



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA DE UN PUENTE UTILIZANDO EL MÉTODO DE LOS DESPLAZAMIENTOS

HARALD ARNOLDO HENZI PLAZA

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:
MATÍAS HUBE GINESTAR

Santiago de Chile, octubre, 2020.

A mi esposa que siempre me ha apoyado y a mis hijos, que son lo más importante para mí.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi señora C. Madrid Hauri, que me ha apoyado y escuchado a lo largo de este proceso.

Agradezco, a J. Zamora, I. Reyes y otros colegas, con los que tuve oportunidad de trabajar como ingeniero de proyectos y discutir criterios de diseño sobre AASHTO LRFD.

Finalmente, agradezco al profesor M. Hube, por su disposición y porque es un buen académico.

INDICE GENERAL

Pág.

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS.....	vii
RESUMEN.....	ix
ABSTRACT	x
I. INTRODUCCIÓN	1
I.1 OBJETIVO GENERAL	1
I.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	1
I.3 CASO DE ESTUDIO.....	2
I.3.1 Requerimientos de análisis según AASHTO	3
I.3.2 Consideraciones de superestructura.....	3
I.3.3 Consideraciones de infraestructura	6
II. METODOLOGÍA.....	17
II.1 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTO (DSBD).....	17
II.1.1 Categorías de diseño sísmico	19
II.1.2 Sistemas estructurales sismorresistentes.....	20
II.1.3 Factores de carga y resistencia.....	22
II.1.4 Diseño por capacidad de elementos estructurales.....	23
III. DESCRIPCIÓN DE SOLICITACIONES CONSIDERADAS	27
III.1 CARGAS PERMANENTES.....	27
III.1.1 Cargas permanentes (DC).....	27
III.1.2 Cargas muertas de superficie de desgaste y utilidades (DW).....	27
III.1.3 Presión de tierra horizontal (EH)	27
III.1.4 Presión vertical de carga muerta del relleno (EV)	28
III.1.5 Incremento de presión (ES)	29
III.2 CARGAS TRANSITORIAS.....	29

III.2.1 Cargas vivas (LL)	29
III.2.2 Cargas por temperatura (TU)	33
III.2.3 Cargas por sismo (EQX o EQY)	34
III.2.4 Incremento de carga viva (LS)	39
IV. COMBINACION DEMANDA SÍSMICA DE DESPLAZAMIENTO	40
V. ANÁLISIS DE INFRAESTRUCTURA	41
V.1 ANÁLISIS SIMPLIFICADO	42
V.1.1 Procedimiento de cálculo	43
V.2 ANÁLISIS ESPECTRAL MULTIMODAL	51
V.2.1 Dirección Longitudinal	54
V.2.2 Dirección Transversal	56
V.2.3 Periodos y modos fundamentales	58
V.2.4 Cálculo de valores de diseño	59
V.2.5 Dimensionamiento de placas de apoyo	59
V.2.6 Dimensionamiento de cepas	68
V.2.7 Dimensionamiento de estribo	74
V.3 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER)	76
V.3.1 Desplazamiento objetivo	76
V.3.2 Sobrerresistencia de los materiales	78
V.3.3 Definición de rótulas plásticas y asignación al modelo	80
V.3.4 Diseño por capacidad de componentes	86
VI. CONCLUSIONES	103
BIBLIOGRAFIA	105
ANEXOS	107
Anexo A: Constantes elásticas de diferentes suelos	108
Anexo B: Cuantías mínimas en cada cara y en cada dirección	110

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla I-1: Aplicación de métodos para análisis de la demanda de desplazamiento [9].....	3
Tabla I-2: Longitud de desarrollo de las barras, según [19].....	9
Tabla I-3: Límites de excentricidad	13
Tabla II-1: Factores de resistencia para fundaciones superficiales en estado límite de resistencia, [3]	22
Tabla III-1: Factor de presencia múltiple, m , [3]	32
Tabla III-2: Cálculo de carga solicitante en cepas y estribos.....	33
Tabla III-3: Coeficiente de suelo, según tipo de suelo, según [2]	37
Tabla III-4: Coeficientes de aceleración espectral, según [1] (izq) y [3], [7] (der)	38
Tabla III-5: Altura equivalente del suelo para carga sobre estribo $\perp$ al tráfico, [3]	39
Tabla V-1: Propiedades de rigidez del tablero [tonf, m].....	52
Tabla V-2: Peso de elementos que componen superestructura	53
Tabla V-3: Tributación de masa de superestructura para incorporar en modelo SAP	53
Tabla V-4: Periodos y modos fundamentales	58
Tabla V-5: Fuerzas y desplazamientos del modelo SAP2000	59
Tabla V-6: Fuerzas y desplazamientos del modelo SAP2000 en cepa	59
Tabla V-7: Fuerzas y desplazamientos del modelo SAP2000 en apoyos de estribo.....	64
Tabla V-8: Solicitaciones del modelo SAP2000 en apoyos de cepa (1).....	71
Tabla V-9: Combinaciones del modelo SAP2000 en apoyos de cepa (2)	71
Tabla V-10: Incremento de valores recomendados para acero y hormigón [3] y [4]	80
Tabla V-11: Incremento de valores para acero y hormigón adoptados.....	80
Tabla V-12: Rigidez de componentes, [14]	82
Tabla V-13: Fuerzas en columnas, obtenidas del análisis Pushover.....	96
Tabla V-14: Factor de influencia para cálculo de rotación de una zapata, [20].....	99
Tabla A-1: Constantes elásticas de diferentes suelos, según MC-V3	108
Tabla A-2: Constantes elásticas de diferentes suelos, según MC-V3 (continuación).....	109
Tabla B-1: Cuantía mínimas en cada cara y dirección para elementos de H.A, [2]	110

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura I-1: Planta y elevación general del puente	2
Figura I-2: Configuración del tablero.....	4
Figura I-3: Geometría de sección y disposición de cables de pretensado	4
Figura I-4: Travesaño en extremo y central en mitad del vano.....	5
Figura I-5: Detalle junta de dilatación, catálogo “Expansion Joints” CTT StrongHold	5
Figura I-6: Ejemplo de aisladores sísmicos circulares HDR y LRB, [2]	6
Figura I-7: Ejemplo de anclaje en placas circulares, [2]	7
Figura I-8: Distancia mínima del perno de anclaje al borde de la mesa de apoyo, [2]	7
Figura I-9: Dimensiones mesa de apoyo en cepa.....	8
Figura I-10: Detalle de trabas y ganchos sísmicos, según [2]	10
Figura I-11: Tipo de conexión utilizada en el caso de estudio.....	10
Figura I-12: Esquema cepa tipo Martillo	11
Figura I-13: Distribución de presiones que el suelo ejerce sobre la fundación, [22].....	15
Figura I-14: Representación no lineal con adecuada resistencia lateral del suelo, [21].....	15
Figura I-15: Dimensiones mesa de apoyo en estribo	16
Figura II-1: Esquema de DSBD, Enfoque de desplazamiento [11]	17
Figura II-2: Diferencia entre DSBF con DSBD, [14]	18
Figura II-3: Esquema tipo 1, [14].....	20
Figura II-4: Esquema tipo 2, [14].....	21
Figura II-5: Esquema tipo 3, [14].....	21
Figura II-6: Respuesta longitudinal para estribos no integrales [1]	26
Figura III-1: Estribo con carga de presión de tierra horizontal, [8]	28
Figura III-2: Estribo con incremento de presión, [8]	29
Figura III-3: Carga de camión HL-93, [3].....	30
Figura III-4: Definición de HL-93 en SAP2000	30
Figura III-5: Esquema para incorporar reacciones en la cepa [3], [4].....	31
Figura III-6: Definición de carga móvil incorporada en modelo SAP2000 (1)	31
Figura III-7: Definición de carga móvil incorporada en modelo SAP2000 (2)	31
Figura III-8: Esquema de tramos del puente en estudio para cálculo de sobrecarga	32
Figura III-9: Tripartito de espectro compatible con NCh2745 Z3SB	35
Figura III-10: Espectro de diseño construido con el método de tres puntos, [3] y [4].....	36
Figura III-11: Espectro de diseño para Zona 3, Suelo II (MC-V3) y Suelo B (NCh2745). 37	37
Figura IV-1: Desplazamiento total y fuerzas de diseño, según [7]	40
Figura V-1: Deformación del aislador y de subestructura debido a la carga lateral, [7]	42
Figura V-2: Espectro de Pseudo-aceleración (izq) y espectral de desplazamiento (der), [7]	51
Figura V-3: Modelo estructural en SAP2000, Análisis Espectral Multimodal.....	52
Figura V-4: Modelo de tablero.....	52
Figura V-5: Periodos y modos fundamentales	58
Figura V-6: Esquema geometría placa apoyo en cepas.....	62
Figura V-7: Esquema interior placa apoyo cepas.....	63

Figura V-8: Esquema geometría placa apoyo en estribo.....	66
Figura V-9: Esquema interior placa apoyo estribo.....	67
Figura V-10: Geometría de viga cabezal en cepa	68
Figura V-11: Geometría de columna en cepa.....	69
Figura V-12: Verificación biaxial de geometría de fundación en cepa.....	70
Figura V-13: Verificación de tensiones de trabajo en cepa	74
Figura V-14: Geometría de estribo.....	74
Figura V-15: Campo de tensiones en estribo [kgf/cm ²].....	75
Figura V-16: Definición de carga gravitacional.....	77
Figura V-17: Definición de pushover en dirección Y (POY+)	77
Figura V-18: Curvas de interacción: Sobrerresistencia aprox. a partir de R_n , [3], [4]......	79
Figura V-19: Modelo estructural en SAP2000, Análisis Pushover.....	81
Figura V-20: Propiedades usadas para placas en cepa.....	83
Figura V-21: Propiedades usadas para placas en estribo	84
Figura V-22: Propiedades efectivas para tablero (izq) y columna de cepa (der)	84
Figura V-23: Curvas de interacción de sobrerresistencia para sección estudiada.....	85
Figura V-24: Input de rótula en el tramo de columnas	85
Figura V-25: Sección de columna analizada.....	86
Figura V-26: Constitutiva de Mander para Hormigón Confinado en kgf, cm	89
Figura V-27: Modelo momento-curvatura de sección	89
Figura V-28: Esquema longitud rótula plástica equivalente, [9]	91
Figura V-29: Detalle de confinamiento lateral en columna de cepa	91
Figura V-30: Capacidad de desplazamiento de fluencia, dirección longitudinal.....	92
Figura V-31: Capacidad de desplazamiento de fluencia, dirección transversal.....	93
Figura V-32: Máxima capacidad de desplazamiento, dirección longitudinal.....	94
Figura V-33: Máxima capacidad de desplazamiento, dirección transversal	94
Figura V-34: Ductilidad de desplazamiento según regla de igual desplazamiento, [11]....	95
Figura V-35: Momento de vuelco resistido por ancho B, [20]	98
Figura V-36: Esquema ejes locales de fundación	100
Figura VI-1: Detalles de columna de mayor inercia	103

RESUMEN

En el 2009, se genera la guía de diseño sísmico de Carolina del sur (“Seismic Design Specification for Highway Bridges, versión 1.0”), conocida actualmente como Guía Sísmica AASHTO. Este documento se fundamenta en los principios del diseño por desplazamiento, recomienda una amenaza sísmica con un período de retorno de 1000 años y entrega nuevas guías para el diseño sísmico de puentes. Esta guía de diseño, es un documento que provee especificaciones alternativas a las contenidas en el documento AASHTO LRFD, difiriendo principalmente en la metodología de diseño usada. Mientras el AASHTO LRFD basa el diseño de puentes en la metodología de fuerza, a través de la aplicación de factores de modificación de respuesta R ; la Guía Sísmica AASHTO utiliza procedimientos de diseño basados en desplazamientos. Este enfoque utilizado en la Guía Sísmica AASHTO se divide en un simple chequeo de desplazamientos, el cual contrasta el desplazamiento de demanda con el de capacidad, y un análisis basado en análisis estáticos no lineales (pushover). La selección de usar el método simplificado o el método más riguroso depende de la categoría de diseño sísmico asignada a la estructura.

ABSTRACT

In 2009, the seismic design guide for South Carolina (“Seismic Design Specification for Highway Bridges, version 1.0”), currently known as the AASHTO Seismic Guide, is generated. This document is based on the principles of displacement design, recommends a seismic threat with a return period of 1000 years and delivers new guidelines for seismic design of bridges.

This design guide is a document that provides alternatives to those mentioned in the AASHTO LRFD document, differing mainly in the design methodology used. While the AASHTO LRFD bases the design of bridges on the force methodology, through the application of response modification factors R ; The AASHTO Seismic Guide uses specific design procedures in displacements. This new approach used in the AASHTO Seismic Guide consists of a simple check of displacements, which compares the displacement of demand with that of capacity, and analysis based on static nonlinear analyzes (pushover). The selection of the use of the simplified method or the most rigorous method depends on the category of seismic design assigned to the structure.

I. INTRODUCCIÓN

Actualmente el manual de carreteras es un documento referencial en el diseño de estructuras viales (puentes, viaductos, pasos superiores, pasos inferiores, pasarelas peatonales, entre otros), pero si bien es necesario respetar las disposiciones de este “manual normativo”, para la aprobación de obras viales, por parte del Ministerio de Obras Públicas (MOP), no necesariamente es obligatorio para proyectos de puentes que se desarrollan por parte de privados, se entiende como un “manual que resume buenas prácticas adoptadas en el quehacer de la ingeniería práctica”. Esto lo aclaro, porque en el desarrollo de este trabajo, se toman en consideración diferentes normas y a partir de un juicio ingenieril, se intenta aplicar una metodología de diseño de puentes basado en desplazamiento que aún no tiene desarrollo normativo en Chile.

I.1 OBJETIVO GENERAL

- El objetivo general es analizar y diseñar la infraestructura de un puente mediante un enfoque basado en desplazamientos.

I.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comprender procedimientos alternativos para el diseño de infraestructura de puentes basados en el método de los desplazamientos.
- Combinar criterios de diseño sísmicos de AASHTO con las buenas prácticas nacionales (MC-V3, NCh2745) para lograr un diseño de puente con junta de dilatación.
- Aplicar lo aprendido a un ejemplo práctico, cuando no existen códigos prescriptivos nacionales en esta materia, pretendiendo servir de aporte al estado de la práctica.

I.3 CASO DE ESTUDIO

El caso analizado, corresponde al encaje realizado de un paso inferior de 3 vanos de 36 [m], considerado como puente esencial, regular, con junta de dilatación en estribos y continuidad de losa como se muestran en Figura I-1. La cepa considera un diseño tipo martillo con altura de columna de 10 [m]

Según 3.1003.102(1) de MC-V3, las distancias libres en sentido vertical o gálibos deben ser como mínimo de 5.0 [m] sobre todo en el ancho utilizable de la plataforma (calzada, bermas y pasillos).

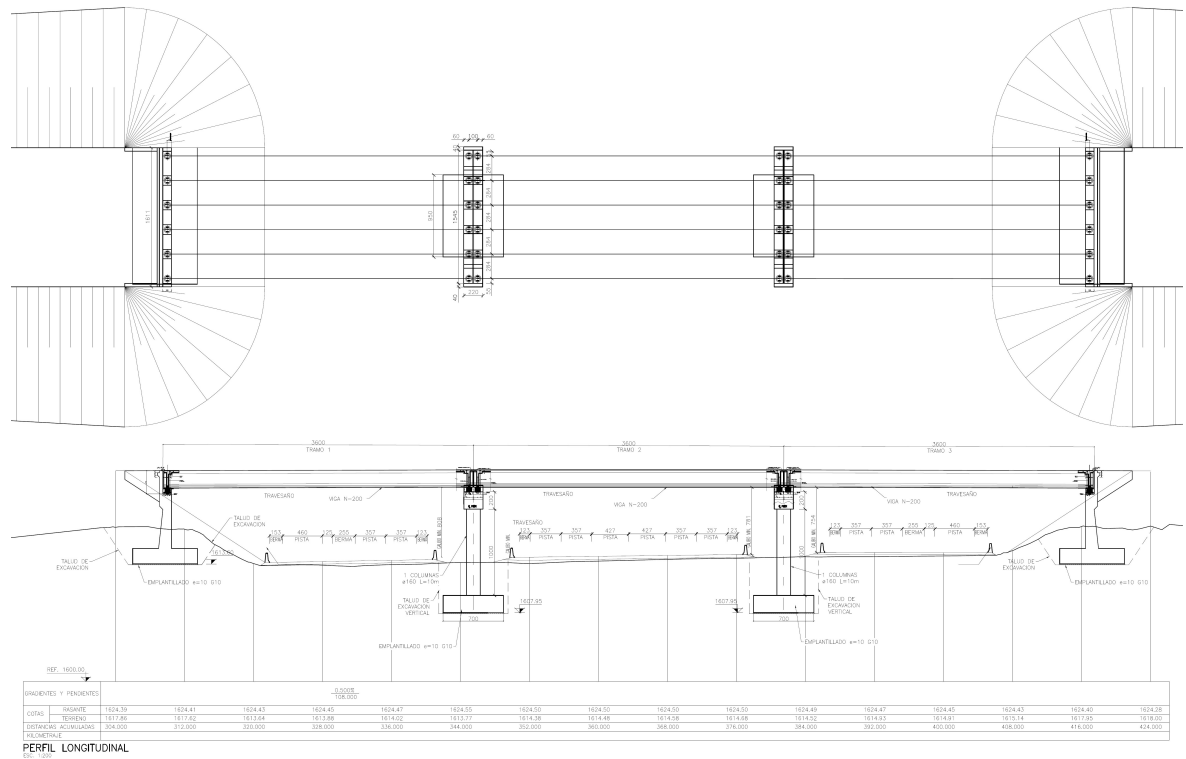


Figura I-1: Planta y elevación general del puente
(Elaboración propia)

I.3.1 Requerimientos de análisis según AASHTO

Según 4.2. de [9], los requerimientos mínimos de análisis, se indican en la Tabla I-1, según el caso de estudio se confirma el uso de ESA y de EDA.

Tabla I-1: Aplicación de métodos para análisis de la demanda de desplazamiento [9]

PARAMETER	ANALYSIS METHOD		
	ESA	EDA	NTHA
Maximum bridge length	1000 ft	3000 ft ^{*1}	No restriction
Maximum skew angle	30°	No restriction	No restriction
Maximum bearing difference between supports	5°	20°	No restriction

^{*1} The maximum bridge length requirement shall not apply when EDA is used for viaducts with repeating frame systems and geometry.

I.3.2 Consideraciones de superestructura

Por simplicidad, para efectos de superestructura, el tablero se revisó considerando vigas pretensadas simplemente apoyadas.

Típicamente en Chile se utilizan losetas de continuidad, las cuales se diseñan pensadas en que funcionarán de forma fisurada, la que otorga continuidad al tablero, pero permite que las vigas funcionen rotuladas sin generar un momento negativo en el tablero.

– Tablero

La estructura se emplaza en recta y sin pendientes. El tablero es de hormigón armado de 20 cm de espesor soportado por 6 vigas principales de hormigón pretensado de sección I y de 2,00 metros de canto.

