	814,017.85	3,200,044.39
2	726,737.72	4,822,584.23
3	0.00	0.00
4	450,762.14	5,735,701.47
	1,991,517.72	13,758,330.09
	3,983,035.43	43,223,068.75

$\xi = 0.09215069$

El amortiguamiento, ξ , que se agregaría a la estructura, es de 9.22% del amortiguamiento crítico.

Paso 11. Calculo del desplazamiento de la Subestructura j, dsubj.

Para todos los apoyos.

$$d_{sub,j} = d - d_{isol,j} \quad (7)$$

dsub,1=	4.883	cm
dsub,2=	7.359	cm
dsub,3=	0.000	cm
dsub,4=	8.752	cm

Paso 12. Fuerza longitudinal en cada apoyo de la sub estructura.

Esta fuerza conocida como cortante en cada apoyo "j" para todos los apoyos:

$$F_{sub,j} = K_{sub,j} x_{sub,j} \quad (8)$$

→ $K_{sub,j}$ = es la rigidez longitudinal del pilon
(luego se trabaja con la rigidez transversal).

Fsub,1=	254,330.04	kg
Fsub,2=	383,284.70	kg
Fsub,3=	0.00	kg
Fsub,4=	455,856.55	kg

Paso 13. Fuerza de corte en la base de cada pilón (en este caso un pilón).

Se asume la distribución igual de la fuerza de corte para todas las columnas j

$$F_{col,j,k} = F_{sub,j} / (\# \text{columnas en el apoyo } j) \quad \longrightarrow \quad \# \text{ de columnas por pilon, en este caso son } 2$$

Fcol,2, 1-2-3	191,642.35	kg
Fcol,3, 1-2-3	0	kg

Paso 14. Factor de amortiguamiento.

Calculo del factor de amortiguamiento BL es:

$$BL = 1.20$$

$$B_L = \left(\frac{\xi}{0.05} \right)^{0.3} \quad \xi < 0.3$$

ξ = es el amortiguamiento calculado en el anterior paso.

Tabla 17.5-1

ξ	BL o BM
5	1.0
9.22	1.19
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9

Interpolando

La tabla 17.5-1 corresponde a la norma AASHTO LRFD (Guide specifications for seismic isolation design, third edition 2010).

Paso 15. Desplazamiento del puente en dirección longitudinal X.

$$d = 27.31 \text{ cm}$$

Unidades S.I.

Unidades inglesas

$$d = \frac{24.85 \cdot S_{D1} \cdot T_{eff}}{B_L}$$

$$d = \frac{9.79 \cdot S_{D1} \cdot T_{eff}}{B_L}$$

Es el desplazamiento final de la pila por el método simplificado, es el mínimo desplazamiento y capacidad que deben tener los aisladores en los estribos y pilón. Este desplazamiento no se divide, es para cada elemento de aislador.

Características de los aisladores en dirección longitudinal “X”.

ESTRIBO NORTE.		CADA AISLADOR		
# DE AISLADORES	5 UNID			
Ki=	125,400.85 kg/cm	25,080.17 kg/cm	Rigidez inicial	
Kd=	12,540.09 kg/cm	2,508.02 kg/cm	Rigidez secante	250.80 T/m
Keff=	20,213.40 kg/cm	4,042.68 kg/cm	Rigidez efectiva	effective stiffness
ratio=	0.1			
dy=	2.54 cm	2.54 cm	Desplazam. en cedencia (CTTE ESPECIFICADA POR CONSTANTINO)	
Fy=	318,518.17 kg	63,703.63 kg	FUERZA EN CEDENCIA.	
ESTRIBO SUR.				
# DE AISLADORES	5 UNID			
Ki=	277,757.14 kg/cm	55,551.43 kg/cm	Rigidez inicial	
Kd=	27,775.71 kg/cm	5,555.14 kg/cm	Rigidez secante	555.51 T/m
Keff=	36,230.13 kg/cm	7,246.03 kg/cm	Rigidez efectiva	effective stiffness
ratio=	0.1			
dy=	2.54 cm	2.54 cm	Desplazam. en cedencia (CTTE ESPECIFICADA POR CONSTANTINO)	
Fy=	705,503.14 kg	141,100.63 kg	FUERZA EN CEDENCIA.	
PILON				
# DE AISLADORES	5 UNID			
Ki=	215,262.76 kg/cm	43,052.55 kg/cm	Rigidez inicial	
Kd=	21,526.28 kg/cm	4,305.26 kg/cm	Rigidez secante	430.53 T/m
Keff=	30,462.33 kg/cm	6,092.47 kg/cm	Rigidez efectiva	effective stiffness
ratio=	0.1			
dy=	2.54 cm	2.54 cm	Desplazam. en cedencia (CTTE ESPECIFICADA POR CONSTANTINO)	
Fy=	546,767.40 kg	109,353.48 kg	FUERZA EN CEDENCIA.	

De la misma manera, el analisis en la dirección transversal “Y”, en las ecuaciones se reemplaza la rigidez transversal del pilón por $K_{sub} = 246,913.58 \text{ kg/cm}$. A continuación se muestran características de los aisladores.

Del periodo fundamental total en la dirección Y:

8.- Rigidez EFECTIVA (INICIAL) de cada aislador					
$K_{isol,j} = (Q_{d,j}/diso_{,j}) + K_{d,j}$					
				dividiendo entre 5 aisladores	
Kisol,1=	26,422.08 kg/cm	estribo norte	●	5,284.42 KG/CM	estribo norte
Kisol,2=	47,164.41 kg/cm	Apoyo Intermedio	●	9,432.88 KG/CM	Apoyo Intermedio
Kisol,3=	0.00 kg/cm	pier 2		<i>es cero o no se toma en cuenta.</i>	
Kisol,4=	62,592.57 kg/cm	estribo sur	●	12,518.51 KG/CM	estribo sur
9.- Periodo Teff (total de la estructura).					
Teff=	3.40 seg	$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W_{eff}}{gK_{eff}}}$			
Weff= peso total de la estructura					
Keff = rigidez efectiva					