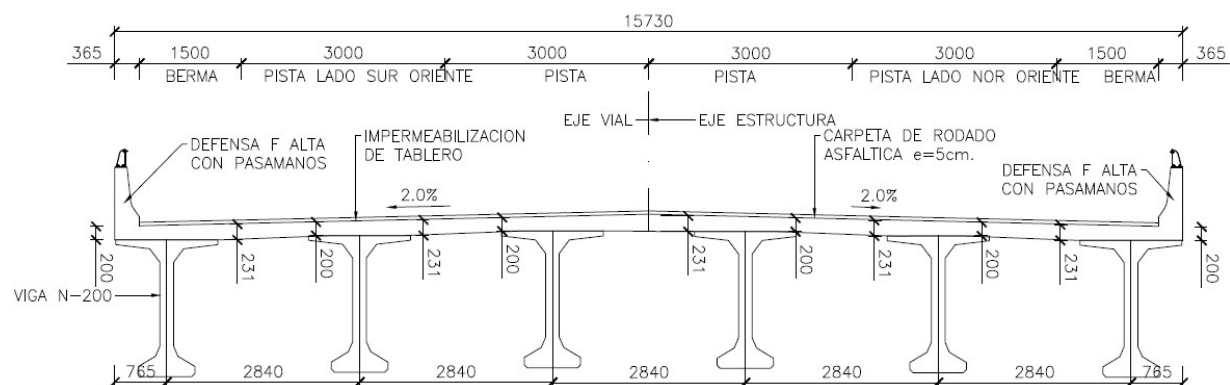


Figura I-2: Configuración del tablero
(Elaboración propia).

— Viga de hormigón pretensada

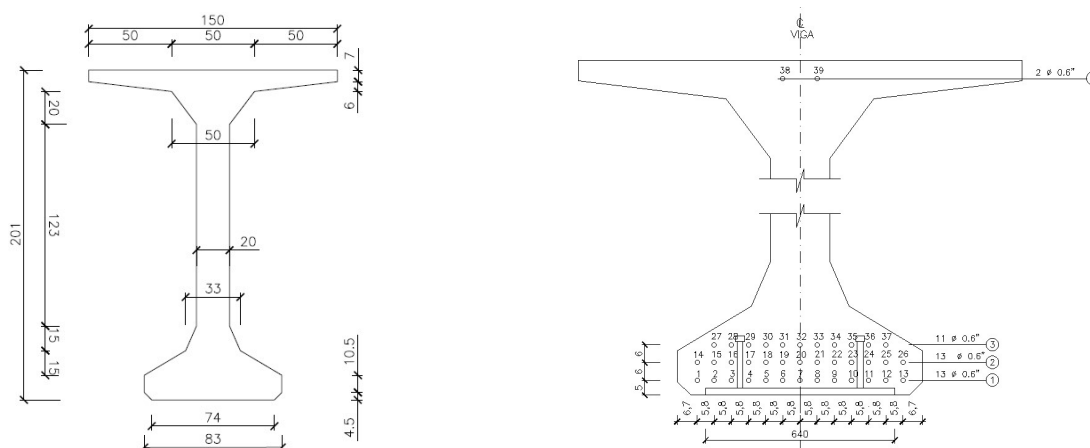


Figura I-3: Geometría de sección y disposición de cables de pretensado
(Elaboración propia).

— Travesaño

Se considera travesaños extremos (sobre cada eje de apoyo) y en el centro del vano, tal como se menciona en punto 6. de Anexo 3.1000-A de MC-V3. El espesor mínimo de los travesaños es de 25 [cm] y se une monolíticamente a la losa superior.

El eje del travesaño extremo coincide con el eje de apoyo de las vigas, como se muestra en Figura I-4.

I.3.3 Consideraciones de infraestructura

a) Placas de apoyo

Según 12.2 de [2], las especificaciones y detalles mínimos de las placas de apoyo, que se debe tener en cuenta al momento del dimensionamiento son:

- El recubrimiento mínimo lateral para las placas internas de acero debe ser de 10 [mm], debido al impacto de ozono sobre el caucho y los rayos ultra violeta.
- Para evitar el despegue del vulcanizado durante un desplazamiento lateral, es recomendable considerar una placa externa (de recubrimiento) superior e inferior de al menos 22 [mm]. Estas placas deben tener perforaciones con hilo interior para poder conectarse a través de pernos o tornillos a una placa de anclaje superior e inferior.
- Todas las placas de apoyo deberán ser ancladas a la infraestructura y a la viga respectiva.

Según 12.5 de Anexo 3-1000-A de MC-V3, cuando los desplazamientos sísmicos en las placas de apoyo sean mayores a 8 [cm], se deberá utilizar placas fabricadas con goma natural más compuestos adicionales de bajo amortiguamiento, en reemplazo de las placas de neopreno, con el fin de garantizar el comportamiento sísmico de las placas frente a los desplazamientos de diseño.

Según Anexo 3-1000-A de MC-V3, los aisladores sísmicos, tales como los HDR y los LRB, debe garantizar amortiguamientos $\xi \geq 10\%$.

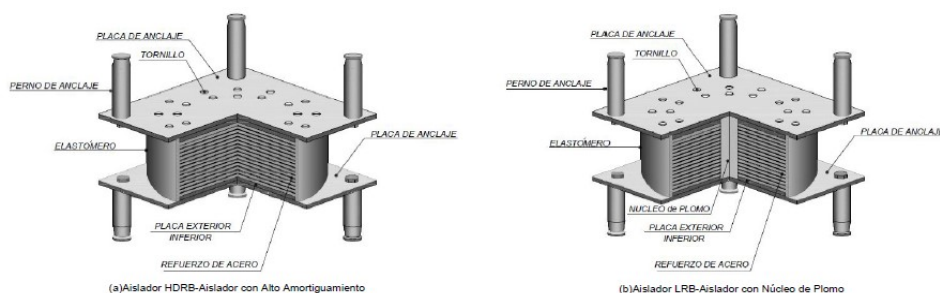


Figura I-6: Ejemplo de aisladores sísmicos circulares HDR y LRB, [2]

Con respecto a los anclajes de las placas de apoyo, según [2], todas las placas de apoyo deberán ser ancladas a la infraestructura y a la viga respectiva

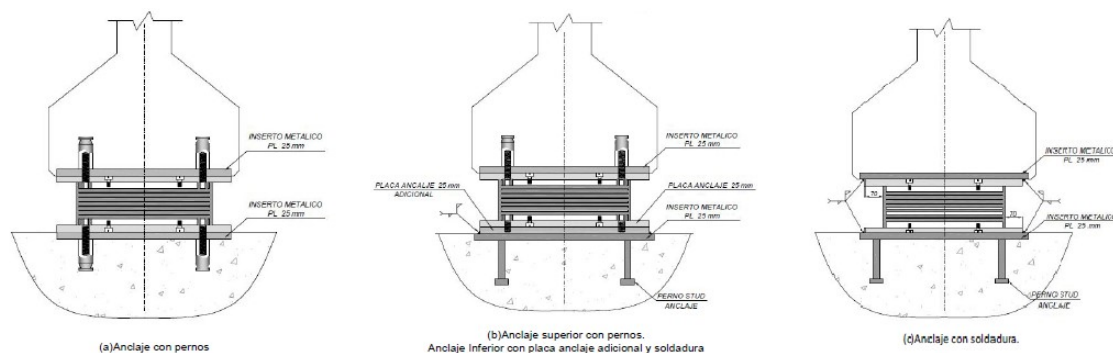


Figura I-7: Ejemplo de anclaje en placas circulares, [2]

La distancia mínima entre el eje del perno de anclaje del inserto metálico al borde de la mesa de apoyo debe ser como mínimo:

$$S \geq 0.2 + 0.005 \cdot L_{vano} \quad \rightarrow \quad S \geq 38 \text{ [cm]}$$

Dónde:

S = Distancia entre el eje del perno de anclaje del inserto metálico y el borde de la mesa de apoyo [m].

L_{vano} = Longitud del vano [m].

En el caso de los puentes esviados o curvos S debe ser medida en la dirección en la cual se obtiene la mínima distancia con el borde de la mesa de apoyo, de acuerdo a lo mostrado en la Figura I-8 siguiente:

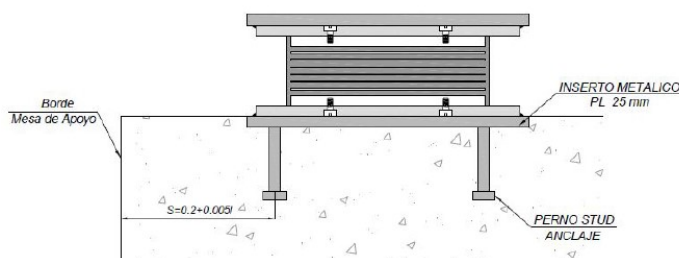


Figura I-8: Distancia mínima del perno de anclaje al borde de la mesa de apoyo, [2]

b) Cepas

- Tipos de cabezal en cepa

Se utiliza cabezal de cepa suelto (*Drop bent cap*)

- Mesa de apoyo (ancho mínimo de viga cabezal)

Según [2], considera longitud de mesas de apoyo de acuerdo a las exigencias y recomendaciones incluidas en los nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes de la Dirección de Vialidad (Anexo A, V-3 de MC).

$$S_E \geq 0.7 + 0.005L \quad \rightarrow \quad 0.7 + 0.005 \cdot 36 = 0.88 [m]$$

Pero, según [9], el ancho mínimo de la viga cabezal requerido para una adecuada transferencia de corte, se especifica en la siguiente ecuación:

$$B_{cap} \geq D_c + 600 [mm] \quad \therefore B_{cap} = 2.20 [m]$$

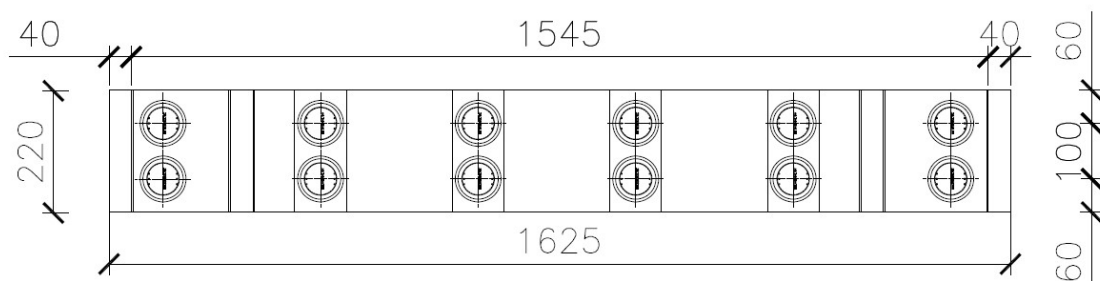


Figura I-9: Dimensiones mesa de apoyo en cepa
(Elaboración propia).

- Altura de dintel o viga cabezal

La altura del cabezal, será proporcionada para cumplir los requerimientos siguientes:

$$\begin{cases} 0.7 \leq \frac{D_c}{D_s} \leq 1.0 ; & \text{Superestructura sin cabezal de cepa suelto} \\ \frac{D_c}{D_s} \leq 1.0 & ; \text{Superestructura con cabezal de cepa suelto} \end{cases}$$

Para el dimensionamiento de las vigas cabezales se debe garantizar un comportamiento elástico lineal durante el terremoto.

En el DSBD se aplica un factor de sobrerresistencia (típicamente $\lambda_{mo} = 1.2$) al momento plástico de las columnas y se usa en el diseño de las vigas cabezales. La intención de usar fuerzas sísmicas no reducidas o momentos mayorados transferidos a las vigas cabezales es asegurar un comportamiento lineal-elástico de la viga cabezal, que se consideran elementos de capacidad protegida (*Capacity Protected Member*).

El canto total de la viga cabezal, se calcula como: $H_{cap} \geq 1.25 \cdot H_p$, en que H_p es la altura de bolsillo en la viga cabezal y se define como:

$$H_p = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.25 \cdot D_c \\ 24.0 \cdot d_b \end{array} \right\}$$

- Longitud de desarrollo mínimo del refuerzo longitudinal en viga cabezal y en fundaciones.

El refuerzo longitudinal en elementos sismorresistentes se extenderá en vigas y zapatas lo más cerca posible de la superficie superior de la viga y la superficie inferior de la zapata. A excepción de la losa de puentes en superestructuras, la longitud mínima de barras longitudinales rectas y en forma de gancho extendidas en vigas cabezales y zapatas se tomará como se muestra en Tabla I-2:

Tabla I-2: Longitud de desarrollo de las barras, según [19]

Development length $l_d = (\text{table value}) \times \text{bar diameter } (d_b)$

C or S	Longitudinal/Main bars in:	Embedded into/ Extended within	STRAIGHT	HOOK	HEADED ¹ (Full size)	INSTRUCTIONS
S	Columns	Bent caps and footings	24	19	18 ²	Extend to bottom of top deck reinf. (avoid prestress ducts, etc.)
	Walls	Bent caps, footings	24	19	18 ³	-
	Pile Extensions and walls	Slab bridge	24	19	11 ⁴	Touch bottom of top steel in slab
C	Bent Caps	Bent caps	24	19	14	-
C	Footings	Footings	24	19	14	-
C	In-span hinges	In-span hinges	24	19	14	-

C = Capacity Protected

S = Seismic Critical

- Confinamiento a través de la longitud de desarrollo

El refuerzo longitudinal en los elementos sismorresistentes se limitará a lo largo de la longitud de desarrollo, l_{ac} por cercos (aros transversales) o zunchos (espirales) con la misma relación volumétrica que la requerida en la parte superior o inferior, según corresponda.

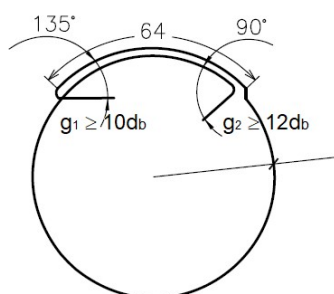


Figura I-10: Detalle de trabas y ganchos sísmicos, según [2]

- Tipos de conexión para vigas prefabricadas

La conexión usada en este caso, se muestra en la Figura I-11 a continuación:

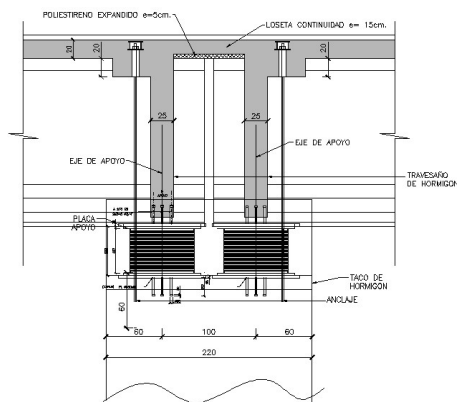


Figura I-11: Tipo de conexión utilizada en el caso de estudio

Se deben mostrar una secuencia apropiada de vertido de la plataforma para evitar un momento negativo excesivo en las juntas que podría ocurrir si las juntas del cabezal de la cepa se vuelven integral antes de verter la plataforma. Alternativamente, la junta puede estar diseñada para acomodar grandes momentos negativos a partir de las fases constructivas.

El refuerzo inferior requerido (fondo de la viga) para resistir el momento positivo se coloca durante el vaciado de las vigas prefabricadas. El refuerzo superior requerido se coloca en la losa superior y se hormigona in situ en el sitio del puente.

La conexión anterior se materializa mediante loseta de continuidad (ver Figura I-11, derecha). En este caso, la loseta no transmite momento a través de la unión de la infraestructura a la superestructura.

– Columnas

Se adopta un esquema de cepa tipo martillo que se muestra en la Figura I-12. Los diámetros de las columnas circulares, D_c se escogen respecto a la altura de la superestructura (con viga cabezal de cepa suelto), D_s y también respecto del canto D_{ftg} de la fundación, satisfaciendo las siguientes relaciones de aspecto:

$$\begin{cases} 0.7 \leq \frac{D_c}{D_s} \leq 1.0 ; & \text{Superestructura sin cabezal de cepa suelto} \\ \frac{D_c}{D_s} \leq 1.0 & ; \text{Superestructura con cabezal de cepa suelto} \end{cases}$$

$$0.7 \leq \frac{D_{ftg}}{D_c} \quad ; \quad \frac{\text{espesor}}{\text{columna}}, \text{relación de aspecto para dimensionamiento de zapata – columna}$$

$$\frac{L_{ftg}}{D_{ftg}} \leq 2.2 \quad ; \quad \frac{\text{longitud}}{\text{espesor}}, \text{relación de aspecto para dimensionamiento de zapata rígida}$$

Para verificar que el diámetro de columna D_c sea el adecuado se revisan las tensiones,. Los requerimientos del refuerzo en la zona de la rótula plástica están dados en d).

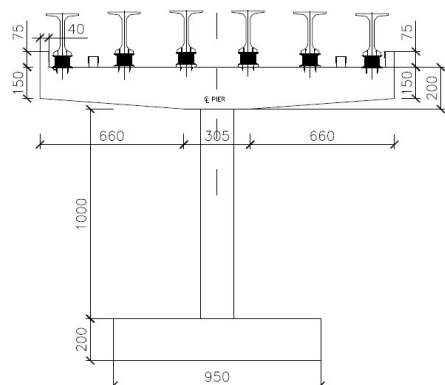


Figura I-12: Esquema cepa tipo Martillo

– Fundación de cepa

La capacidad de la fundación para resistir las acciones laterales producidas durante un sismo depende de las fuerzas axiales, del tamaño de la fundación y de la interacción de la zapata con el suelo.

La situación deseable es que el sistema zapata-suelo permanezca elástico o muy cercano, mientras las deformaciones no lineales ocurren en la base de la columna. Si la fundación no tiene la capacidad suficiente, entonces se producirá algún tipo de falla ya sea en la zapata o en el suelo, antes que la columna alcance el rango no lineal.

Es deseable entonces realizar un diseño por capacidad para evitar la falla de la fundación antes que la columna. Sin embargo, la estimación de la capacidad última de la fundación es un proceso bastante difícil ya que el estado último del suelo está definido tanto por su capacidad resistente como por la necesidad de limitar las deformaciones y giros transmitidos a la estructura.

* Dimensionamiento de zapatas

La tensión de contacto neta admisible para las zapatas aisladas se toma como la tensión de apoyo neta de la zapata sobre el área efectiva de la zapata debido a la combinación de carga de Servicio I que da como resultado un asentamiento estimado del suelo de fundación igual al asentamiento admisible especificado en el apoyo. La zapata superficial se ubica y se dimensiona de manera que la tensión neta de trabajo debido a la combinación de carga de Servicio I no exceda la tensión de contacto neta admisible específica en el apoyo. La tensión de contacto neta admisible, se considera igual a $28.7 \text{ [tonf/m}^2\text{]}$.

El asentamiento admisible (total) para un apoyo de puente es el máximo asentamiento tolerable debido a la combinación de carga de Servicio-I de acuerdo con 10.5.2.2 de [17]. En este trabajo, el asentamiento permisible será asumido como 2.5 [cm] o 5.0 [cm], de acuerdo con MTD 4-1.

* Cargas de diseño

Las fuerzas de corte factorizadas (V_x y V_y), las fuerzas axiales de la columna (P) y los momentos flectores (M_x y M_y) resultantes del análisis estructural generalmente se informan en la base de la columna y deben transferirse al fondo de la zapata para calcular las tensiones de trabajo. Por lo tanto, el momento resultante en la base de las columnas debe modificarse para incluir el momento adicional causado por la transferencia de la fuerza de corte. El momento modificado en un formato genérico se puede escribir como $M + (V \times d_{\text{footing}})$, donde d_{footing} es la profundidad real de la base.

* Verificación de capacidad

Para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo, el requerimiento de diseño se escribe como:

$$q_{g,u} \leq q_R ; \text{ para zapata en suelo}$$

Dónde:

$q_{g,u}$ = Tensión de trabajo bruta calculada calculado en base a una distribución uniforme del esfuerzo para zapatas en suelo.

q_R = Tensión de resistencia nominal bruta minorada proporcionada por el diseño geotécnico = $\phi_b q_n$.

q_n = Tensión de resistencia nominal bruta.

ϕ_b = Factor de resistencia

* Límites de excentricidad

Los límites de excentricidad, se pueden ver en Tabla I-3, según Table 15.6-1 de [5]

Tabla I-3: Límites de excentricidad

Limit State	Footings on Soil	Footings on Rock	AASHTO Article Number
Service	$B/6$ or $L/6$	$B/4$ or $L/4$	10.5.2.2
Extreme Event (Seismic) $\gamma_{EQ} = 0$	$B/3$ or $L/3$	$B/3$ or $L/3$	10.6.4.2 and 11.6.5.1
Extreme Event (Seismic) $\gamma_{EQ} = 1.0$	$2B/5$ or $2L/5$	$2B/5$ or $2L/5$	10.6.4.2 and 11.6.5.1

Valores similares se especifican en las versiones de AASHTO más recientes.

* Verificación de deslizamiento

La fuerza de corte que actúa en la interfaz de la zapata y el suelo se debe calcular y comparar con la resistencia nominal al deslizamiento factorizada especificada como:

$$R_R = \phi R_n = \phi_\tau R_\tau + \phi_{ep} R_{ep}$$

La contribución de la presión pasiva del suelo (segundo término) es generalmente insignificante y la ecuación se resume a $R_R = \phi R_n = \phi_\tau R_\tau$. Para suelos sin cohesión, se tiene:

$$R_\tau = V \tan(\delta)$$

Dónde:

R_τ = Resistencia de deslizamiento nominal entre suelo y hormigón.

V = Fuerza total que actúa perpendicular a la interfaz.

δ = Ángulo de fricción en la interfaz de la zapata y el suelo = ϕ_f , ángulo de fricción interna del suelo drenado para hormigón vertido in-situ contra el suelo (grado).

ϕ_τ = factor de resistencia contra deslizamiento = 0.8 para hormigón vertido in-situ contra arena.

La distribución de presiones que el suelo ejerce sobre la fundación (como reacción a las cargas que ésta le transmite) es muy variable y es muy sensible a las rigideces relativas del suelo con la fundación y a las características propias de la estructura del suelo.

Típicamente en la práctica estructural, para el diseño, se utilizan ábacos y cartas en textos como Jimenez Montoya, Bowles, AASHTO [5], como se muestra en la Figura I-13 a continuación.

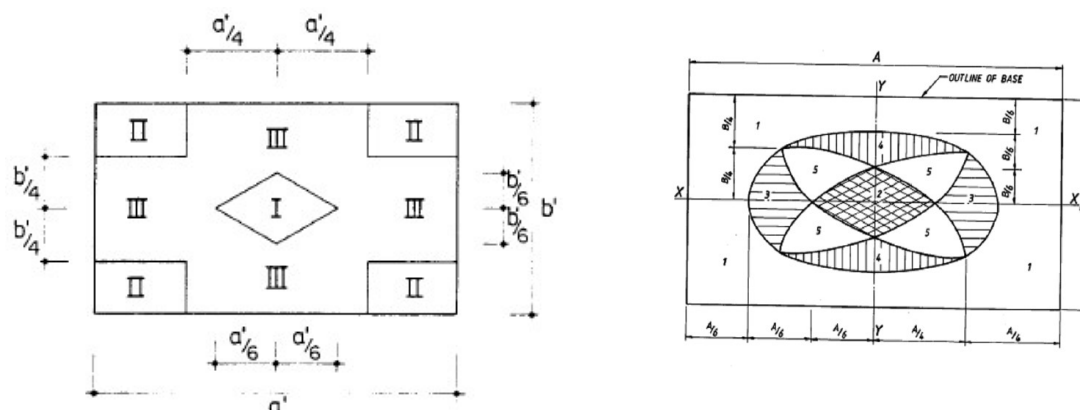


Figura I-13: Distribución de presiones que el suelo ejerce sobre la fundación, [22]

Una solución más precisa se logra mediante un modelo en que el suelo se considera como un espacio semi-infinito homogéneo, isotrópico y de comportamiento lineal, bajo una zapata infinitamente rígida, como lo muestran los modelos de elementos finitos o diferencias finitas.

Como alternativa, podemos representar las propiedades del suelo a través de un resorte horizontal, vertical y torsional, dado por un coeficiente de balasto que reemplace las propiedades del suelo como se muestra en la Figura I-15:

A partir de la incorporación de la rigidez de la zapata en el modelo, resulta sencillo determinar mediante ley de hook $k_\theta = M/\theta$, la rigidez torsional elástica equivalente capaz de transmitir el apoyo a la estructura y con esto llevarlo al modelo global del puente para cada dirección del desplazamiento y rotación (siempre y cuando se quisiera modelar, en este trabajo no se considera la rigidez de la zapata en la modelación de la estructura).

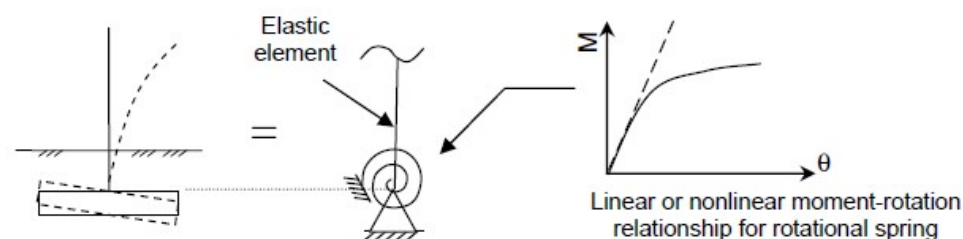


Figura I-14: Representación no lineal con adecuada resistencia lateral del suelo, [21]

c) Estribos

– Mesa de apoyo

Los cabezales no integrales que soportan superestructuras con juntas de expansión deberán tener suficiente ancho para evitar que se suelte la superestructura.

Según [2], los nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes de la Dirección de Vialidad (Anexo A, de MC-V3), se tiene:

$$S_E = 0.88 [m] \quad \rightarrow \quad 1.0 [m]$$

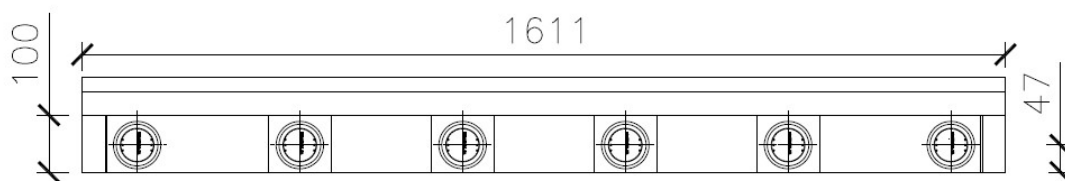


Figura I-15: Dimensiones mesa de apoyo en estribo

– Caso lineal

Al contar en ambos extremos del tablero estribos con junta de dilatación. En el pre diseño de los soportes, no se considera que exista choque del tablero con el espaldar, por lo que, no se consideran estribos en el modelo estructural del puente para el análisis espectral multimodal. Se debe procurar garantizar el comportamiento sísmico de las placas frente a los desplazamientos de diseño, para no limitar el desempeño de la misma.

II. METODOLOGÍA

II.1 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTO (DSBD)

Este método de diseño consiste en un chequeo de desplazamientos, el cual contrasta el desplazamiento de demanda con el de capacidad, y un análisis basado en análisis estáticos no lineales (pushover).

La metodología presentada, se encuentra basado en el la *Guía Sísmica AASHTO*.

(a) Displacement Approach

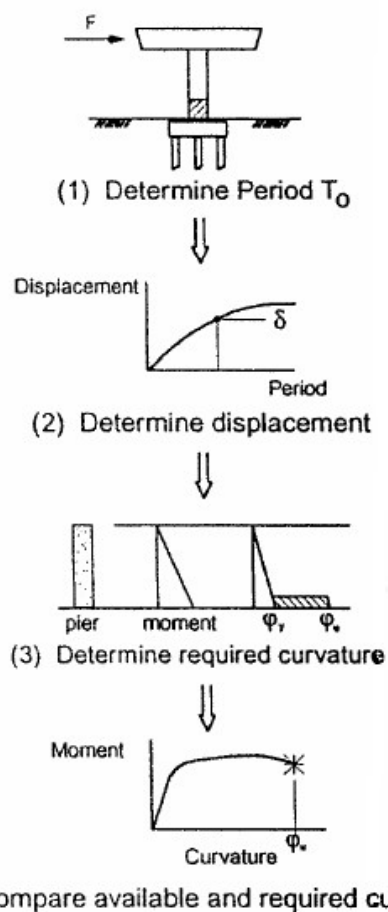


Figura II-1: Esquema de DSBD, Enfoque de desplazamiento [11]

Del esquema de la Figura II-1, se puede ver que el algoritmo de diseño es similar al DSBF, pero al incluir la deformación como solicitación, se puede notar que la información se procesa de manera diferente.

Se representa la no linealidad de la estructura mediante un análisis más costoso computacionalmente. Se utiliza un proceso iterativo mediante Newton-Rhapson para calibrar la fuerza que la deformación le impone a la estructura. Esto se realiza mediante análisis dinámico elástico y también mediante un análisis no lineal estático (Pushover).

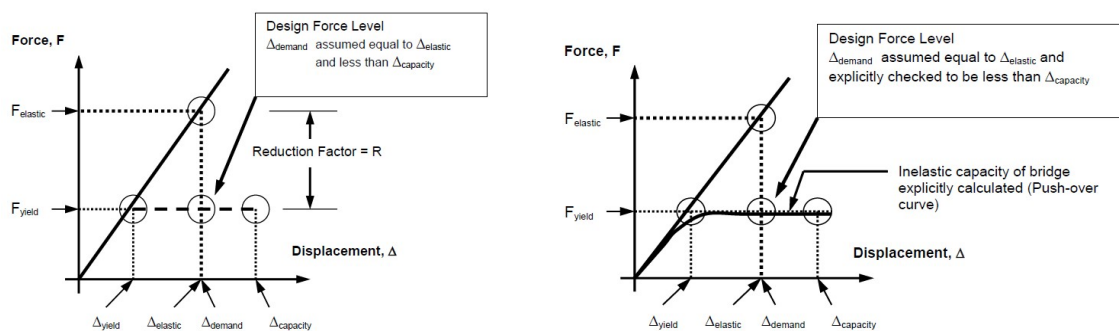


Figura II-2: Diferencia entre DSBF con DSBD, [14]

La *Guía Sísmica* AASHTO, difiere de los procedimientos de AASHTO LRFD, en el uso del tradicional factor R del método basado en fuerzas. En el DSBD, no existe coeficiente de modificación de respuesta y se elimina el concepto de modificador de carga definido en la ecuación de diseño de AASHTO LRFD, dado que la no linealidad se verifica explícitamente a partir del análisis Pushover.

De la Figura II-2, se puede ver que a través de un análisis lineal, se obtiene el desplazamiento de demanda, que se asume igual al desplazamiento elástico por la regla de igual desplazamiento y se compara explícitamente que sea menor que la capacidad de desplazamiento de la estructura (obtenido del análisis NL estático Pushover).

La *Guía Sísmica* AASHTO, considera cuatro categorías del diseño sísmico (SDC)

II.1.1 Categorías de diseño sísmico

a) SDC A:

$$S_{DI} < 0.15$$

No se necesita evaluar la capacidad de desplazamientos.

No requiere evaluación de licuación de suelos.

No se requiere análisis sísmico

b) SDC B:

$$0.15 < S_{DI} < 0.30$$

Evaluar la capacidad. Se requiere algo de detallado sísmico (refuerzo)

Evaluar licuación para ciertas condiciones

Análisis dinámico elástico para calcular la demanda

c) SDC C:

$$0.30 < S_{DI} < 0.50$$

Evaluar la capacidad de desplazamientos. Se requiere diseñar la capacidad

Detallado sísmico del refuerzo

Evaluación de licuación (siempre)

Análisis dinámico elástico para calcular la demanda

d) SDC D

$$0.50 < S_{DI}$$

Diseño de la capacidad. Se requiere detallado sísmico del refuerzo.

Se requiere evaluación de licuación.

Análisis dinámico elástico para calcular la demanda

Se requiere análisis Pushover para calcular la capacidad de diseño.

Se requiere calcular ductilidad de cada elemento

Considera tres tipos de sistemas estructurales de puentes para resistir sismos.

II.1.2 Sistemas estructurales sismorresistentes

La metodología puede basarse en tres estrategias de diseño sísmico global utilizadas en DSBD en función de las características de comportamiento esperadas del sistema de puente, e incluyen:

a) Tipo 1: Infraestructura dúctil con superestructura esencialmente elástica:

Esta categoría incluye rótulas plásticas convencionales en columnas y muros y estribos que limitan las fuerzas de inercia mediante la movilización total de la resistencia pasiva del suelo. También se incluyen las fundaciones que pueden limitar las fuerzas de inercia mediante rótulas en el suelo, tales como pilotes inclinados y estribos integrales sobre pilotes (Formación de rótulas plásticas en lugares con acceso para inspección y reparación).

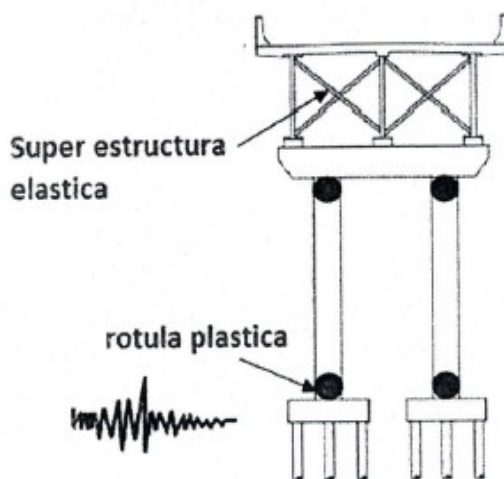


Figura II-3: Esquema tipo 1, [14]

b) Tipo 2: Infraestructura esencialmente elástica con superestructura dúctil:

Esta categoría se aplica solo a las superestructuras de acero y la ductilidad se logra mediante elementos dúctiles en los marcos transversales de la cepa

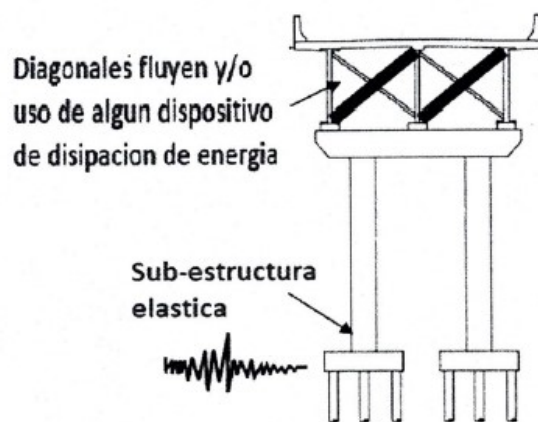


Figura II-4: Esquema tipo 2, [14]

c) Tipo 3: Infraestructura y superestructura elástica con un mecanismo de fusible entre interfases de superestructura con infraestructura:

Esta categoría incluye estructuras sísmicamente aisladas y estructuras en las que se utilizan dispositivos de disipación de energía suplementarios, como amortiguadores, para controlar las fuerzas de inercia transferidas entre la superestructura a la subestructura.

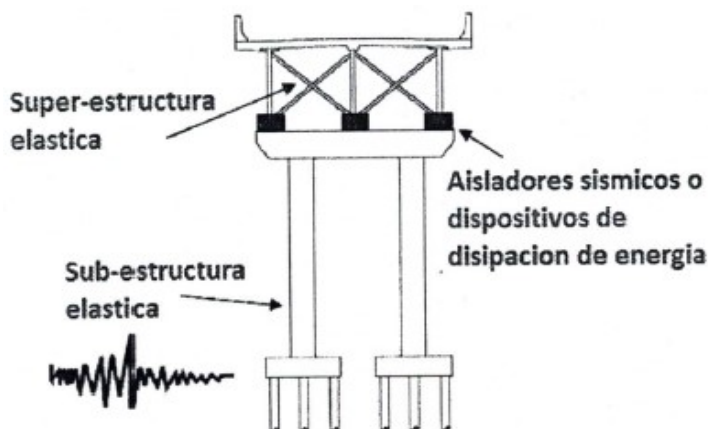


Figura II-5: Esquema tipo 3, [14]

El caso de estudio corresponde a sistema estructural sismorresistente tipo 3.

II.1.3 Factores de carga y resistencia

Para todos los cálculos relacionados con el sismo, se utilizarán los siguientes factores:

- Factor de resistencia a flexión, $\phi = 1.0$
- Factor de resistencia al corte, $\phi = 1.0$
- Factor de carga para carga muerta = 1.0
- Factor de carga para carga viva = 0

Para el cálculo del dimensionamiento de fundación superficial, se utilizan los factores de resistencia que se especifica en Tabla II-1

Tabla II-1: Factores de resistencia para fundaciones superficiales en estado límite de resistencia, [3]

		Method/Soil/Condition	Resistance Factor
Bearing Resistance	ϕ_b	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>CPT</i>	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>SPT</i>	0.45
		Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils	0.45
		Footings on rock	0.45
		Plate Load Test	0.55
Sliding	ϕ_r	Precast concrete placed on sand	0.90
		Cast-in-Place Concrete on sand	0.80
		Cast-in-Place or precast Concrete on Clay	0.85
		Soil on soil	0.90
	ϕ_{ep}	Passive earth pressure component of sliding resistance	0.50

De la Tabla II-1, se adoptan los valores:

$$\phi_b = 0.45$$

$$\phi_t = 0.80$$

Factor de resistencia: Fundaciones superficiales en estado límite de evento extremo

$$\phi_b = 0.80$$

$$\phi_t = 1.00$$

II.1.4 Diseño por capacidad de elementos estructurales

El diseño por capacidad requiere que aquellos componentes que no participan como parte del sistema de disipación de energía primaria, deban estar protegidos. Los componentes incluyen la superestructura, uniones y vigas cabezales, fundaciones y pilotes. Esta protección se logra asegurando que el momento máximo y corte de rótulas plásticas en la columna puedan ser resistida elásticamente por los elementos contiguos.

- a) Demanda de desplazamiento de estructura/ capacidad en SDC B, C y D

Para SDC B, C y D, cada puente debe satisfacer: $\Delta_D^L < \Delta_C^L$

En que:

Δ_D^L = Demanda de desplazamiento tomado a lo largo del eje principal local de los elementos dúctiles

Δ_C^L = Capacidad de desplazamiento tomado a lo largo del eje principal local correspondiente a Δ_n^L del elemento dúctil según lo determinado en el artículo 4.8.1 para SDC B y C y de acuerdo con Artículo 4.8.2 para SDC D de [1].