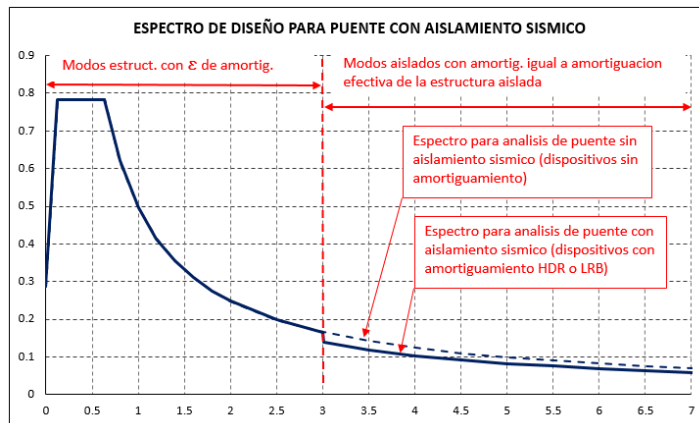
Características finales de los aisladores:

Características de los aisladores en dirección longitudinal “Y”.

ESTRIBO NORTE.			
# DE AISLADORES	5 UNID	Cada aislador	
Ki=	125,400.85 kg/cm	25,080.17 kg/cm	Rigidez inicial
Kd=	12,540.09 kg/cm	2,508.02 kg/cm	Rigidez secante 250.80 T/m
Keff=	23,867.98 kg/cm	4,773.60 kg/cm	Rigidez efectiva
ratio=	0.1		
dy=	2.54 cm	2.54 cm	Desplazam. en cedencia (CTTE ESPECIFICADA POR CONSTANTINO)
Fy=	318,518.17 kg	63,703.63 kg	FUERZA EN CEDENCIA.
ESTRIBO SUR.			
# DE AISLADORES	5 UNID		
Ki=	277,757.14 kg/cm	55,551.43 kg/cm	Rigidez inicial
Kd=	27,775.71 kg/cm	5,555.14 kg/cm	Rigidez secante 555.51 T/m
Keff=	49,934.24 kg/cm	9,986.85 kg/cm	Rigidez efectiva
ratio=	0.1		
dy=	2.54 cm	2.54 cm	Desplazam. en cedencia (CTTE ESPECIFICADA POR CONSTANTINO)
Fy=	705,503.14 kg	141,100.63 kg	FUERZA EN CEDENCIA.
PILON.			
# DE AISLADORES	5 UNID		
Ki=	215,262.76 kg/cm	43,052.55 kg/cm	Rigidez inicial
Kd=	21,526.28 kg/cm	4,305.26 kg/cm	Rigidez secante 430.53 T/m
Keff=	39,600.15 kg/cm	7,920.03 kg/cm	Rigidez efectiva
ratio=	0.1		
dy=	2.54 cm	2.54 cm	Desplazam. en cedencia (CTTE ESPECIFICADA POR CONSTANTINO)
Fy=	546,767.40 kg	109,353.48 kg	FUERZA EN CEDENCIA.

Reducción del espectro elástico y verificación del desplazamiento del aislador.

El efecto que tiene el aislamiento sísmico en la estructura es que aumenta el amortiguamiento por lo tanto se reducen los desplazamientos y las fuerzas sísmicas, en comparación con las fuerzas sísmicas por un espectro amortiguado por ejemplo del 5% para condiciones de suelo rígido. El mayor nivel de amortiguación debido a la energía disipada por el sistema de aislamiento, conduce a una mayor reducción de las fuerzas sísmicas.

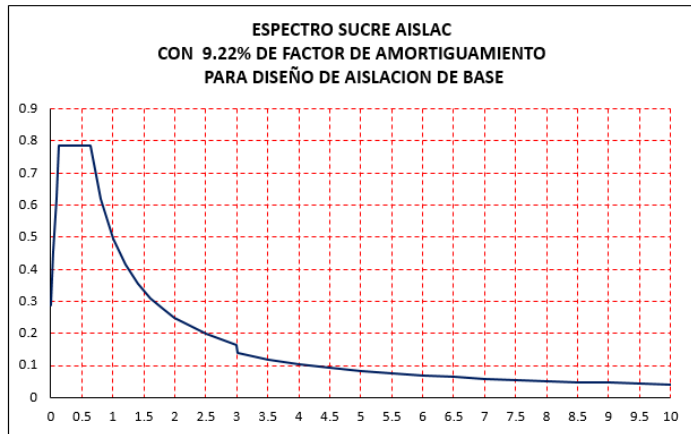


En el presente estudio, el periodo fundamental efectivo en el **sentido longitudinal** es $T_{eff}=3.88$ sec. y el valor de BL es igual a 1.20, entonces el espectro de diseño se afecta con el valor de BL a partir del periodo:

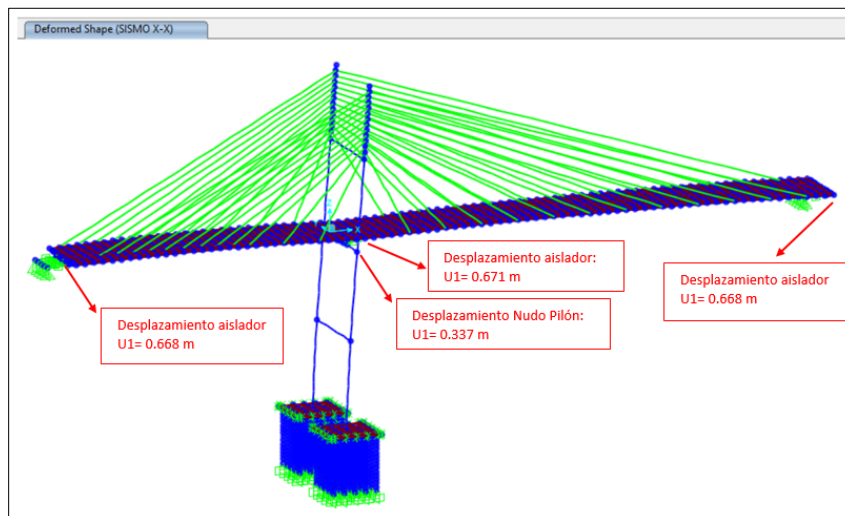
- Por norma: $t = 3.88/1.25 = 3.10$ sec.