- b) Requisitos de ductilidad en elementos para SDC D

Además de los requisitos anteriores (artículo 4.8 de [1]), la demanda de ductilidad de los elementos locales, μ_D , deberá satisfacer:

Para cepas de columna individual

$$\mu_D \leq 5$$

En que:

$$\mu_D = 1 + \frac{\Delta_{pd}}{\Delta_{yi}}$$

Dónde:

Δ_{pd} = Demanda de desplazamiento plástico

Δ_{yi} = Desplazamiento de fluencia idealizado, correspondiente a la curvatura de fluencia idealizada, ϕ_{yi} (diagrama M- ϕ elastoplástico).

c) Demanda de corte y capacidad para SDC B, C y D

La demanda de corte para una columna, V_u en SDC B se determina como el menor de:

- La fuerza obtenida de un análisis sísmico lineal elástico
- La fuerza V_{po} , correspondiente a la rótula plástica de la columna que incluye un factor de sobrerresistencia.

La demanda de corte para una columna, V_u en SDC C o D, puede determinarse basado en la fuerza V_{po} , asociado al aumento de sobrerresistencia λ_{mo} , definido en 8.5 de [1].

La capacidad de resistencia al corte de la columna dentro de la región de rótula plástica, se debe calcular en función de las resistencias nominales de las propiedades del material y debe satisfacer:

$$\phi_s \cdot V_n \geq V_u$$

En que:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n = Capacidad de corte nominal del elemento

V_c = Contribución de capacidad de corte del concreto según artículo 8.6.2 de [1]

V_s = Contribución de capacidad de corte de armadura de acero artículo 8.6.3 de [1]

Los factores de la resistencia al corte nominal para elementos fuera de la zona de rótula plástica como se define en el artículo 4.11.7 de [1], debe ser determinado de acuerdo a [3].

d) Región de rótula plástica en hormigón armado

Se formarán rótulas plásticas antes de cualquier otra falla, debido a sobrerresistencia o inestabilidad en la estructura general y/o en la fundación. Las rótulas plásticas solo se permitirán en lugares de columnas donde pueden ser fácilmente inspeccionadas y/o reparadas, como se describe en el artículo 3.3 de [1].

La capacidad de momento nominal esperada, M_{ne} , para la respuesta esencialmente elástica se basa en la resistencia del hormigón armado esperada cuando las deformaciones unitarias del concreto alcanzan una magnitud del 3‰.

Para determinar la demanda de fuerza del elemento con capacidad protegida conectados a elementos rotulados, se aplica un factor de sobrerresistencia λ_{mo} para la capacidad de momento plástico del elemento rotulado tal que $M_{po} = \lambda_{mo} \cdot M_p$

Donde:

M_p = Capacidad de momento plástico idealizado de elementos de hormigón armado basadas en las propiedades esperadas del material

M_{po} = Capacidad sobrerresistente del momento plástico

λ_{mo} = Factor de sobrerresistencia

$$\lambda_{mo} = \begin{cases} 1.2; & \text{Armadura ASTM A 706} \\ 1.4; & \text{Armadura Gr. 60 ASTM A 615} \end{cases}$$

El confinamiento lateral se proporciona en una columna sobre la zona de rótula plástica, L_{pr} . En que L_{pr} se tomará como el mayor valor de:

- 1.5 veces la dimensión de la sección transversal bruta en dirección de flexión
- La región de la columna donde el momento demanda supera el 75% del momento plástico máximo
- La longitud analítica de la rótula plástica L_p

e) Columnas individuales y cepas

La fuerza cortante de diseño y los momentos de las columnas en la superestructura, cabezal de cepa y la fundación se determinan para las dos direcciones principales de la columna y en la dirección débil de la cepa

Paso 1. Determinar la capacidad de momento de sobrerresistencia de la columna. Multiplicar el factor de sobrerresistencia por la capacidad de momento plástico o el momento nominal como se especifica en d). El momento nominal o capacidad de momento plástico del elemento se calcula usando la resistencia de fluencia esperada sometida a la carga muerta aplicada en la sección.

Paso 2. Usando los momentos de sobrerresistencia de la columna, se calcula la fuerza de corte de la columna asumiendo condición cuasi estática. El cortante se calcula como el mayor valor obtenido de:

- El momento de sobrerresistencia en la parte superior del acampanado y la parte superior de la base con la altura de columna apropiada
- El momento de sobrerresistencia tanto en la parte inferior del acampanado como en la parte superior de la base con la altura de columna reducida.

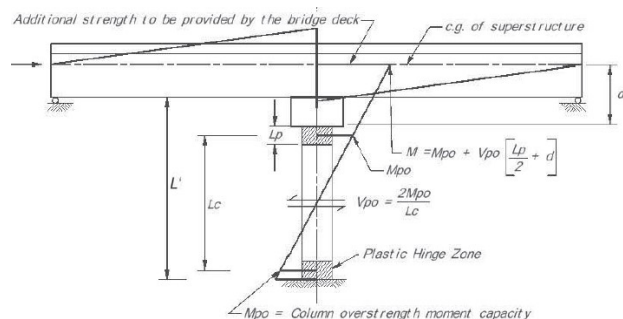


Figura II-6: Respuesta longitudinal para estribos no integrales [1]

Paso 3. Calcular la fuerza en la superestructura para la carga en dirección longitudinal y las fuerzas en la fundación para la carga longitudinal y transversal.

III. DESCRIPCIÓN DE SOLICITACIONES CONSIDERADAS

III.1 CARGAS PERMANENTES

III.1.1 Cargas permanentes (DC)

DC: Se define como peso propio de los elementos estructurales.

Hormigón armado: 2.5 [ton/m³].

Barrera alta tipo F: 0.65 [ton/m].

III.1.2 Cargas muertas de superficie de desgaste y utilidades (DW)

Se define como peso propio de los elementos no estructurales.

Pavimento: 2.4 [ton/m³].

III.1.3 Presión de tierra horizontal (EH)

La fuerza resultante de presión horizontal de tierra actuante en el estribo se obtiene de la siguiente manera:

Suponiendo del informe geotécnico:

$$K_a = 0.3, \gamma_s = 2.2 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \right]$$

Y considerando la altura del estribo como $H = 9.00$ [m], se tiene:

$$p(z) = K_a \cdot \gamma_s \cdot z$$

$$p(H) = 5.94 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$

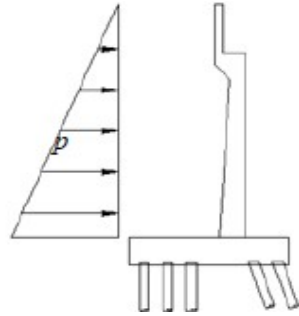


Figura III-1: Estribo con carga de presión de tierra horizontal, [8]

Este cálculo es necesario para determinar la demanda total de momento en la parte inferior del pie del estribo del muro.

$$\begin{aligned}
 w_{abut} &= d_w = 16.11 [m] && \text{Longitud del estribo} \\
 \sum F_x &= \int p(z) dz = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot z^2 && \text{Resultante de empuje} \\
 \sum F_x &= \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot z^2 = 26.73 \left[\frac{\text{tonf}}{m} \right] \\
 F_{total} &= \sum F_x \cdot w_{abut} = 430.62 [\text{tonf}] && \text{Fuerza total}
 \end{aligned}$$

Esta fuerza actúa a $H/3$ desde la cara superior de la fundación.

$$M_{base \text{ pie estribo}} = \frac{H}{3} \cdot F_{total} = 1291.86 [\text{tonf} \cdot m] \quad \text{Momento sobre la base del pie del muro}$$

III.1.4 Presión vertical de carga muerta del relleno (EV)

Para la altura de estribo sobre la fundación como $H = 9.0 [m]$, la presión de tierra vertical se determina:

$$\begin{aligned}
 \gamma_s &= 2.2 \left[\frac{\text{tonf}}{m^3} \right] && \text{Peso del relleno sobre el talón} \\
 L_{talón} &= 3.0 [m] && \text{Talón en la base del apoyo} \\
 w_{abut} &= d_w = 16.11 [m] \\
 EV &= L_{talón} \cdot w_{abut} \cdot H \cdot \gamma_s \\
 q_{EV} &= \frac{EV}{L_{talón}} = w_{abut} \cdot H \cdot \gamma_s && q_{EV} = 319.0 \left[\frac{\text{tonf}}{m} \right]
 \end{aligned}$$

III.1.5 Incremento de presión (ES)

Esta fuerza es el resultado de una concentración de carga o carga uniforme ubicada cerca de la parte superior de un muro de contención. Para el estribo, la losa de aproximación se considera una incremento de presión.

$$\Delta_p = K_a \cdot q_s$$

Se tiene:

$$\gamma_c = 2.4 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \right]$$

$$t = 0.25 \text{ [m]}$$

$$q_s = \gamma_c \cdot t = 0.6 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$

Espesor de losa de aproximación

$$\Delta_p = K_a \cdot q_s = 0.18 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$

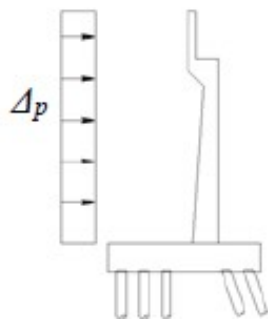


Figura III-2: Estribo con incremento de presión, [8]

III.2 CARGAS TRANSITORIAS

III.2.1 Cargas vivas (LL)

Carga de tándem: El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 11 [ton] con una separación de 1200 [mm]. La separación transversal de las ruedas es de 1800 [mm]. Se considera un incremento por carga dinámica según lo especificado en la AASHTO [3].

Carga de faja de diseño: La carga de faja consiste en una carga de 0.93 T/m, uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente, la faja se carga en un ancho de 3m. No se le aplica factor de amplificación dinámica.

Carga móvil en estribos:

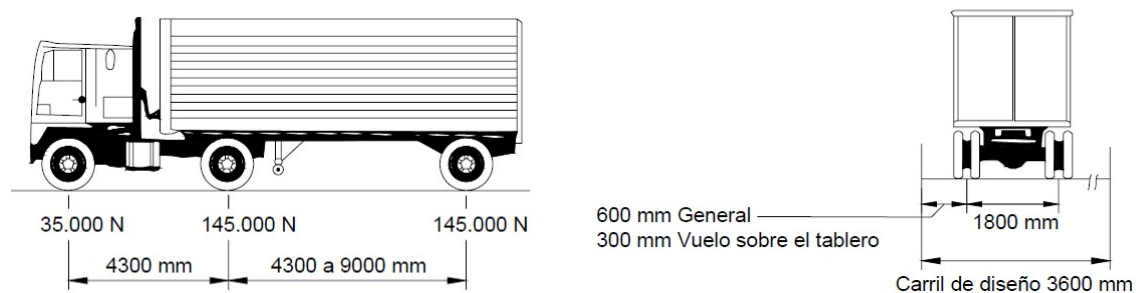


Figura III-3: Carga de camión HL-93, [3]

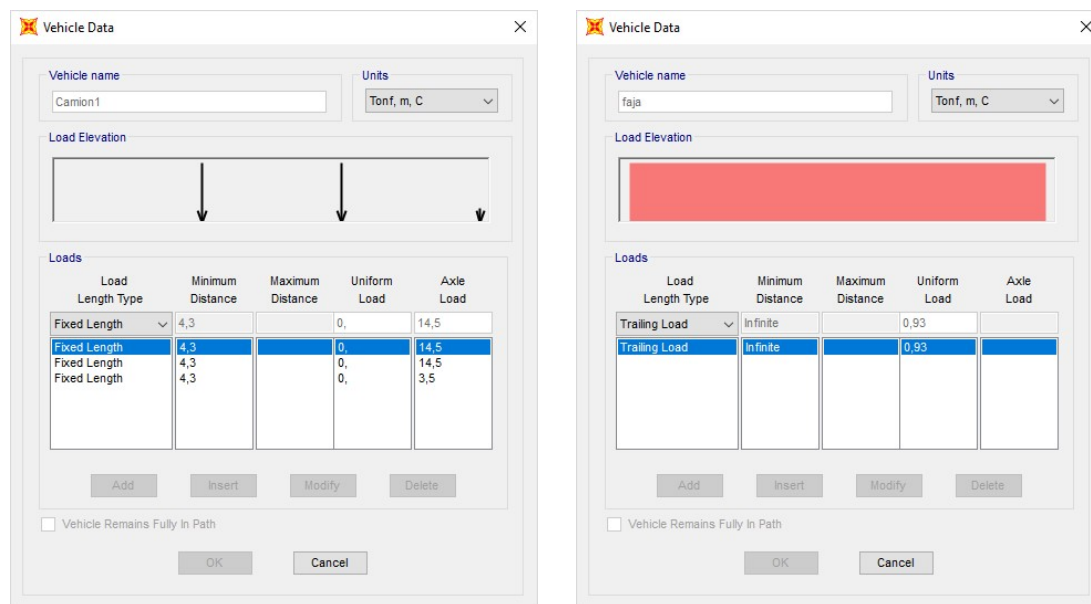
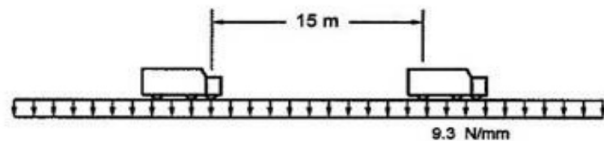


Figura III-4: Definición de HL-93 en SAP2000

(Elaboración propia)

Carga móvil en cepas: Según 3.6.1.3 de [3], para momentos negativos entre puntos de contra flexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de cepas se considera el 90% de la sollicitación debido a dos camiones de diseño separados como mínimo 15 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con el 90% de la sollicitación debido a la carga de la faja de diseño.

Para incorporar las reacciones en la cepa, se considera la siguiente condición



- **NEGATIVE MOMENT AND INTERIOR REACTIONS**
- **≥ 15 m**
- **FIXED WHEELBASE ON TRUCK = 4.3 m**
- **90%**

Figura III-5: Esquema para incorporar reacciones en la cepa [3], [4]

Captura de pantalla de la ventana "Vehicle Data" en SAP2000. Se muestra la configuración para un camión con el nombre "Camion11". Las unidades están configuradas como "Tonf, m, C". La elevación de la carga se muestra con flechas hacia abajo. La tabla de cargas está configurada con una longitud fija de 4.3 m y una carga por eje de 14.5.

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	4.3	0	0	14.5
Fixed Length	4.3	0	0	14.5
Fixed Length	4.3	0	0	3.5
Fixed Length	15	0	14.5	14.5
Fixed Length	4.3	0	0	14.5
Fixed Length	4.3	0	0	3.5

Figura III-6: Definición de carga móvil incorporada en modelo SAP2000 (1)
(Elaboración propia)

Captura de pantalla de la ventana "Load Case Data - Moving Load" en SAP2000. Se muestra la configuración para un caso de carga móvil con el nombre "LL(Cepa)". El tipo de caso de carga es "Moving Load". Se selecciona "Zero Initial Conditions - Unstressed State" para la rigidez. La tabla de cargas aplicadas muestra la asignación de la clase de vehículo "Camion11" a la escala de factor 1. La tabla de factores de escala de camino muestra factores de reducción de escala de 0.85 para los caminos 3 y 4. La fuente de masa está configurada como "MASA".

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Paths	Max Loaded Paths	Paths Loaded
1	Camion11	1	0	0	All

Number of Paths Loaded	Reduction Scale Factor
1	1
2	1
3	0.85
4	0.85

Figura III-7: Definición de carga móvil incorporada en modelo SAP2000 (2)
(Elaboración propia)

En la siguiente tabla, se presenta los distintos valores del factor de presencia múltiple expresado en AASHTO LRFD.

Tabla III-1: Factor de presencia múltiple, m , [3]

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

Luego, se realiza un modelo simplificado de los tramos que considera la estructura, identificando los puntos de cada apoyo, donde se considera la aplicación de la carga viva producto del camión.

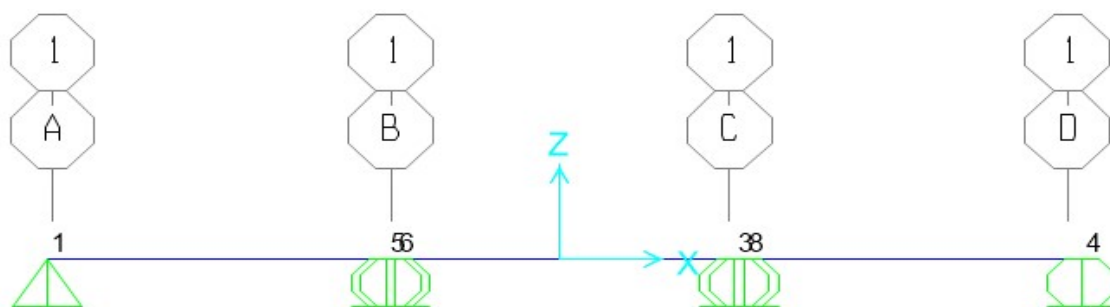


Figura III-8: Esquema de tramos del puente en estudio para cálculo de sobrecarga (Elaboración propia)

Los puntos máximos mostrados como F3 en la Tabla III-2, considera el 90% debido a la sollicitación móvil, solamente para los valores de las reacciones en las cepas. Para las reacciones en los estribos, se considera la carga completa de la sollicitación móvil.

Tabla III-2: Cálculo de carga solicitante en cepas y estribos

$$N = 6$$

Cepa 1 Camiones separados a 15m con Vehicle Live

TABLE: Joint	1 Camion	2 Camion	3 Camion	4 Camion	Máx	P
Joint	F3	F3	F3	F3	F3	F3/N
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf
5	85.76	142.93	182.24	185.81	167.23	27.87
6	-18.20	-30.33	-38.67	-39.42	-16.38	-2.73

Cepa 2 Camiones separados a 15m con Vehicle Live

TABLE: Joint	1 Camion	2 Camion	3 Camion	4 Camion	Máx	P
Joint	F3	F3	F3	F3	F3	F3/N
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf
3	22.38	37.29	47.55	48.48	43.63	7.27
8	20.23	33.72	42.99	43.83	39.45	6.58

Estribos 1 Camión sin Vehicle Live (SOLO Movil Load)

TABLE: Joint	1 Camion	2 Camion	3 Camion	4 Camion	Máx	P
Joint	F3	F3	F3	F3	F3	F3/N
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf
1	111.97	186.61	237.93	242.59	242.59	40.43
4	111.96	186.60	237.92	242.59	242.59	40.43

(Elaboración propia)

Para el estribo, se considera:

$$q_{LL} = \frac{LL}{w_{abut}} \quad q_{LL} = \frac{242.59 [tonf]}{16.11 [m]} = 15.06 \left[\frac{tonf}{m} \right]$$

III.2.2 Cargas por temperatura (TU)

Variación máxima de temperatura

$$\Delta T = 30^{\circ}C$$

$$\alpha_{horm} = 10.8 \cdot 10^{-6} [1/^{\circ}C]$$

Con lo que se tiene:

$$\varepsilon_{\Delta T} = \Delta L/L = \alpha_{horm} \cdot \Delta T = \pm 0.324 \left[\frac{mm}{m} \right]$$

III.2.3 Cargas por sismo (EQX o EQY)

La filosofía de diseño para estructuras aisladas de la NCh2745 define dos niveles sísmicos:

- Nivel sísmico de diseño (SDI)

El sismo de diseño coincide con el nivel utilizado comúnmente en el diseño de estructuras convencionales consistente con una $\mathbb{P}_{exc} = 10\%$ en 50 años (equivalente a $T_{retorno} \approx 475$ años).

- Nivel sísmico máximo posible (SMP).

El SMP corresponde al máximo nivel de movimiento del suelo que puede ocurrir dentro del marco geológico conocido y ha sido definido como el nivel que tiene un $\mathbb{P}_{exc} = 10\%$ en un periodo de retorno de 100 años. (equivalente a $T_{retorno} \approx 1000$ años).

Estos niveles de riesgo, que son consistentes con la tendencia mundial en los códigos de aislación sísmica [6], [7] y [12] (y concordantes con códigos como AASHTO [1]), son distintos a los utilizados en NCh433, lo que será reflejado a través de un espectro de diseño que difiere del contenido en dicha norma.

Según C5.b.3 de NCh2745, menciona que para el diseño de estructuras aisladas se requiere que el sistema de aislación sea capaz de sostener las deformaciones y cargas correspondientes al SMP sin falla. Análogamente, cualquier sistema que cruce la interfaz de aislación se debe diseñar para acomodar el desplazamiento correspondiente al SMP.

En la Figura III-9 se presenta el espectro de diseño de la norma NCh2745 para Zona 3 y Suelo B (color negro) y se muestra también un espectro elástico compatible en color azul. El registro sintético se utiliza para crear el espectro elástico compatible con el espectro de diseño y a partir de este, se realizan espectros inelásticos de amortiguamiento $\xi = 5\%$, para diferentes valores de ductilidad $\mu = 3$, $\mu = 5$ y $\mu = 10$, con el fin de conocer los espectros de desplazamiento para estas ductilidades.

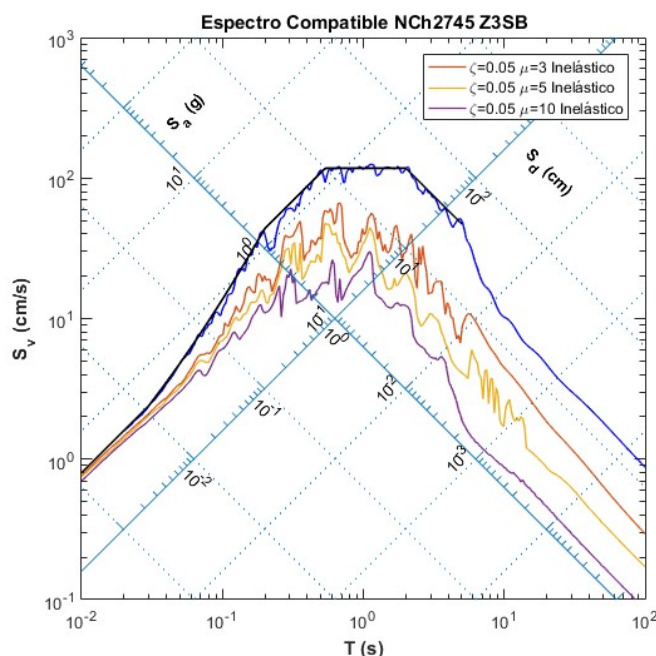


Figura III-9: Tripartito de espectro compatible con NCh2745 Z3SB

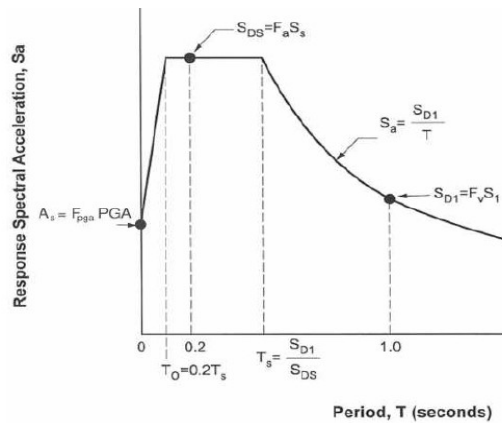
(Elaboración propia, a partir de registro sintético compatible con espectro de diseño NCh 2745).

El análisis muchas veces resulta más simple realizarlo a través de un método de análisis modal espectral lineal (AME) que a través de un análisis tiempo historia lineal (TH).

Es importante recordar que actualmente en el diseño típico de puentes Chilenos, se encuentra realizado con el espectro de diseño (SDI) del MC-V3, que no se encuentra bien definido en las zonas de grandes desplazamientos como se muestra en Figura III-11, es por esta razón que para este trabajo se privilegia el uso del espectro de la norma NCh2745 por sobre el espectro del MC-V3. Además el espectro de NCh2745, tiene un $P_{exc} = 10\%$ en 100 años (equivalente a $T_{retorno} \approx 1000$ años) y el que define AASHTO [1] y [3], corresponden a una $P_{exc} = 7\%$ en 75 años (equivalente $T_{retorno}$)., por tanto se podría considerarse extrapolable al caso Chileno.

El procedimiento general de AASHTO [1], utiliza los coeficientes de aceleración máxima del suelo (PGA) y los coeficientes de aceleración espectral de período corto y largo (S_s y S_1 respectivamente) para calcular el espectro como se especifica en Artículo 3.10.4 de [3].

Los valores de PGA, S_S y S_1 se determinan a partir de las Figuras 3.10.2.1-1 a 3.10.2.1-21 de [3] según corresponda.



$$A_s = F_{pga} \cdot PGA$$

$$S_{DS} = F_a \cdot S_s$$

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

Figura III-10: Espectro de diseño construido con el método de tres puntos, [3] y [4]

AASHTO [1] y [3], para la definición de su espectro de diseño considera efectos de sitio, según la clasificación de suelo, mediante coeficientes de amplificación de los valores espectrales

- * Coeficiente de sitio para la aceleración máxima del suelo (F_{PGA})
- * Coeficiente de sitio para rangos de período corto (F_a)
- * Coeficiente de sitio para rangos de período largo (F_v)

Donde:

$F_{pga} = 1.0$ Coeficiente de sitio para aceleración máxima del suelo

$F_a = 1.0$ Coeficiente de sitio para aceleración espectral de período corto ($T=0.2$ [s])

$F_v = 1.0$ Coeficiente de sitio para aceleración espectral de periodo largo ($T=1.0$ [s])

$PGA = 0.50$ Coeficiente de aceleración máxima de suelo en roca

$S_s = 1.40$ Coeficiente de aceleración espectral de período corto en Suelo B ($T=0.2$ [s])

$S_l = 0.75$ Coeficiente de aceleración espectral de periodo largo en Suelo B ($T=1.0$ [s])

Recordemos que estos parámetros, definidos en AASHTO [1] y [3], corresponden a una $P_{exc} = 7\%$ en 75 años (equivalente a Tretorno ≈ 1000 años).

En el caso Chileno, según MC-V3, el coeficiente de sitio, se podría ver representado como el coeficiente del suelo que se define en Tabla III-3 a continuación:

Tabla III-3: Coeficiente de suelo, según tipo de suelo, según [2]

Tipo de Suelo	S
I	0,9
II	1,0
III	1,2
IV	1,3

Tipo de estructura = Puentes y Estructuras Esenciales

CI = I 3.1004.305

Tipo de suelo = II

S = 1,00 ec. 3.1004.308.A

Se presenta el mismo registro de NCh2745 de Z3SB y se compara con el SDI del MC-V3. Es de esperar que SMP de NCh2745, sea mayor a SDI de MC-V3. Si bien en AASHTO [3] se diseña con espectro elástico en el DSBF se reduce la respuesta sísmica por el factor R, logrando espectros de respuesta reducidos para representar el comportamiento no lineal, tal como se muestra en Figura III-9.

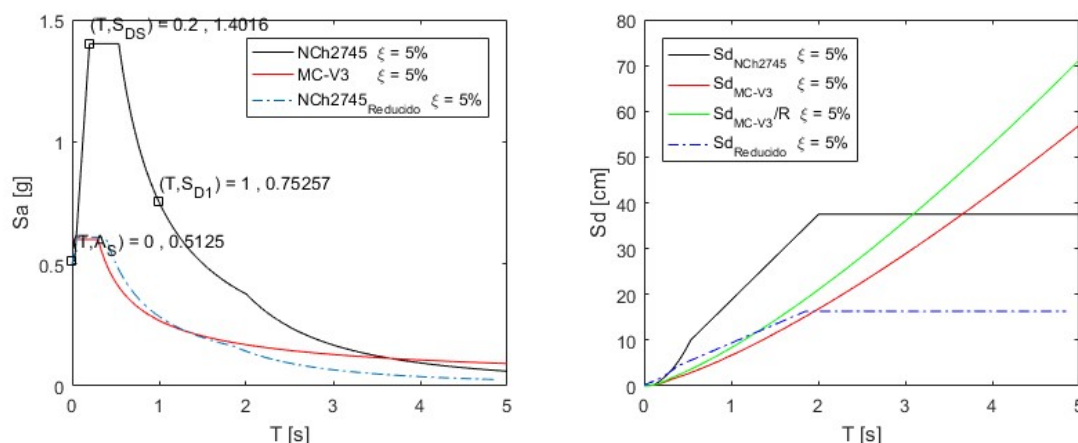


Figura III-11: Espectro de diseño para Zona 3, Suelo II (MC-V3) y Suelo B (NCh2745) (Elaboración propia).

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.54 \text{ [s]}$$

$$T_o = 0.2 \cdot T_s = 0.11 \text{ [s]}$$

Con lo que de la Tabla III-4, se tiene $S_{D1} = 0.753$, por lo que: **SDC D**.

Tabla III-4: Coeficientes de aceleración espectral, según [1] (izq) y [3], [7] (der)

Table 3.5-1 Partitions for Seismic Design Categories A, B, C and D.

Value of $S_{DI} = F_v S_I$	SDC
$S_{DI} < 0.15$	A
$0.15 \leq S_{DI} < 0.30$	B
$0.30 \leq S_{DI} < 0.50$	C
$0.50 \leq S_{DI}$	D

Table 3.10.6-1—Seismic Zones

Acceleration Coefficient, S_{D1}	Seismic Zone
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Nótese que para el dimensionamiento de las placas elastoméricas o neoprenos, según MC-V3, se utiliza la curva verde (con $R = 0.8$ de Figura III-11), con la excepción que se debe entender que la aplicación del factor R , es adecuado para un cierto rango de periodos y no para todo el espectro de éste. (en muchos códigos normativos podría prestar para un errado razonamiento). Poniéndonos en éste caso, podríamos pensar que en general los puentes que no consideran elementos de disipación de energía o aisladores en general viven entre el rango de períodos (0.5 a 2.0) [s], la curva verde nos muestra que en caso de sismo muchas de las placas elastoméricas o neoprenos van a encontrarse con un desplazamiento mayor que el de diseño y por lo tanto si consideramos la curva azul segmentada como el comportamiento real de desplazamiento de la estructura, no tiene mucho sentido seguir utilizando un espectro de desplazamiento que no se encuentra bien definido a partir del espectro de aceleraciones definido en MC-V3, dado que la diferencia obtenida en los desplazamientos, en ese rango de períodos es despreciable (entre la curva verde y la azul segmentada).

Luego, asumiendo que el sismo que demanda la estructura, fuera mayor al sismo de diseño, es decir si consideraremos la curva negra como el comportamiento real de desplazamiento de la estructura), las placas de neoprenos o elastómeros fallarán por desplazamiento, si estos no ofrecen la capacidad de desplazamiento adecuada.

III.2.4 Incremento de carga viva (LS)

Esta carga se aplicará en la parte superior del muro en el trasdós, cuando los camiones puedan llegar a la mitad de la altura de la pared

Cuando se cumple la condición anterior, se aplicará la siguiente presión de tierra horizontal constante al muro $\Delta_p = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_{eq}$

Se utiliza una altura equivalente del suelo para aproximar el efecto de la carga viva que actúa sobre el relleno que se muestra en Tabla III-5.

Tabla III-5: Altura equivalente del suelo para carga sobre estribo $\perp$ al tráfico, [3]

Abutment Height (ft)	h_{eq} (ft)
5.0	4.0
10.0	3.0
≥ 20.0	2.0

$$H = 9.00 [m]$$

$$h_{eq} = 0.61 [m]$$

$$\gamma_s = 2.2 \left[\frac{tonf}{m^3} \right]$$

$$\Delta_p = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_{eq} = 0.40 \left[\frac{tonf}{m^2} \right]$$

Altura de estribo

Altura equivalente del suelo

Peso del relleno sobre el talón

$$q_{LS} = \Delta_p \cdot 1 [m] = 0.40 \left[\frac{tonf}{m} \right]$$

IV. COMBINACION DEMANDA SÍSMICA DE DESPLAZAMIENTO

En el Diseño Sísmico Basado en Desplazamiento para obtener los valores del diseño, la forma de combinar la demanda sísmica a considerar, tanto para fuerzas como deformaciones es a través de un factor de 0.3 con la dirección perpendicular de análisis, tal como se muestra en Figura IV-1.

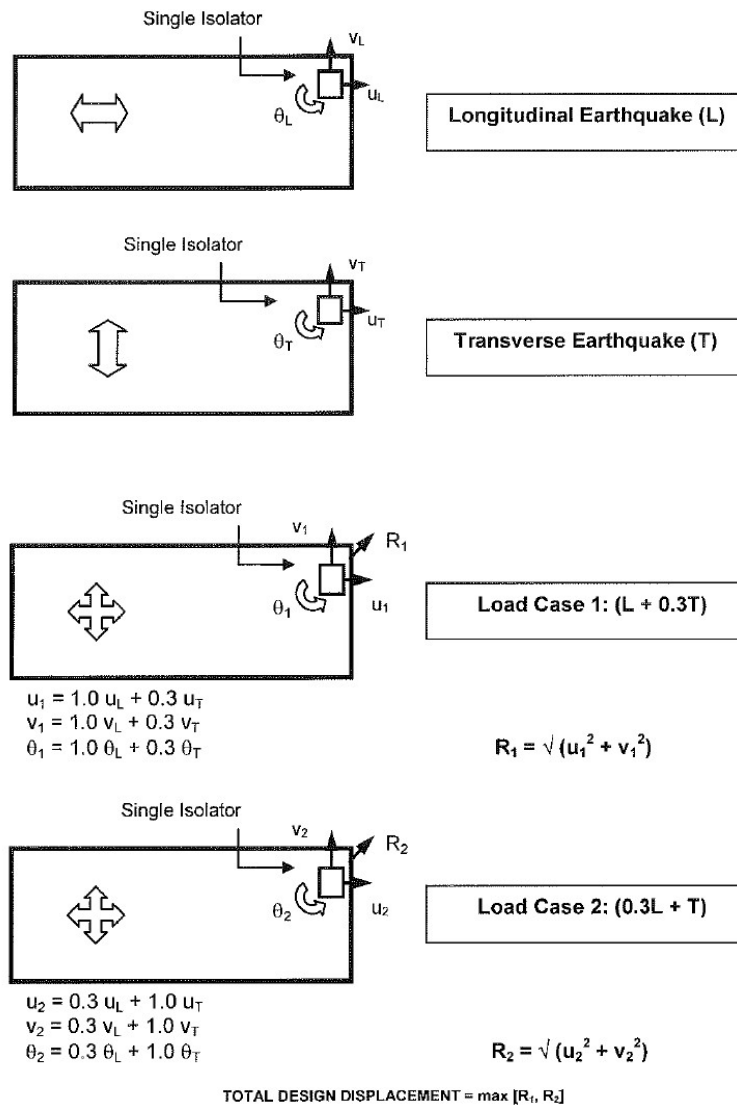


Figura IV-1: Desplazamiento total y fuerzas de diseño, según [7]

Se realizan las combinaciones de Servicio I, Resistencia I y Evento extremo, sin considerar el modificador de carga η_i de la ecuación de diseño general AASHTO LRFD (2014)

V. ANÁLISIS DE INFRAESTRUCTURA

Como la mayoría de los sistemas de aislamiento son no lineales, puede parecer que solo se pueden usar métodos de análisis no lineales en su diseño (como el método de tiempo-historia no lineal). Sin embargo, si las propiedades no lineales se pueden linearizar, se pueden usar métodos lineales (elásticos) equivalentes, en cuyo caso existen varios métodos adecuados para puentes aislados. Estos métodos son:

- Análisis Simplificado
- Análisis Espectral Unimodal
- Análisis Espectral Multimodal

El análisis modal lineal en estricto rigor no es rigurosamente correcto, pero dejando de lado el amortiguamiento en estructuras de puentes si sería correcto. Ahora, si quisiera incorporar el amortiguamiento usando placas de neopreno ($5\% \leq \xi$) o aisladores ($\xi > 5\%$), no sería correcto, porque el amortiguamiento de este sistema es no clásico, en consecuencia, el análisis modal que conocemos no aplica. Aplica un análisis modal más complicado en donde los autovalores y los autovectores, tienen valores complejos.

En [6], se indica un procedimiento que permite realizar un análisis Multimodal para el dimensionamiento de las placas sin realizar un análisis modal con autovalores y autovectores complejos.

Para todos los métodos descritos anteriormente, para su aplicación, se requiere cuidado especial al modelar las propiedades de los aisladores.

La disipación de energía, se representan mediante amortiguación viscosa. La selección de una razón efectiva de amortiguación viscosa depende del tipo de análisis dinámico y la configuración del puente.

V.1 ANÁLISIS SIMPLIFICADO

El método simplificado es una variante de métodos de análisis basado en desplazamientos. Es particularmente útil para realizar diseños iniciales y verificar la viabilidad del aislamiento para un puente en particular. Puede usarse como punto de partida en el diseño, seguido de métodos más rigurosos a medida que avanza el diseño.

El modelo considera rigidez secante para todo el puente y usa el amortiguamiento viscoso equivalente para representar la energía disipada en la carga cíclica de los elementos más allá de la fluencia.

La estructura aislada responde predominantemente en el primer modo y ese primer modo tiene predominantemente el amortiguamiento del sistema de aislamiento.