En el periodo $t = 3.00$ segundos se procede con la reducción de la demanda, se genera otro espectro que se llamará "Espectro_Sucre_Aislac" y se aplica en el cálculo del desplazamiento de los aisladores en cada apoyo.

Period (S)	Accel (g)	BL=	1.20
0	0.2875		
0.0422	0.453	5	0.08275
0.0844	0.6185	5.5	0.07525
0.1266	0.784	6	0.068917
0.6332	0.784	6.5	0.063667
0.8	0.6205	7	0.059083
1	0.4964	7.5	0.055167
1.2	0.4137	8	0.05175
1.4	0.3546	8.5	0.048667
1.6	0.3103	9	0.046
1.8	0.2758	9.5	0.043583
2	0.2482	10	0.041333
2.5	0.1986		
3	0.1655		
3.01	0.137917		
3.5	0.118167		
4	0.103417		
4.5	0.091917		



Aplicando la demanda sísmica "Espectro_Sucre_Aislac" los desplazamientos de los aisladores en estribos y pilón, en sentido longitudinal son:



Desplazamiento relativo de los aisladores:

- $D_{aisl} = 0.671 - 0.337 = \mathbf{0.334}$ m.

Los aisladores deben tener una capacidad de desplazamiento mayor a 0.334 m.

En sentido transversal los aisladores tendrán leve desplazamiento puesto que en los estribos se construyen llaves de corte que impiden dicha traslación, pero, en el pilón los aisladores tienen desplazamiento.

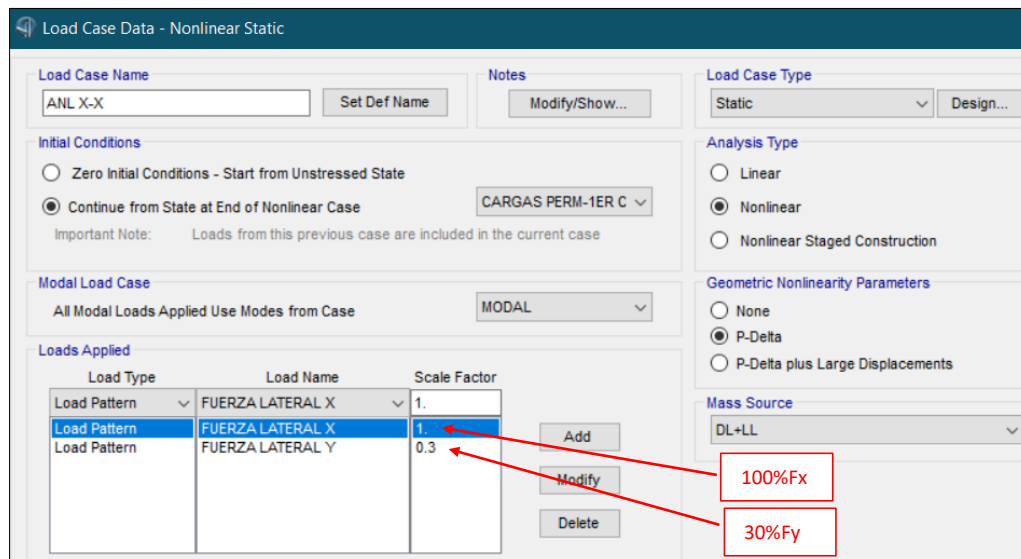
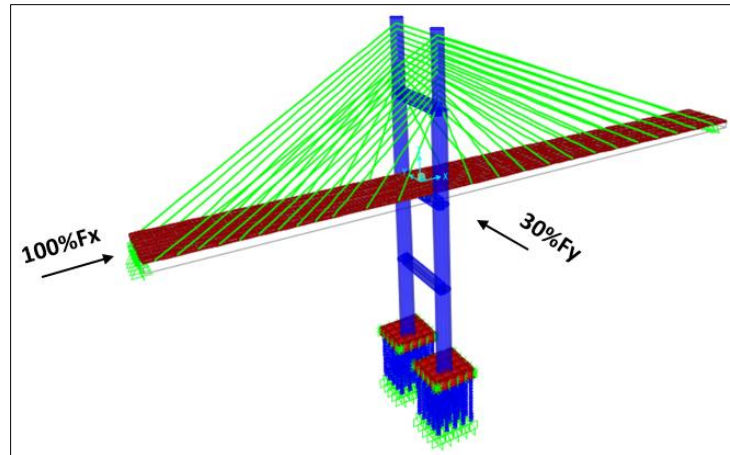
Una vez colocadas las características de los aisladores en cada apoyo, se procede con la evaluación del puente empujando el mismo en la dirección longitudinal y transversal.

Apéndice VI. Análisis y efecto de cargas bidireccionales

Para puente cargado análisis en sentido longitudinal X.