Se realiza un modelo de un grado de libertad del puente con propiedades lineal equivalente y amortiguadores viscosos que representan los aisladores se analizan iterativamente para obtener estimaciones del desplazamiento de la superestructura y las propiedades requeridas de cada aislador necesarias para obtener un comportamiento específico, tal como se muestra en Figura V-1 a continuación:

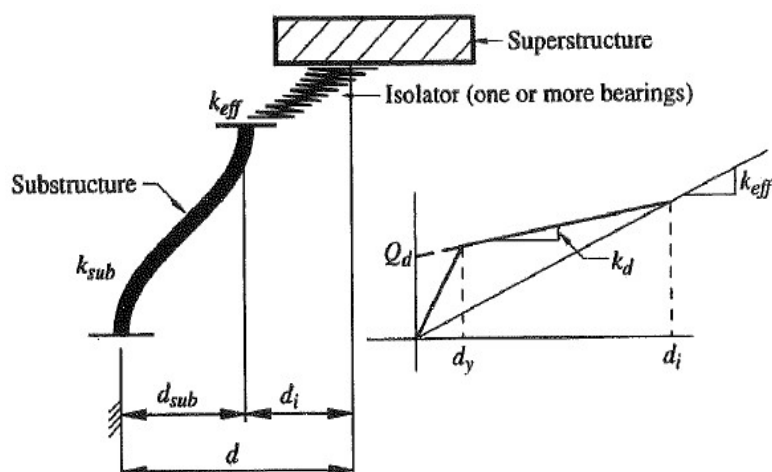


Figura V-1: Deformación del aislador y de subestructura debido a la carga lateral, [7]

V.1.1 Procedimiento de cálculo

La metodología descrita aquí es iterativa, ya que muchos de los parámetros clave que describen las propiedades del puente (K_{eff} , T_{eff} y ξ) dependen del desplazamiento del puente, que no se conoce al comienzo del análisis. Por lo tanto, el método comienza suponiendo un desplazamiento del puente e iterando hasta que se logre la convergencia, generalmente en unos pocos ciclos. Los pasos son los siguientes:

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

Paso 2: Calcular la rigidez efectiva K_{eff} , a partir de la siguiente ecuación:

$$K_{eff} = \frac{F}{D} = \frac{(Q_d + K_d \cdot D)}{D} = \frac{Q_d}{D} + K_d$$

Dónde:

F = Fuerza lateral total en el aislador con desplazamiento D .

Q_d = Resistencia característica del aislador (fuerza en aislador con desplazamiento cero)

K_d = Rigidez post fluencia del aislador

Paso 3: Calcular el período efectivo T_{eff} , a partir de la ecuación siguiente

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_{eff}}}$$

Dónde:

W = Peso de superestructura del puente

Paso 4: Calcular la razón de amortiguamiento viscoso equivalente ξ .

$$\xi = \frac{2 \sum_j Q_{d,j} \cdot (d_{isol,j} - d_{y,j})}{\pi \sum_j K_{eff,j} \cdot (d_{isol,j} + d_{sub,j})^2}$$

Paso 5: Verifique $T_{eff} > T_S$ y obtenga el factor de amortiguación B_L , según:

$$B_L = \begin{cases} \left(\frac{\xi}{0.05}\right)^{0.3} & ; \quad \xi < 0.3 \\ 1.7 & ; \quad \xi \geq 0.3 \end{cases}$$

Paso 6: Calcular el desplazamiento D [cm], según:

$$D = \frac{(g/4\pi^2) \cdot S_{1D} \cdot T_{eff}}{B_L}$$

Dónde:

$$S_{1D} = F_v \cdot S_I$$

F_v = Factor de sitio

S_I = Aceleración espectral en 1 [s]

T_{eff} = Período efectivo del desplazamiento D

B_L = Factor de amortiguamiento en rango de largo plazo del espectro de diseño ($T_{eff} > T_s$, ver Figura III-10), es decir factor de reducción de desplazamiento basado en razón de amortiguamiento viscoso.

Paso 7: Comparar el valor calculado para el desplazamiento D , con el supuesto del Paso 1. Si converge, se va al Paso 8; si no converge, se repite desde el Paso 2 usando el valor para el desplazamiento D , que se encuentra en el Paso 6.

Paso 8: Calcular el corte basal total, a partir de la ecuación $F = K_{eff} \cdot D$ o sumando las fuerzas de las subestructuras individuales $F_{sub} = K_{sub} \cdot D_{sub}$. Las fuerzas del aislador son iguales a las fuerzas de la subestructura, a partir de la ecuación $F_{isol} = K_{isol} \cdot D_{isol}$.

$$K_{eff,j} = \frac{\alpha \cdot K_{sub}}{(1+\alpha)} \quad \alpha = \frac{K_{isol}}{K_{sub}} = \frac{K_d \cdot D + Q_d}{K_{sub} \cdot D - Q_d} \quad K_{isol} = \frac{Q_d}{D_{isol}} + K_d$$

Dónde:

K_{isol} = Rigidez efectiva de los aisladores apoyados en infraestructuras en desplazamiento D_{isol}

K_{sub} = Rigidez de infraestructura en dirección de análisis, por ejemplo $3EI/H^3$ para una columna en voladizo de altura H y rigidez flexural EI .

D_{isol} = Desplazamiento de aislador

$$D_{isol} = \frac{D}{(1+\alpha)}$$

D = Desplazamiento asumido de superestructura (Paso 1).

Se deduce que la rigidez efectiva K_{eff} para el puente completo con N subestructuras está dada por:

$$K_{eff} = \sum_{j=1}^N K_{eff\ j}$$

La fuerza en la infraestructura está dada por:

$$F_{sub} = K_{sub} \cdot D_{sub}$$

$$D_{sub} = D - D_{isol}$$

Dónde:

D_{sub} = Desplazamiento de subestructura

La fuerza en los aisladores apoyados por la infraestructura está dada por:

$$F_{isol} = K_{isol} \cdot D_{isol}$$

a) Dirección Longitudinal

Se obtienen las propiedades del puente: peso, geometría, rigideces en dirección longitudinal.

Se determinan el peligro sísmico en el sitio (coeficientes de aceleración y factores del suelo). Se considera el Espectro NCh2745 de zona 3, Suelo II para el análisis.

```
Bridge Properties
WSS = 2526.50 [ton]
WPP = 100.53 [ton]
Weff= 2627.03 [ton]
```

```
Initial System Displacement and Properties
d = 18.71 [cm]
Qd = 189.49 [ton]
Kd = 13.50 [ton/cm]
```

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	2.2505	77188	5.1023e-05	3.9382	18.71	3.9384	0.00095467	73.689
'Pier 1'	842.16	63.162	4.5008	57.559	0.14537	7.3052	16.337	8.3671	2.3748	136.69
'Pier 2'	842.16	63.162	4.5008	57.559	0.14537	7.3052	16.337	8.3671	2.3748	136.69
'Abut 2'	421.09	31.582	2.2505	77188	5.1023e-05	3.9382	18.71	3.9384	0.00095467	73.689

```
Effective Period and Damping Ratio
Teff= 2.17 [seg]
xsi = 0.26
BL = 1.64
dl = 24.67 [cm], dR = 0.32
```

Iteration 1.0

Initial System Displacement and Properties

d = 24.67 [cm]
Qd = 189.49 [ton]
Kd = 10.24 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.7068	77188	3.8696e-05	2.9868	24.671	2.9869	0.00095467	73.689
'Pier 1'	842.16	63.162	3.4134	57.559	0.10861	5.6391	22.255	6.2516	2.4171	139.13
'Pier 2'	842.16	63.162	3.4134	57.559	0.10861	5.6391	22.255	6.2516	2.4171	139.13
'Abut 2'	421.09	31.582	1.7068	77188	3.8696e-05	2.9868	24.671	2.9869	0.00095467	73.689

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 2.48 [seg]
xsi = 0.26
BL = 1.65
dl = 28.09 [cm], dR = 0.14

Iteration 2.0

Initial System Displacement and Properties

d = 28.09 [cm]
Qd = 189.49 [ton]
Kd = 8.99 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.4991	77188	3.3989e-05	2.6235	28.088	2.6235	0.00095468	73.689
'Pier 1'	842.16	63.162	2.9982	57.559	0.094863	4.9871	25.655	5.4602	2.4337	140.08
'Pier 2'	842.16	63.162	2.9982	57.559	0.094863	4.9871	25.655	5.4602	2.4337	140.08
'Abut 2'	421.09	31.582	1.4991	77188	3.3989e-05	2.6235	28.088	2.6235	0.00095468	73.689

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 2.64 [seg]
xsi = 0.27
BL = 1.65
dl = 29.87 [cm], dR = 0.06

Iteration 3.0

Initial System Displacement and Properties

d = 29.87 [cm]
Qd = 189.49 [ton]
Kd = 8.46 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.4097	77188	3.196e-05	2.4669	29.871	2.467	0.00095468	73.689
'Pier 1'	842.16	63.162	2.8193	57.559	0.088985	4.7033	27.431	5.1219	2.4409	140.5
'Pier 2'	842.16	63.162	2.8193	57.559	0.088985	4.7033	27.431	5.1219	2.4409	140.5
'Abut 2'	421.09	31.582	1.4097	77188	3.196e-05	2.4669	29.871	2.467	0.00095468	73.689

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 2.72 [seg]
xsi = 0.27
BL = 1.65
dl = 30.76 [cm], dR = 0.03

Iteration 4.0

Initial System Displacement and Properties

d = 30.76 [cm]

Qd = 189.49 [ton]

Kd = 8.21 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.3689	77188	3.1036e-05	2.3956	30.76	2.3956	0.00095468	73.689
'Pier 1'	842.16	63.162	2.7378	57.559	0.086317	4.5735	28.317	4.9683	2.4442	140.69
'Pier 2'	842.16	63.162	2.7378	57.559	0.086317	4.5735	28.317	4.9683	2.4442	140.69
'Abut 2'	421.09	31.582	1.3689	77188	3.1036e-05	2.3956	30.76	2.3956	0.00095468	73.689

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 2.75 [seg]

xsi = 0.27

BL = 1.65

d1 = 31.20 [cm], dR = 0.01

Iteration 5.0

Initial System Displacement and Properties

d = 31.20 [cm]

Qd = 189.49 [ton]

Kd = 8.10 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.3499	77188	3.0604e-05	2.3622	31.194	2.3623	0.00095468	73.689
'Pier 1'	842.16	63.162	2.6997	57.559	0.085072	4.5127	28.749	4.8966	2.4458	140.78
'Pier 2'	842.16	63.162	2.6997	57.559	0.085072	4.5127	28.749	4.8966	2.4458	140.78
'Abut 2'	421.09	31.582	1.3499	77188	3.0604e-05	2.3622	31.194	2.3623	0.00095468	73.689

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 2.77 [seg]

xsi = 0.27

BL = 1.65

d1 = 31.40 [cm], dR = 0.01

Iteration 6.0

Initial System Displacement and Properties

d = 31.40 [cm]

Qd = 189.49 [ton]

Kd = 8.04 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.3408	77188	3.04e-05	2.3464	31.404	2.3465	0.00095468	73.689
'Pier 1'	842.16	63.162	2.6816	57.559	0.084484	4.4839	28.958	4.8628	2.4465	140.82
'Pier 2'	842.16	63.162	2.6816	57.559	0.084484	4.4839	28.958	4.8628	2.4465	140.82
'Abut 2'	421.09	31.582	1.3408	77188	3.04e-05	2.3464	31.404	2.3465	0.00095468	73.689

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 2.78 [seg]

xsi = 0.27

BL = 1.65

d1 = 31.51 [cm], dR = 0.00

Unidades se encuentran en ton, cm.

b) Dirección Transversal

Se obtienen las propiedades del puente: peso, geometría, rigideces en dirección transversal.

Bridge Properties

WSS = 2526.50 [ton]

WPP = 100.53 [ton]

Weff= 2627.03 [ton]

Initial System Displacement and Properties

d = 18.71 [cm]

Qd = 189.49 [ton]

Kd = 13.50 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	2.2505	77188	5.1023e-05	3.9382	18.71	3.9384	0.00095467	73.689
'Pier 1'	842.16	63.162	4.5008	14.39	0.71512	5.9998	10.91	10.29	7.8017	112.26
'Pier 2'	842.16	63.162	4.5008	14.39	0.71512	5.9998	10.91	10.29	7.8017	112.26
'Abut 2'	421.09	31.582	2.2505	77188	5.1023e-05	3.9382	18.71	3.9384	0.00095467	73.689

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 2.31 [seg]

xsi = 0.23

BL = 1.59

dl = 27.32 [cm], dR = 0.46

Iteration 1.0

Initial System Displacement and Properties

d = 27.32 [cm]

Qd = 189.49 [ton]

Kd = 9.25 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.5414	77188	3.4946e-05	2.6973	27.318	2.6974	0.00095467	73.689
'Pier 1'	842.16	63.162	3.0827	14.39	0.44667	4.4429	18.884	6.4274	8.4349	121.38
'Pier 2'	842.16	63.162	3.0827	14.39	0.44667	4.4429	18.884	6.4274	8.4349	121.38
'Abut 2'	421.09	31.582	1.5414	77188	3.4946e-05	2.6973	27.318	2.6974	0.00095467	73.689

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 2.72 [seg]

xsi = 0.25

BL = 1.61

dl = 31.58 [cm], dR = 0.16

Iteration 2.0

Initial System Displacement and Properties

d = 31.58 [cm]

Qd = 189.49 [ton]

Kd = 8.00 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.3333	77188	3.0228e-05	2.3332	31.582	2.3333	0.00095468	73.689
'Pier 1'	842.16	63.162	2.6665	14.39	0.37663	3.9368	22.942	5.4196	8.6408	124.34
'Pier 2'	842.16	63.162	2.6665	14.39	0.37663	3.9368	22.942	5.4196	8.6408	124.34
'Abut 2'	421.09	31.582	1.3333	77188	3.0228e-05	2.3332	31.582	2.3333	0.00095468	73.689

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 2.90 [seg]

xsi = 0.25

BL = 1.62

dl = 33.56 [cm], dR = 0.06

Iteration 3.0

Initial System Displacement and Properties

d = 33.56 [cm]

Qd = 189.49 [ton]

Kd = 7.53 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.2547	77188	2.8446e-05	2.1956	33.561	2.1957	0.00095468	73.69
'Pier 1'	842.16	63.162	2.5093	14.39	0.35108	3.7392	24.841	5.0519	8.7212	125.49
'Pier 2'	842.16	63.162	2.5093	14.39	0.35108	3.7392	24.841	5.0519	8.7212	125.49
'Abut 2'	421.09	31.582	1.2547	77188	2.8446e-05	2.1956	33.561	2.1957	0.00095468	73.69

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 2.98 [seg]

xsi = 0.25

BL = 1.62

d1 = 34.44 [cm], dR = 0.03

Iteration 4.0

Initial System Displacement and Properties

d = 34.44 [cm]

Qd = 189.49 [ton]

Kd = 7.34 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.2226	77188	2.7719e-05	2.1395	34.441	2.1396	0.00095468	73.69
'Pier 1'	842.16	63.162	2.4451	14.39	0.3408	3.6575	25.688	4.904	8.7544	125.97
'Pier 2'	842.16	63.162	2.4451	14.39	0.3408	3.6575	25.688	4.904	8.7544	125.97
'Abut 2'	421.09	31.582	1.2226	77188	2.7719e-05	2.1395	34.441	2.1396	0.00095468	73.69

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 3.02 [seg]

xsi = 0.25

BL = 1.62

d1 = 34.83 [cm], dR = 0.01

Iteration 5.0

Initial System Displacement and Properties

d = 34.83 [cm]

Qd = 189.49 [ton]

Kd = 7.25 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.2091	77188	2.7413e-05	2.1159	34.825	2.116	0.00095468	73.69
'Pier 1'	842.16	63.162	2.4182	14.39	0.3365	3.623	26.058	4.8421	8.7684	126.17
'Pier 2'	842.16	63.162	2.4182	14.39	0.3365	3.623	26.058	4.8421	8.7684	126.17
'Abut 2'	421.09	31.582	1.2091	77188	2.7413e-05	2.1159	34.825	2.116	0.00095468	73.69

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 3.03 [seg]

xsi = 0.25

BL = 1.62

d1 = 34.99 [cm], dR = 0.00

Iteration 6.0

Initial System Displacement and Properties

d = 34.99 [cm]

Qd = 189.49 [ton]

Kd = 7.22 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.2034	77188	2.7283e-05	2.1059	34.992	2.1059	0.00095468	73.69
'Pier 1'	842.16	63.162	2.4067	14.39	0.33467	3.6082	26.218	4.8158	8.7744	126.26
'Pier 2'	842.16	63.162	2.4067	14.39	0.33467	3.6082	26.218	4.8158	8.7744	126.26
'Abut 2'	421.09	31.582	1.2034	77188	2.7283e-05	2.1059	34.992	2.1059	0.00095468	73.69

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 3.04 [seg]

xsi = 0.25

BL = 1.62

dI = 35.06 [cm], dR = 0.00

Iteration 7.0

Initial System Displacement and Properties

d = 35.06 [cm]

Qd = 189.49 [ton]

Kd = 7.21 [ton/cm]

Support	Wj	Qdj	Kdj	Ksubj	aj	Keffj	disolj	Kisolj	dsubj	Fsubj
'Abut 1'	421.09	31.582	1.2009	77188	2.7227e-05	2.1016	35.063	2.1016	0.00095468	73.69
'Pier 1'	842.16	63.162	2.4018	14.39	0.33389	3.6019	26.287	4.8045	8.777	126.3
'Pier 2'	842.16	63.162	2.4018	14.39	0.33389	3.6019	26.287	4.8045	8.777	126.3
'Abut 2'	421.09	31.582	1.2009	77188	2.7227e-05	2.1016	35.063	2.1016	0.00095468	73.69

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 3.04 [seg]

xsi = 0.25

BL = 1.62

dI = 35.10 [cm], dR = 0.00

Unidades se encuentran en ton, cm.

Posterior al análisis podemos identificar que las deformaciones de la infraestructura en dirección transversal, son mayores que en dirección longitudinal.

También, podemos ver el orden de magnitud de la fuerza total en la cepa y estribo. Esto es importante dado que independientemente que se trate de un método simplificado, nos sirve de herramienta para ver si se exceden los límites de elasticidad en los elementos que componen la infraestructura, recordemos que el exceso de estos límites indicaría comportamiento no lineal.

V.2 ANÁLISIS ESPECTRAL MULTIMODAL

El método de análisis espectral multimodal también es conocido como análisis dinámico elástico (EDA, de las siglas en inglés *elastic dynamics analysis*).

Se requieren modificaciones cuando se aplican al análisis de un puente aislado.

Primero, para encontrar las propiedades lineales equivalentes de los aisladores para su inclusión en un modelo estructural del puente, se debe hacer una estimación del desplazamiento del diseño, seguido de una iteración si la estimación es significativamente errónea.

El espectro de respuesta amortiguada del 5% se modifica para reconocer niveles más altos de amortiguación en los modos "aislados", es decir, aquellos modos que involucran desviaciones en los aisladores. Esto se hace escalando el espectro mediante el coeficiente de amortiguamiento B_L , por períodos mayores a $0.8 \cdot T_{eff}$. El espectro amortiguado del 5% se utiliza para todos los demás modos en el método multimodal. Tal como se puede ver esquemáticamente en Figura V-2.

Este análisis se utiliza para estimar las demandas de desplazamiento de estructuras donde el método simplificado no proporciona un adecuado nivel de sofisticación para estimar el comportamiento dinámico.

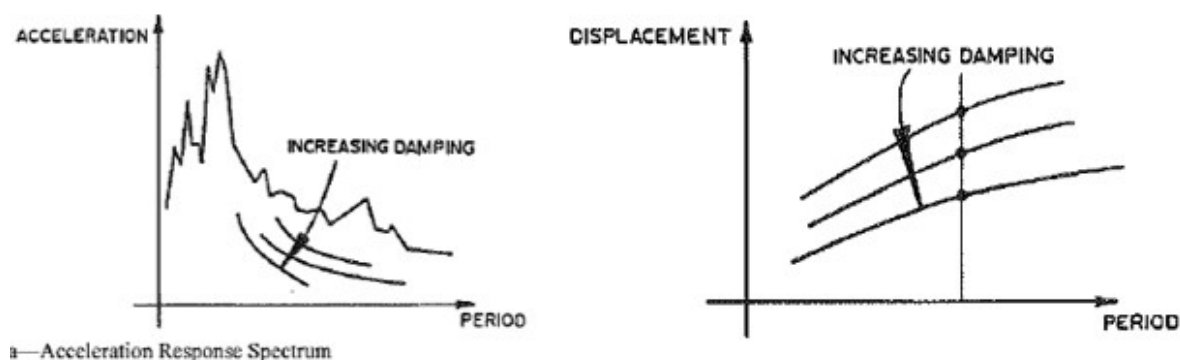


Figura V-2: Espectro de Pseudo-aceleración (izq) y espectral de desplazamiento (der), [7]

Las fuerzas generadas por EDA podrían variar considerablemente de las demandas de fuerza real sobre la estructura. Las fuentes de respuesta no lineal que no se considera en el análisis dinámico elástico multimodal son fluencia de componentes estructurales, restricciones no lineales y comportamiento del estribo. Los resultados modales se combinarán utilizando el método de combinación cuadrática completa (CQC).

El modelo estructural SAP2000, se muestra a continuación:

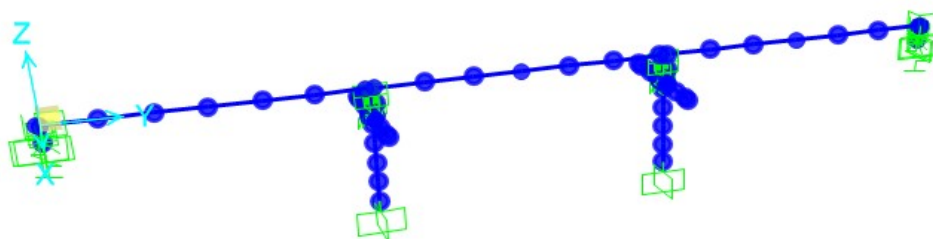


Figura V-3: Modelo estructural en SAP2000, Análisis Espectral Multimodal (Elaboración propia).

Se modela el tablero como se muestra a continuación:

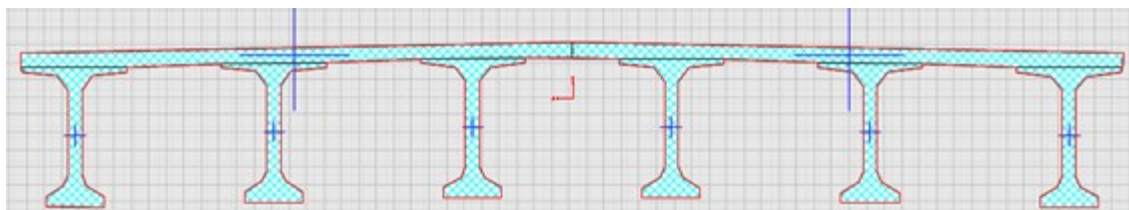


Figura V-4: Modelo de tablero

Las propiedades de rigidez del tablero, se presentan en Tabla V-1 a continuación:

Tabla V-1: Propiedades de rigidez del tablero [tonf, m]

Section Name: TABLERO_SECC			
Properties			
Cross-section (axial) area	7.7176	Section modulus about 3 axis	2.9924
Moment of Inertia about 3 axis	4.6842	Section modulus about 2 axis	21.9924
Moment of Inertia about 2 axis	173.3119	Plastic modulus about 3 axis	4.6573
Product of Inertia about 2-3	-0.053	Plastic modulus about 2 axis	31.9126
Shear area in 2 direction	2.9865	Radius of Gyration about 3 axis	0.7791
Shear area in 3 direction	3.9608	Radius of Gyration about 2 axis	4.7388
Torsional constant	0.2254	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Considerando el peso de los elementos en el tablero, en la siguiente tabla

Tabla V-2: Peso de elementos que componen superestructura

Elemento de Superestructura	Área [m ²]	Carga [tonf/m]
Travesaño V171/25	0.428	1.069
Viga Pretensada VP200 (6 vigas)	0.730	10.953
Losa	2.840	7.100
Pavimento	1.420	3.408
Barrera alta tipo F (2 barreras)	-	1.300

(Elaboración propia).

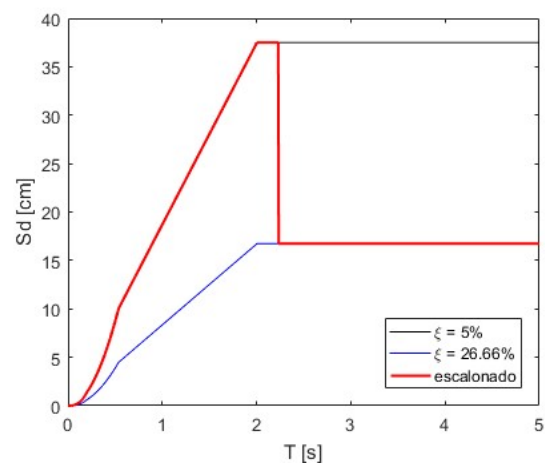
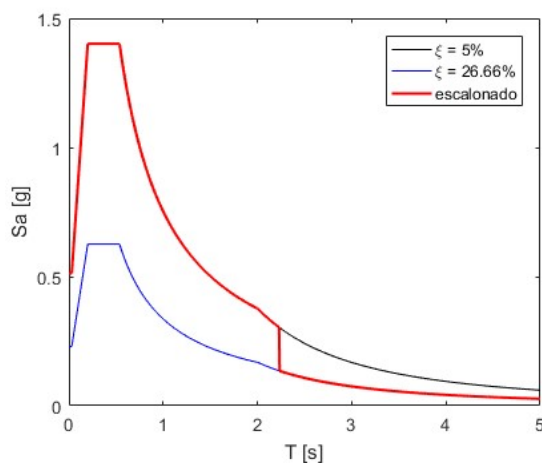
Se obtiene la masa como se muestra a continuación:

Tabla V-3: Tributación de masa de superestructura para incorporar en modelo SAP

Ubicación referencial	Joint	L _{tramo} [m]	DC [tonf]	DW [tonf]	DC + DW [tonf]	DC + DW [tonf*s ² /m]
Inicio vano 1	206	2.92	71.62	9.94	81.56	8.31
	105	5.83	112.89	19.88	132.77	13.53
	106	5.83	112.89	19.88	132.77	13.53
Centro vano 1	107	5.83	128.07	19.88	147.95	15.08
	108	5.83	112.89	19.88	132.77	13.53
	109	5.83	112.89	19.88	132.77	13.53
Fin vano 1	2	2.92	71.62	9.94	81.56	8.31
Inicio vano 2	1	2.92	71.62	9.94	81.56	8.31
	110	5.83	112.89	19.88	132.77	13.53
	111	5.83	112.89	19.88	132.77	13.53
Centro vano 2	113	5.83	128.07	19.88	147.95	15.08
	114	5.83	112.89	19.88	132.77	13.53
	115	5.83	112.89	19.88	132.77	13.53
Fin vano 2	63	2.92	71.62	9.94	81.56	8.31
Inicio vano 3	62	2.92	71.62	9.94	81.56	8.31
	116	5.83	112.89	19.88	132.77	13.53
	117	5.83	112.89	19.88	132.77	13.53
Centro vano 3	119	5.83	128.07	19.88	147.95	15.08
	120	5.83	112.89	19.88	132.77	13.53
	121	5.83	112.89	19.88	132.77	13.53
Fin vano 3	64	2.92	71.62	9.94	81.56	8.31
$\Sigma =$			2168.65	357.84	2526.49	257.54

(Elaboración propia).

V.2.1 Dirección Longitudinal



Teff= 2.942159

disoli(1,1)= 17.077377

disoli(2,1)= 14.404647

disoli(3,1)= 14.404647

disoli(4,1)= 17.077377

Support	Qdi	Kdi	Kui	d _{yi}	Kisoli	disolj
'Abut 1'	5.2636	0.22211	2.2211	2.6332	0.38869	31.597
'Pier 1'	10.527	0.44421	4.4421	2.6332	0.80533	29.151
'Pier 2'	10.527	0.44421	4.4421	2.6332	0.80533	29.151
'Abut 2'	5.2636	0.22211	2.2211	2.6332	0.38869	31.597

Support	disoli	Kisol	Keffi
'Abut 1'	17.077	0.53033	3.1819
'Pier 1'	14.405	1.175	6.2808
'Pier 2'	14.405	1.175	6.2808
'Abut 2'	17.077	0.53033	3.1819

err1 = 29.27 [cm], err2 = 1.88

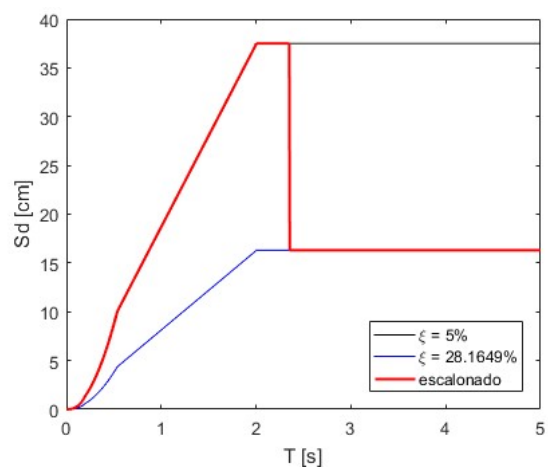
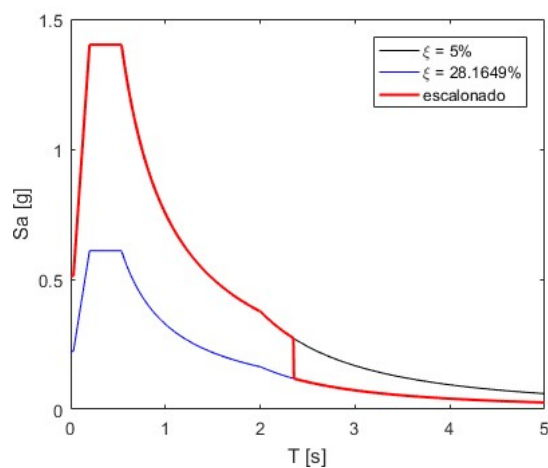
error = 1.88

Effective Period and Damping Ratio

Teff= 2.94 [seg]

xsi_i= 0.28

BL = 1.68



Iteration = 1.00

Teff= 2.558277

disoli(1,1)= 16.699894

disoli(2,1)= 12.323172

disoli(3,1)= 12.323172

disoli(4,1)= 16.699894

Support	disoli	Kisol	Keffi
'Abut 1'	16.7	0.5373	3.2236
'Pier 1'	12.323	1.2985	6.8619
'Pier 2'	12.323	1.2985	6.8619
'Abut 2'	16.7	0.5373	3.2236

Effective Period and Damping Ratio

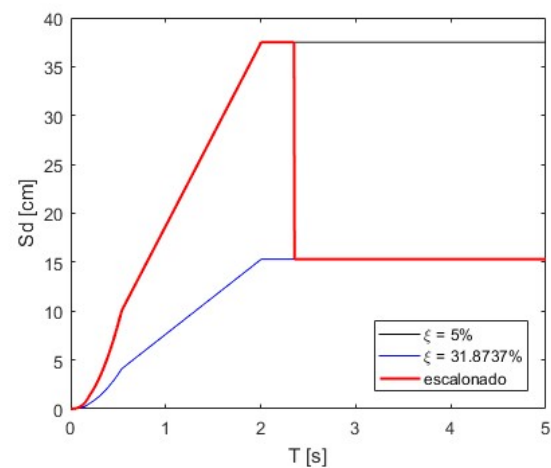
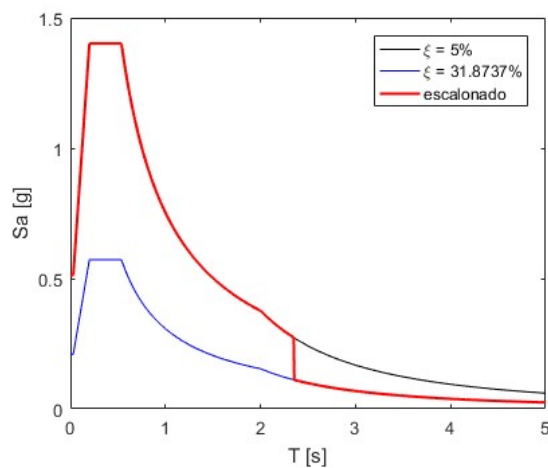
Teff= 2.56 [seg]

xsi = 0.32

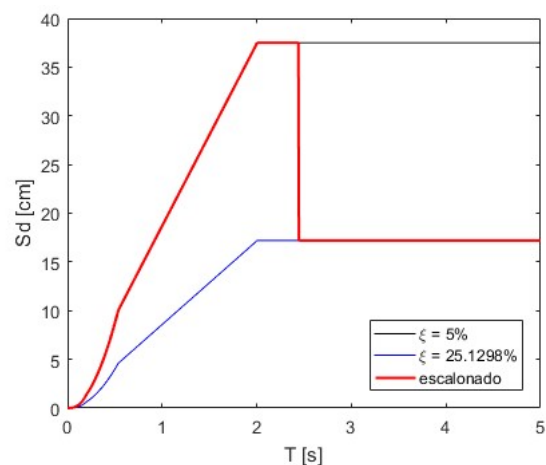
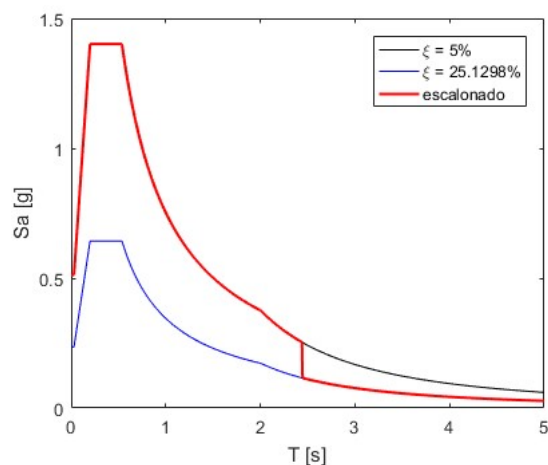
BL = 1.70

err1 = 2.99 [cm], err2 = 0.24

error = 0.24



V.2.2 Dirección Transversal



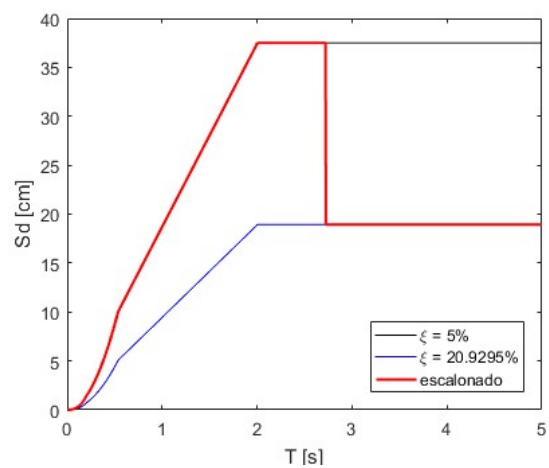
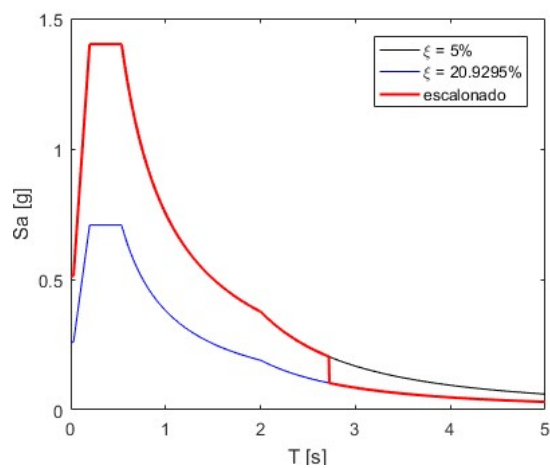
```
Teff= 3.400207
disoli(1,1)= 17.48448
disoli(2,1)= 11.045003
disoli(3,1)= 11.045003
disoli(4,1)= 17.48448
```

Support	Qdi	Kdi	Kui	dyl	Kisoli	disolj
'Abut 1'	5.2636	0.19984	1.9984	2.9265	0.34973	35.117
'Pier 1'	10.527	0.39968	3.9968	2.9265	0.79934	26.34
'Pier 2'	10.527	0.39968	3.9968	2.9265	0.79934	26.34
'Abut 2'	5.2636	0.19984	1.9984	2.9265	0.34973	35.117

Support	disoli	Kisol	Keffi
'Abut 1'	17.484	0.50089	3.0052
'Pier 1'	11.045	1.3528	5.1895
'Pier 2'	11.045	1.3528	5.1895
'Abut 2'	17.484	0.50089	3.0052

```
err1 = 33.01 [cm], err2 = 2.42
error = 2.42
```

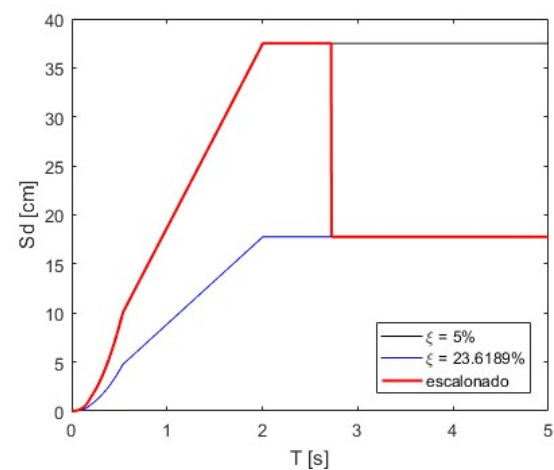
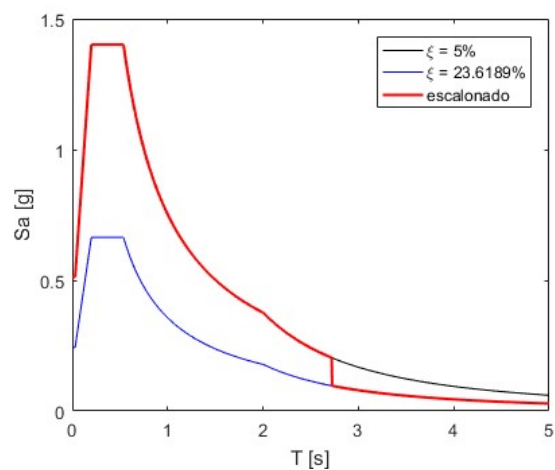
```
Effective Period and Damping Ratio
Teff= 3.40 [seg]
xsi_i= 0.21
BL = 1.54
```



Iteration = 1.00
 Teff= 2.945104
 disoli(1,1)= 19.165973
 disoli(2,1)= 6.903383
 disoli(3,1)= 6.903383
 disoli(4,1)= 19.165973

Support	disoli	Kisol	Keffi
'Abut 1'	19.166	0.47448	2.8468
'Pier 1'	6.9034	1.9246	6.4064
'Pier 2'	6.9034	1.9246	6.4064
'Abut 2'	19.166	0.47448	2.8468

Effective Period and Damping Ratio
 Teff= 2.95 [seg]
 xsi = 0.24
 BL = 1.59
 err1 = 6.32 [cm], err2 = 0.86
 error = 0.86



V.2.3 Periodos y modos fundamentales

En Tabla V-4, se muestran los periodos del sistema estructural calibrado.