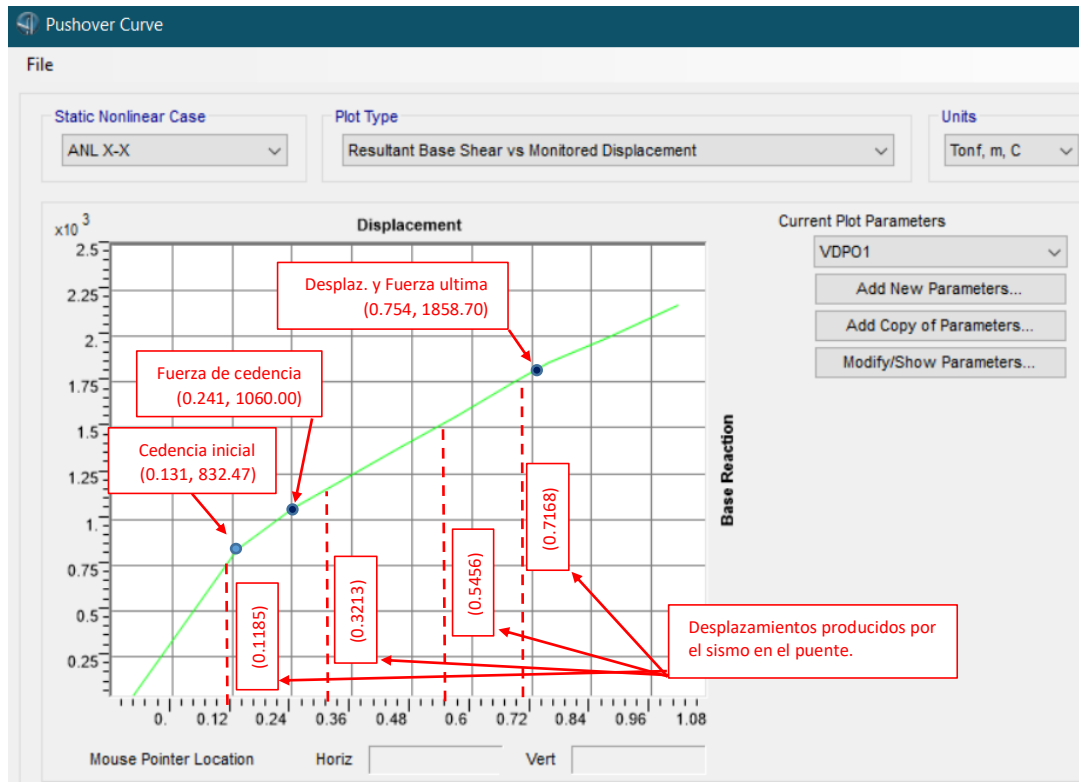
Por ser crítico se analiza solo en este sentido, obteniendo la curva de capacidad y el espectro de capacidad en formato ADRS.

Cargas para análisis no lineal: $100\%F_x + 30\%F_y$

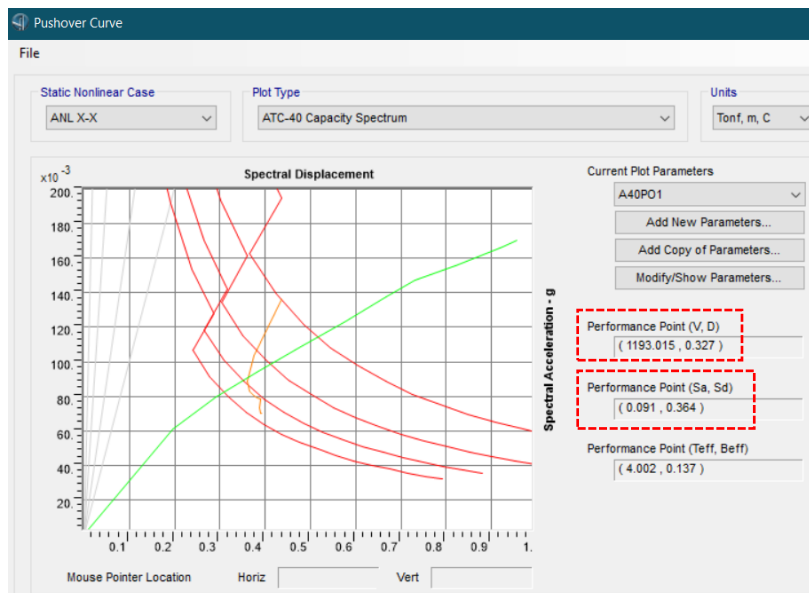


El efecto bidireccional, para puente cargado, aplicando cargas para análisis no lineal 100% en sentido longitudinal y 30% en transversal, son:

- Curva de capacidad.



- Curva Espectro de capacidad en formato ADRS.

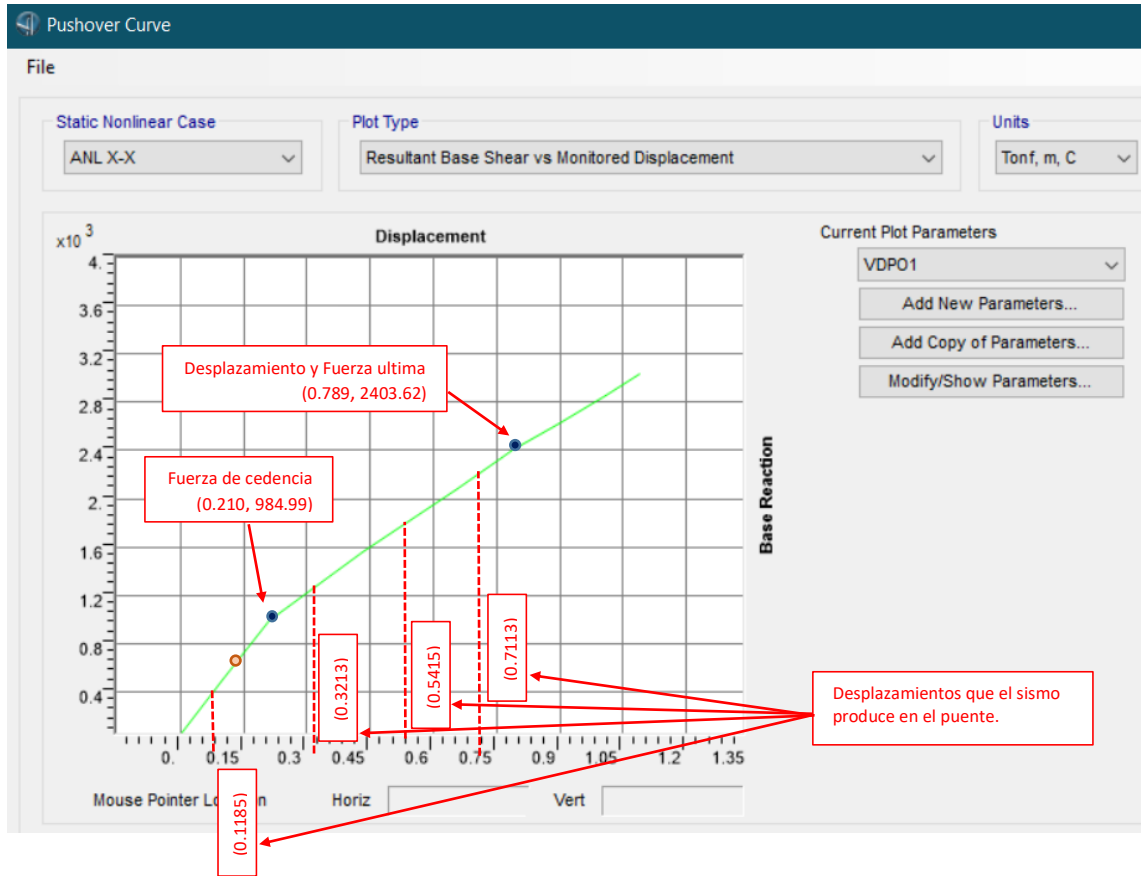


Por el gráfico anterior:

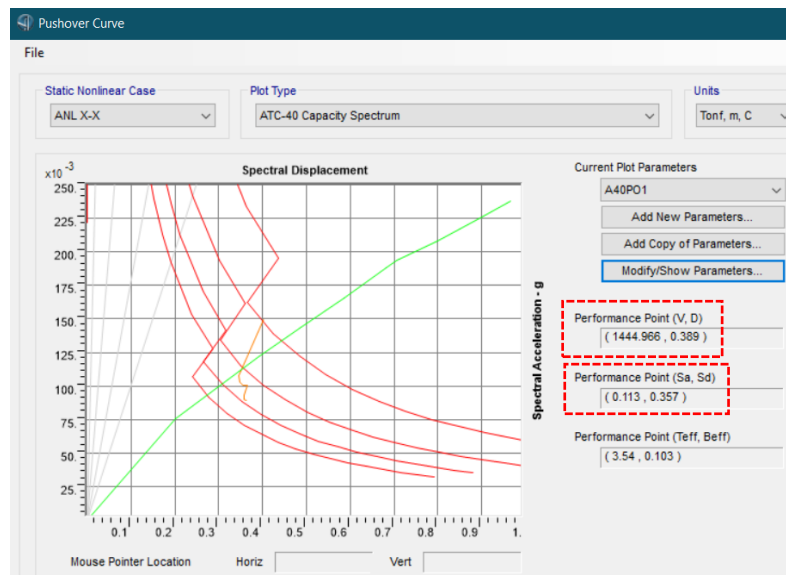
- **Desplazamiento de desempeño:** $D=0.327$ m.
- **Fuerza cortante:** $V= 1193.015$ Ton.
- **Punto de desempeño (Sa, Sd):** 0.091, 0.364

Para puente descargado.

- Curva de capacidad.



- Curva Espectro de capacidad en formato ADRS.



Por el gráfico anterior, para puente descargado:

- **Desplazamiento de desempeño:** $D=0.389$ m.
- **Fuerza cortante:** $V= 1444.97$ Ton.
- **Punto de desempeño (Sa, Sd):** 0.113, 0.357

Resumen.

Puente cargado - Efecto bidireccional 100%Fx+30%Fy.

Diseño por capacidad: Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Ultimo	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.241	0.754	0.1185	0.3213	0.5415	0.711	Ok.
ATC 40 Espectro de capacidad	0.291	0.731	Despl. de desempeño = 0.327				Ok.

Puente descargado - Efecto bidireccional 100%Fx+30%Fy.

Diseño por capacidad: Método Basado en Desplazamientos	Desplazamientos (m)						Obs.
	Capacidad de la estructura		Demanda sísmica				
	Despl. en cedencia	Despl. Ultimo	Nudo a	Nudo b	Nudo c	Nudo d	
Curva de capacidad (Pushover)	0.210	0.789	0.1185	0.3213	0.5415	0.711	Ok.
ATC 40 Espectro de capacidad	0.202	0.710	Despl. de desempeño = 0.389				Ok.

ANEXOS.

ANEXO I.

Tabla I. Combinaciones y factores de carga (traducción de AASHTO LRFD tabla 3.4.1-1).

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40 0	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla II. Factores para cargas permanentes, γ_p , (traducción de AASHTO LRFD tabla 3.4.1-2)

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
DC : Componentes y Accesorios		1.25	0.90
DC : Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
DD : Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW : Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
EH : Presión horizontal de suelo			
• Activa		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• AEP para muros anclados		1.35	N/A
EL : Tensiones residuales de Construcción		1.00	1.00
EV : Presión vertical de suelo			
• Estabilidad general		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○ Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugas Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
ES : Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Tabla III. Zonas sísmicas y categorías de diseño sísmico (SDC) (de AASHTO LRFD Bridge design specifications 6 th Ed. 2013 interim y AASHTO Guide specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Ed., 2014 interim, table 8-2).

Acceleration Coefficient, S_{DI}	Seismic Zone – LRFD Specifications	Seismic Design Category (SDC) – Guide Specifications
$S_{DI} \leq 0.15$	1	A
$0.15 \leq S_{DI} < 0.30$	2	B
$0.30 \leq S_{DI} < 0.50$	3	C
$0.50 \leq S_{DI}$	4	D

Requisitos de diseño según categoría de diseño sísmico (SDC) (Tabla 8-10 de AASHTO LRFD 2013).

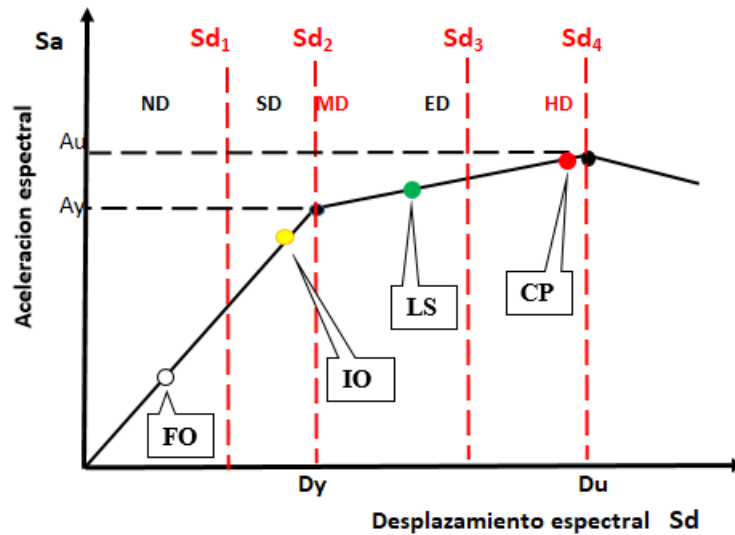
Requirements	A	B	C	D
Global Strategy	-----	Recommended	Required	Required
Identification ERS	-----	Recommended	Required	Required
Support Connections	Required	Required	Required	Required
Support Length	Required	Required	Required	Required
Demand Analysis	-----	Required	Required	Required
Implicit Capacity	-----	Required	Required	-----
Push Over Capacity	-----	-----	-----	Required
Detailing – Ductility	-----	SDC B	SDC C	SDC D
Capacity Protection	-----	Recommended	Required	Required
P-Δ Effect	-----	-----	Required	Required
Minimum Lateral Strength	-----	Required	Required	Required
Liquefaction	-----	Recommended	Required	Required

Tabla IV. El ACI 318-14 acepta las recomendaciones de ASCE/SEI 7 en referencia a cargas muertas, vivas, viento y sismo. De la misma manera la categorización de diseño sísmico (SDC) de tablas 11.6-1, 2.

Table 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short Period Response Acceleration Parameter			Table 11.6-2 Seismic Design Category Based on 1-S Period Response Acceleration Parameter		
Value of S_{DS}	Risk Category		Value of S_{D1}	Risk Category	
	I or II or III	IV		I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A	$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C	$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D	$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D	$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Tabla V. Definición de los umbrales de los niveles de daño en el espectro de capacidad en formato ADRS según el Proyecto HAZUS y FEMA 356.

Umbral del estado de daño	Definición
Leve	$Sd_1 = 0.7 \cdot Dy$
Moderado	$Sd_2 = Dy$
Severo	$Sd_3 = Dy + 0.25(Du - Dy)$
Completo	$Sd_4 = Du$



IO= para periodo de retorno del sismo, 225 años
 LS= para periodo de retorno del sismo, 475 años
 CP= para periodo de retorno del sismo, 2475 años

Proyecto HAZUS:

SD= daño leve, antes de alcanzar el punto de desplazamiento de cedencia.
 MD= daño moderado, justo en el desplazamiento de cedencia.
 ED= daño extenso o severo, se define despues del punto de cedencia.
 HD= gran daño o completo, se define en el punto de capacidad ultima.

FEMA 356:

FO= totalmente operativo, se encuentra en la zona elastica, sin daños.
 IO= ocupacion inmediata, se encuentra en la zona elastica. Solo daños estructurales muy limitados, la construccion sigue siendo segura para usar.
 LS= seguridad de vida, existe daño pequeño en la estructura.
 CP= prevencion de colapso, daño importante en la estructura.

Nota.- La posicion de los puntos de IO, LS y CP indican que cuanto mas proximos se encuentren al origen mejor diseñada está la estructura.

ANEXO II. Cargas transitorias o vivas: vehículo HL-93, tándem y carga de carril (AASHTO LRFD).

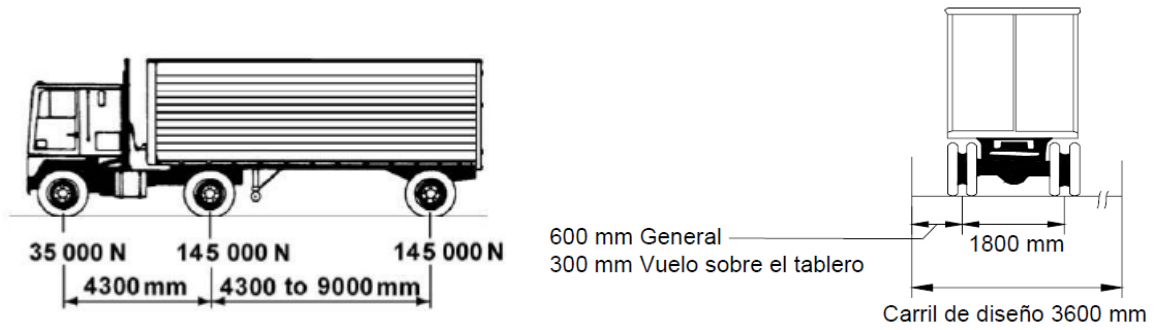


Figura 1. Camión HL-93

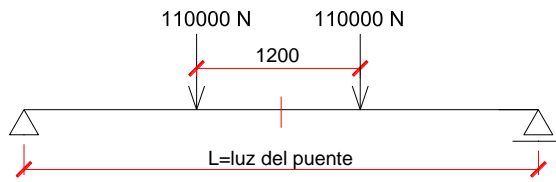


Figura 2. Tándem

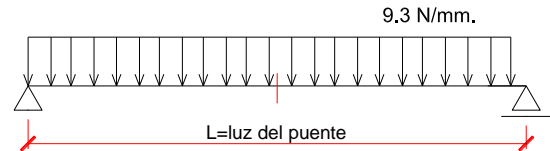


Figura 3. Carga de carril.

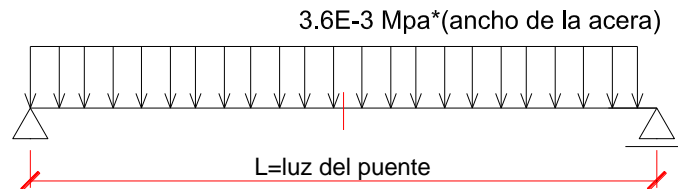


Figura 4. Carga peatonal.

ANEXO III.

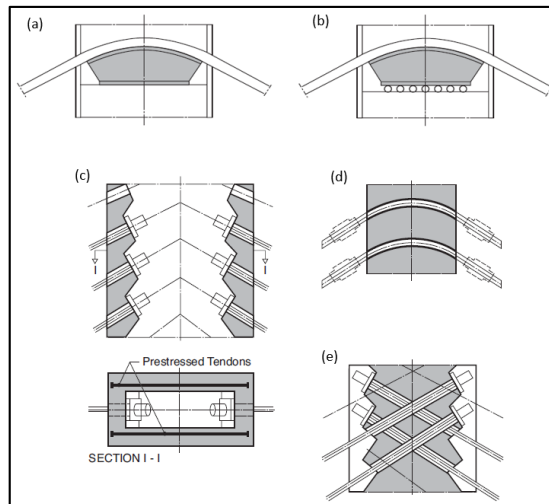
Tabla I. Propiedades mínimas de cordones y barras de pretensado especificados por AASHTO LRFD 2012 (table 5.4.4.1-1).

Material	Grade or Type	Diameter (mm)	Tensile Strength, f_{pu} (MPa)	Yield Strength, f_{py} (MPa)
Strand	1725 MPa (Grade 250)	6.35 to 15.24	1725	85% of f_{pu} , except 90% of f_{pu} for low-relaxation strand
	1860 MPa (Grade 270)	9.53 to 15.24	1860	
Bar	Type 1, Plain	19 to 35	1035	85% of f_{pu}
	Type 2, Deformed	16 to 35	1035	80% of f_{pu}

Tabla II. Sistemas de tirantes de torones en paralelos Freyssinet, USA.

PROCEDENCIA O ESPECIFICACION	Nº DE TORONES	DIAMETRO NOMINAL mm (in)	AREA NOMINAL mm ²	MASA NOMINAL kg/m	CARGA MINIMA DE ROTURA		TENSION MINIMA DE ROTURA	MAXIMA CARGA DE TRABAJO		MAXIMA CARGA DE TRABAJO	
					F [KN]	F [Kg]	MPa [kg/cm2]	40%F [KN]	40%F [Kg]	50%F [KN]	50%F [Kg]
Cable FCWS USA ASTM A416	1	15.24 (0.6")	140	1.103	260.60	26,581.20	1,861 [18,987]	104.24	10,632.48	130.30	13,290.60
	7		980		1,823.78	186,025.56		729.51	74,410.22	911.89	93,012.78
	12		1,680		3,126.48	318,900.96		1,250.59	127,560.38	1,563.24	159,450.48
	19		2,660		4,950.26	504,926.52		1,980.10	201,970.61	2,475.13	252,463.26
	27		3,780		7,034.58	717,527.16		2,813.83	287,010.86	3,517.29	358,763.58
	31		4,340		8,076.74	823,827.48		3,230.70	329,530.99	4,038.37	411,913.74
	37		5,180		9,639.98	983,277.96		3,855.99	393,311.18	4,819.99	491,638.98
	48		6,720		12,505.92	1,275,603.84		5,002.37	510,241.54	6,252.96	637,801.92
	55		7,700		14,329.70	1,461,629.40		5,731.88	584,651.76	7,164.85	730,814.70
	61		8,540		15,892.94	1,621,079.88		6,357.18	648,431.95	7,946.47	810,539.94
	75		10,500		19,540.50	1,993,131.00		7,816.20	797,252.40	9,770.25	996,565.50
	91		12,740		23,709.14	2,418,332.28		9,483.66	967,332.91	11,854.57	1,209,166.14
	109		15,260		28,398.86	2,896,683.72		11,359.54	1,158,673.49	14,199.43	1,448,341.86
	127		17,780		33,088.58	3,375,035.16		13,235.43	1,350,014.06	16,544.29	1,687,517.58
	169		23,660		44,031.26	4,491,188.52		17,612.50	1,796,475.41	22,015.63	2,245,594.26

Tabla III. Algunos tipos básicos de anclaje o conexión de tirantes al pilón.



ANEXO IV.

Tabla I. Sistema de clasificación sísmica de suelos (AASHTO LRFD 2012 table 2-3).

SITE CLASS DEFINITIONS				
SITE CLASS	SOIL PROFILE NAME	AVERAGE PROPERTIES IN TOP 100 feet		
		Soil shear wave velocity, v_s (ft/s)	Standard penetration resistance, N (blows/ft)	Soil undrained shear strength, s_u (psf)
A	Hard rock	$v_s > 5,000$	N/A	N/A
B	Rock	$2,500 < v_s \leq 5,000$	N/A	N/A
C	Very dense soil and soft rock	$1,200 < v_s \leq 2,500$	$N > 50$	$s_u \geq 2,000$
D	Stiff soil profile	$600 < v_s \leq 1,200$	$15 \leq N \leq 50$	$1,000 \leq s_u \leq 2,000$
E	Soft soil profile	$v_s < 600$	$N < 15$	$s_u < 1,000$
E	-	Any profile with more than 10 feet of soft clay having the following characteristics: 1. Plasticity index $PI > 20$, 2. Moisture content $w \geq 40\%$ and, 3. Undrained shear strength $s_u < 500$ psf		
F	-	Soils requiring site-specific ground motion response evaluations such as: 1. Peats and/or highly organic clays ($H > 10$ feet of peat and/or highly organic clay where H = thickness of soil) 2. Very high plasticity clays ($H > 25$ feet with plasticity index $PI > 75$) 3. Very thick soft/medium stiff clays ($H > 120$ feet)		

Exceptions: Where soil properties are not known in sufficient detail to determine the Site Class, a site investigation shall be undertaken sufficient to determine the Site Class. Site Class E or F should not be assumed unless the authority having jurisdiction determines that Site Class E or F could be present at the site or in the event that Site Class E or F is established by geotechnical data.

Tabla II. Valores de los factores de sitio F_{pga} y F_a (AASHTO LRFD 2012 tabla 2-4).

Site Class	Mapped Peak Ground Acceleration or Spectral Response Acceleration Coefficient at Short Periods				
	$PGA \leq 0.10$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0.20$ $S_s = 0.50$	$PGA = 0.30$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0.40$ $S_s = 1.00$	$PGA \geq 0.50$ $S_s \geq 1.25$
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>

Notes: Use straight line interpolation for intermediate values of S_s , where S_s is the spectral acceleration coefficient at 0.2 second obtained from the ground motion maps.

a Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses should be performed

Tabla III. Valores de los factores de sitio F_v (AASHTO LRFD 2012).

TABLE 2-5 – VALUES OF F_v AS A FUNCTION OF SITE CLASS AND MAPPED LONG PERIOD SPECTRAL ACCELERATION

Site Class	Mapped Spectral Response Acceleration Coefficient at 1.0 sec Period				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
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>
Notes:	Use straight line interpolation for intermediate values of S_1 , where S_1 is the spectral acceleration at 1.0 second obtained from the ground motion maps.				
	<i>a</i> Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses should be performed				

ANEXO V.

**Tabla I. Métodos de análisis.
(AASHTO LRFD 2014 table 5-1).**

Method	Single/ Multiple Mode	Elastic/ Nonlinear	Remarks	Applications / limitations
Uniform Load Method	Single	Elastic	Equivalent static method of analysis; modal period derived from stiffness of bridge under uniform lateral load; uses response spectrum to define earthquake loads; maximum forces and displacements determined for use in design.	Applicable to regular conventional bridges dominated by first mode (see Table 5-2); method known to overestimate abutment reactions; good back-of-the-envelope check on more rigorous methods; elastic response.
Single Mode Spectral Analysis Method	Single	Elastic	Equivalent static method of analysis; modal period derived from energy principles; uses response spectrum to define earthquake loads; maximum forces and displacements determined for use in design; also known as the $\alpha \beta \gamma$ method.	Applicable to regular conventional bridges that respond primarily in a single mode (see Table 5-2); quick check on more rigorous MDOF methods; elastic response.
Multi Mode Analysis Method	Multiple (selected modes)	Elastic	Multiple mode shapes and frequencies calculated; maximum modal response to ground motion obtained for a selected number of modes using response spectrum to define earthquake loads; combination of modal responses by CQC or SRSS methods to obtain design displacements and forces.	Applicable to irregular conventional bridges; does not need ground motion time history; number of selected modes should capture at least 90% of total mass of bridge; major limitation is elastic response but gives good results for bridges that remain 'essentially' elastic such as those in low-to-moderate seismic zones.
Elastic Time History	Multiple (selected modes)	Elastic	Most rigorous of elastic methods; uses time history to define earthquake loads; displacement and force time histories determined for use in design.	Applicable to irregular and un-conventional bridges responding essentially elastically; time histories need to be defined and may need scaling; major limitation is elastic response.
Nonlinear Static Procedure	Single Degree-of-Freedom	Nonlinear materials	Explicitly includes nonlinear behavior in determination of bridge capacity (pushover analysis); uses response spectrum to define earthquake loads and elastic methods to obtain displacement demand. Variations include (1) direct pushover method, and (2) iterative capacity / demand spectrum method.	Applicable to regular conventional bridges that respond primarily in a single mode (see Table 5-2). Method does not account for changes in dynamic response as structure softens. Effects of higher modes are excluded.
Nonlinear Dynamic Procedure	Multiple Degrees-of-Freedom	Nonlinear materials	Most rigorous of the nonlinear methods; uses a time history to define earthquake loads; displacement and force time histories are determined for use in design. Automatically accounts for higher mode effects and shifts in inertial load patterns as structural softening occurs.	Applicable to a wide range of bridges including irregular and un-conventional bridges; time histories need to be defined and may need scaling; solution is iterative and may be time consuming for large bridges. More efficient solution techniques are available for bridges with few nonlinear members. Results can be highly sensitive to small changes in load and material properties. Third party peer review is often required.

**Tabla II. Restricciones sobre la aplicación de los métodos espectrales de carga uniforme y modo único de diseño.
(AASHTO LRFD 2014 table 5-2).**

Parámetro	Valor				
Número de vanos	2	3	4	5	6
Ángulo subtendido máximo para un puente curvo (tenga en cuenta que este límite es de 30 grados en las especificaciones para el diseño sísmico de puentes LRFD).	90°	90°	90°	90°	90°
Relación de longitud de tramo máximo de tramo a tramo	3	2	2	1.5	1.5
Relación máxima de rigidez de las pilas de tramo a tramo, excluyendo los estribos.	-	4	4	3	2

ANEXO VI.

Tabla I. Valores de rigidez efectiva (ASCE 41-13 table 10-5).

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_2$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_2$ (compression) $E_c A_1$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c A_2$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_2$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_2$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_c A_2$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_2$ (compression) $E_c A_1$ (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

Tabla II. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales-Vigas de hormigón reforzado. (ASCE 41-13 table 10-7).

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Tabla III. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales - columnas de hormigón reforzado (ASCE 41-13 table 10-8).

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
Condition i.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_t) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

BIBLIOGRAFÍA.

1. AASHTO "Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design", 2nd Ed., 2014 interim.
2. AASHTO LRFD "Bridge Design Specifications". 6th. Edition, interim, 2013.
3. AASHTO LRFD "Bridge Design Specifications". 6th. Edition, 2012.
4. WSDOT 2014 "Bridge Design Manual (LRFD)". 2a. Edition, USA, 2014.
5. FEMA 356 "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of Buildings", November, USA, 2000.
6. ATC-40 "Seismic evaluation and retrofit of concrete building", November, USA, 1996.
7. ASCE 41-13 "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", Virginia, USA, 2014.
8. ACI 318-14 "Building Code Requirements for Structural Concrete", September, USA, 2014.
9. NCHRP Synthesis 440 "Performance Based Seismic Bridge Design", Washington, D.C., 2013.
10. Javier Manterola "Puentes apuntes para su diseño, cálculo y construcción". 1a. edición, Editorial Rugarte S-L., Madrid, España, 2006.
11. Jacques Mathivat "Construcción de puentes de hormigón pretensado por Voladizos sucesivos". 1ra. Edición española, Editores técnicos asociados S.A., Barcelona, España, 1980.
12. R. Park y T. Paulay "Estructuras de concreto reforzado". 4a. Reimpresión, Editorial Limusa S.A. de C.V, México, 1988.
13. Jingsong Liu "AASHTO LRFD Seismic bridge design". Revista AECOM. 2017.
14. Leonardo Cano Saldaña "Curso Ingeniería Sísmica". Apuntes de clase, enero 2018.
15. Manuel Coll Borgo "Curso Analisis no lineal de estructuras". Apuntes de clase, Julio 2018.
16. Carlos Jurado Cabañes "Puentes (II) Evolución-Tipología-Cálculo-Construcción". 1a. edición, Editor Carlos Jurado, Madrid, España, 2013.
17. Niels J. Gimsing y Christos T. Georgakis "Cable Supported Bridges". 3ra. Edition, Editor John Wiley & Song, Ltd, India, 2011.