Tabla V-4: Periodos y modos fundamentales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.945104	94%	0%	0%	94%	0%	0%
MODAL	Mode	2	2.558277	0%	92%	0%	94%	92%	0%
MODAL	Mode	3	2.338811	0%	0%	98%	94%	92%	98%

(Elaboración propia).

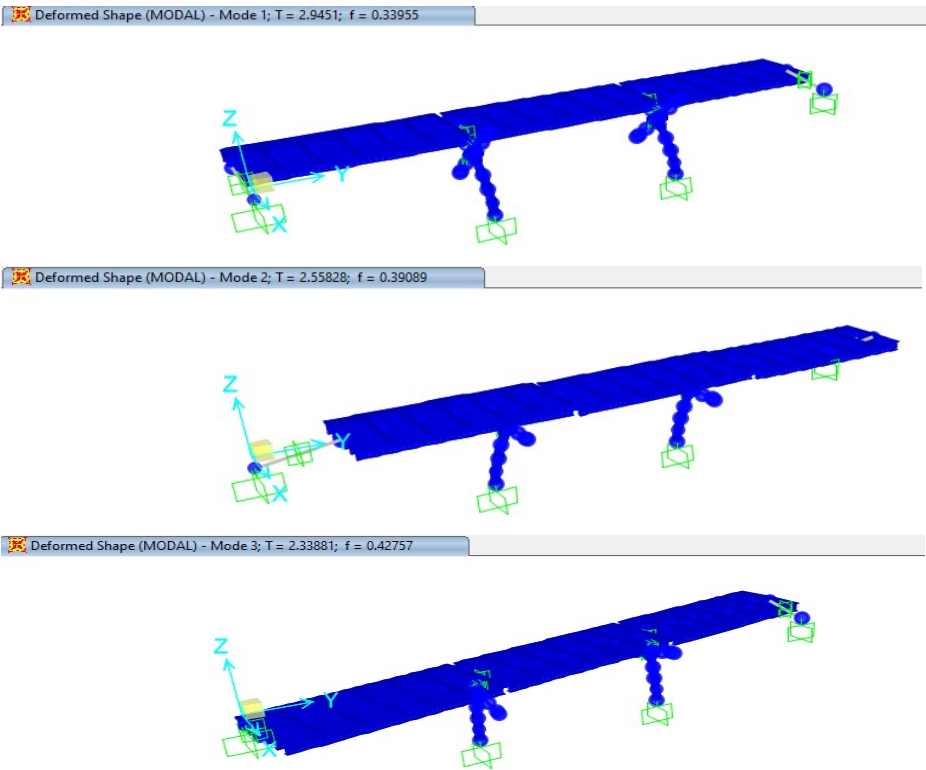


Figura V-5: Periodos y modos fundamentales

(Elaboración propia).

Rápidamente identificamos que el período mayor se encuentra en dirección transversal, lo que nos hace cuestionarnos la solución de cepa tipo martillo cambiarla, aumentando la cantidad de columnas en dirección transversal o manteniéndola, aumentando la sección en dirección transversal. Continuando el diseño tal cual, obtenemos los valores de diseño.

V.2.4 Cálculo de valores de diseño

Se combinan los resultados de análisis longitudinales y transversales utilizando la regla del ítem IV:

Se obtienen los desplazamientos, fuerza cortante y momento flector en dirección longitudinales u_1 , u_2 y transversales v_1 y v_2 para cada aislador.

Tabla V-5: Fuerzas y desplazamientos del modelo SAP2000

Solicitación	Unidad	Sismo Y		Sismo X		LC1 = L+0.3*T			LC2 = 0.3*L+T		
		uL	uT	vL	vT	u1	v1	R1	u2	v2	R2
$\delta_{u \text{ Base AIS}}$ Estribo	[cm]	16.70	0.00	0.00	19.17	16.70	5.75	17.66	5.01	19.17	19.81
$\delta_{u \text{ Base AIS}}$ Cepa	[cm]	12.32	0.00	0.00	6.91	12.32	2.07	12.50	3.70	6.91	7.83
$\delta_{u \text{ Base Fija}}$ Cepa	[cm]	7.01	0.00	11.34	0.00	7.01	11.34	13.34	2.10	3.40	4.00
$M_{u \text{ Base AIS}}$ Estribo	[tonf-m]	106.28	0.00	0.00	109.13	106.28	32.74	111.21	31.89	109.13	113.69
$M_{u \text{ Base AIS}}$ Cepa	[tonf-m]	86.88	0.00	0.00	69.53	86.88	20.86	89.35	26.07	69.54	74.26
$M_{u \text{ Base Fija}}$ Cepa	[tonf-m]	0.02	1003.59	981.03	0.04	301.09	981.05	1026.21	1003.59	294.35	1045.87
$V_{u \text{ Base AIS}}$ Estribo	[tonf]	53.14	0.00	0.00	54.57	53.14	16.37	55.60	15.94	54.57	56.85
$V_{u \text{ Base AIS}}$ Cepa	[tonf]	43.44	0.00	0.00	34.76	43.44	10.43	44.67	13.03	34.76	37.12
$V_{u \text{ Base Fija}}$ Cepa	[tonf]	149.76	0.00	0.01	69.74	149.76	20.93	151.21	44.93	69.74	82.96

(Elaboración propia)

V.2.5 Dimensionamiento de placas de apoyo

Tabla V-6: Fuerzas y desplazamientos del modelo SAP2000 en cepa

Solicitación	Unidad	Sismo Y		Sismo X		LC1 = L+0.3*T			LC2 = 0.3*L+T		
		uL	uT	vL	vT	u1	v1	R1	u2	v2	R2
$\delta_{u \text{ Base AIS}}$ Cepa	[cm]	12.32	0.00	0.00	6.91	12.32	2.07	12.50	3.70	6.91	7.83
$M_{u \text{ Base AIS}}$ Cepa	[tonf-m]	86.88	0.00	0.00	69.53	86.88	20.86	89.35	26.07	69.54	74.26
$V_{u \text{ Base AIS}}$ Cepa	[tonf]	43.44	0.00	0.00	34.76	43.44	10.43	44.67	13.03	34.76	37.12

(Elaboración propia)

Existen 2 formas de proveer el amortiguamiento del sistema de aislamiento (para llegar al amortiguamiento objetivo), una forma es a través de una goma de alto amortiguamiento y otra forma es a través del corazón de plomo en los tipos de aisladores elastoméricos. Para

el dimensionamiento de las placas de apoyo, tanto en cepa como en estribos, se utilizan aisladores elastoméricos con corazón de plomo.

Total design displacement, TDD

R1 = 12.49 [cm]

R2 = 7.84 [cm]

dt = 12.49 [cm]

Design Shears in Pier

V1 = 7.45 [ton]

V2 = 6.19 [ton]

V = 7.45 [ton]

Maximum loads on support

PDL = 70.18 [ton]

PLL = 27.87 [ton]

PSL = 0.00 [ton]

%%%

DESIGN OF LEAD-RUBBER (ELASTOMERIC) ISOLATORS

%%%

Qdi = 10.53 [t]

Kdi = 0.40 [t/cm]

dt = 12.49 [cm]

LEAD CORE DIAMETER

dL = 12.90 [cm]

PLAN AREA AND ISOLATOR DIAMETER

Breq = 44.07 [cm]

B = 67

B = 67.00 [cm]

 ELASTOMER THICKNESS AND NUMBER OF LAYERS

G [t/cm²] = 0.004
 tr [cm] = 1
 G = 0.004 [t/cm²]

n = 34.00
 tr = 1.00 [cm]
 Tr = 34.00 [cm]

 OVERALL HEIGHT

ts [cm] = 0.3
 tc [cm] = 2.2
 ts = 0.30 [cm]
 tc = 2.20 [cm]
 H = 48.30 [cm]

 SIZE CHECKS

B/3 = 22.33 [cm]
 B/6 = 11.17 [cm]
 B/3 >= dL >= B/6 OK
 Kd = 0.40 [t/cm]
 Kdmin = 0.14 [t/cm]
 Kd >= Kdmin OK

 STRAIN LIMIT CHECK

Sigma = 0.02 [t/cm²]
 S = 16.13
 Dc = 1.00
 Dr = 0.38
 theta = 0.01
 gammac = 0.32
 gammas,eq = 0.37
 gammac + gammaseq + 0.5 * gammar = 0.94
 gammac + gammaseq + 0.5 * gammar <= 5.5 OK

 VERTICAL LOAD STABILITY IN UNDEFORMED STATE

$T_r = 34.00$ [cm]
 $T_s = 9.90$ [cm]
 $H_{eff} = 43.90$ [cm]
 $I = 989165.84$ [cm⁴]
 $E = 0.01$ [t/cm²]
 $E_b = 2.10$ [t/cm²]
 $K_{theta} = 61200.95$ [t*cm/rad]
 $P_{crd0a} = 491.18$ [t]
 $P_{crd0b} = 482.49$ [t]
 $P_{crd0} = 482.49$ [t]
 $P_{crd0}/(PDL+PLL) = 4.92$
 $P_{crd0}/(PDL+PLL) \geq 3$ OK

 VERTICAL LOAD STABILITY IN DEFORMED STATE

$\delta = 18.74$ [cm]
 $d = 6.54$ [cm]
 $A_r = 2286.66$ [cm²]
 $A_g = 3525.65$ [cm²]
 $P_{crd} = 312.93$ [t]
 $P_{crd}/(1.2*PDL+PSL) = 3.72$
 $P_{crd}/(1.2*PDL+PSL) \geq 1$ OK

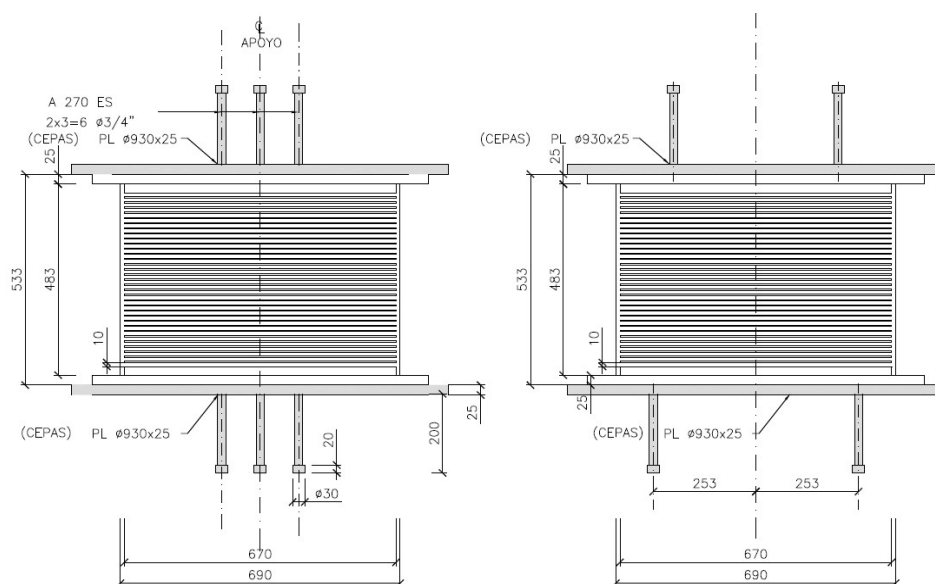


Figura V-6: Esquema geometría placa apoyo en cepas
 (Elaboración propia).

FRECUENCIA VERTICAL DE AISLADOR

Frecuencia admisible (f_{r_ad}) = 10.00 [Hz]
 Rigidez vertical (K_v) = 432.76 [t/cm]
 Frecuencia vertical (f_v) = 10.47 [Hz]
 $f_v/f_{v_ad} \geq 1$ OK

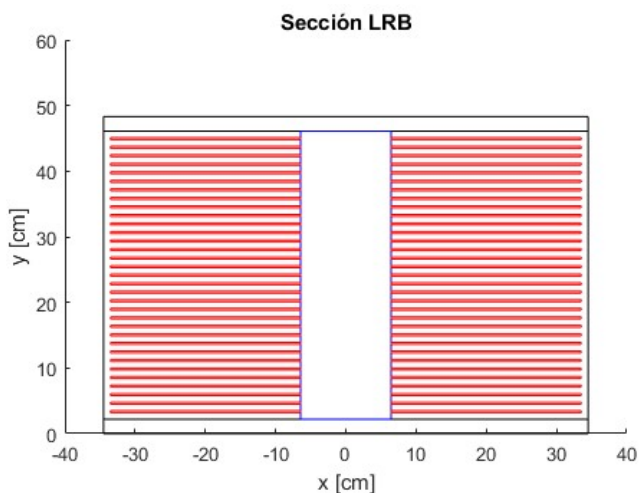


Figura V-7: Esquema interior placa apoyo cepas
 (Elaboración propia)

El resumen del diseño de la placa elastomérica con corazón de plomo se muestra a continuación:

DIMENSIONAMIENTO DE AISLADOR DE GOMA CON CORAZÓN DE PLOMO

Diámetro total (B_o) = 69.00 [cm]
 Altura total (H) = 48.30 [cm]
 Diámetro de núcleo de plomo (d_L) = 12.90 [cm]
 Diámetro efectivo = 67.00 [cm]
 Numero de capas de elastómero (n) = 34.00
 Espesor de capas de elastómero (t_r) = 1.00 [cm]
 Espesor total de elastómero (T_r) = 34.00 [cm]
 Espesor de láminas de acero (t_s) = 0.30 [cm]
 Módulo de corte de elastómero (G) = 0.004 [t/cm²]

Luego en estribo, se tiene:

Tabla V-7: Fuerzas y desplazamientos del modelo SAP2000 en apoyos de estribo

Solicitación	Unidad	Sismo Y		Sismo X		LC1 = L+0.3*T			LC2 = 0.3*L+T		
		uL	uT	vL	vT	u1	v1	R1	u2	v2	R2
$\delta_{u \text{ Base AIS}}$ Estribo	[cm]	16.70	0.00	0.00	19.17	16.70	5.75	17.66	5.01	19.17	19.81
$M_{u \text{ Base AIS}}$ Estribo	[tonf-m]	106.28	0.00	0.00	109.13	106.28	32.74	111.21	31.89	109.13	113.69
$V_{u \text{ Base AIS}}$ Estribo	[tonf]	53.14	0.00	0.00	54.57	53.14	16.37	55.60	15.94	54.57	56.85

(Elaboración propia)

Total design displacement, TDD

R1 = 17.66 [cm]

R2 = 19.81 [cm]

dt = 19.81 [cm]

Design Shears in Pier

V1 = 1.34 [ton]

V2 = 1.34 [ton]

V = 1.34 [ton]

Maximum loads on support

PDL = 70.18 [ton]

PLL = 40.43 [ton]

PSL = 0.00 [ton]

%%%

DESIGN OF LEAD-RUBBER (ELASTOMERIC) ISOLATORS

%%%

Qdi = 5.26 [t]

Kdi = 0.21 [t/cm]

dt = 19.81 [cm]

LEAD CORE DIAMETER

dL = 9.12 [cm]

PLAN AREA AND ISOLATOR DIAMETER

Breq = 45.68 [cm]

B = 54.5

B = 54.50 [cm]

OVERALL HEIGHT

t_s [cm] = 0.3
 t_c [cm] = 2.2
 t_s = 0.30 [cm]
 t_c = 2.20 [cm]
 H = 39.30 [cm]

SIZE CHECKS

$B/3$ = 18.17 [cm]
 $B/6$ = 9.08 [cm]
 $B/3 \geq d_L \geq B/6$ OK
 K_d = 0.21 [t/cm]
 K_{dmin} = 0.18 [t/cm]
 $K_d \geq K_{dmin}$ OK

STRAIN LIMIT CHECK

σ = 0.03 [t/cm²]
 S = 26.49
 D_c = 1.00
 D_r = 0.38
 θ = 0.01
 γ_{mac} = 0.58
 $\gamma_{mas,eq}$ = 0.90
 $\gamma_{mac} + \gamma_{mas,eq} + 0.5 \cdot \gamma_{mar}$ = 1.99
 $\gamma_{mac} + \gamma_{mas,eq} + 0.5 \cdot \gamma_{mar} \leq 5.5$ OK

VERTICAL LOAD STABILITY IN UNDEFORMED STATE

T_r = 22.00 [cm]
 T_s = 12.90 [cm]
 H_{eff} = 34.90 [cm]
 I = 433067.81 [cm⁴]
 E = 0.01 [t/cm²]
 E_b = 2.83 [t/cm²]
 K_{θ} = 55634.29 [t*cm/rad]
 P_{crd0a} = 336.43 [t]
 P_{crd0b} = 332.85 [t]
 P_{crd0} = 332.85 [t]
 $P_{crd0} / (PDL + PLL)$ = 3.01
 $P_{crd0} / (PDL + PLL) \geq 3$ OK

VERTICAL LOAD STABILITY IN DEFORMED STATE

$\delta = 29.72$ [cm]
 $d = 5.05$ [cm]
 $A_r = 797.61$ [cm²]
 $A_g = 2332.83$ [cm²]
 $P_{crd} = 113.81$ [t]
 $P_{crd}/(1.2 \cdot PDL + PSL) = 1.35$
 $P_{crd}/(1.2 \cdot PDL + PSL) \geq 1$ OK

En el dimensionamiento de esta placa, se obtiene un valor muy grande, debido que la demanda de desplazamiento se considera bastante alta a causa del valor S_{1D} del espectro de la NCh2745.

El diseño de la placa queda en.

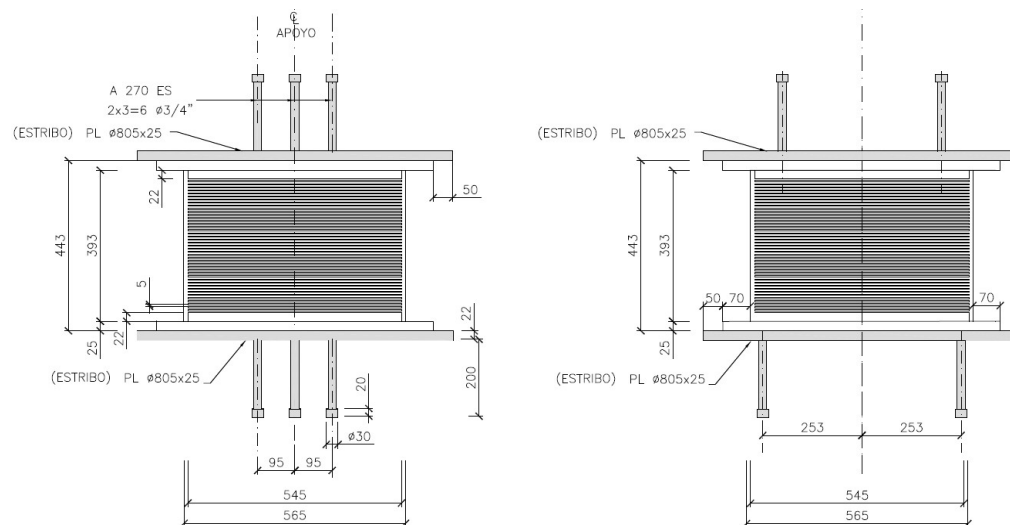


Figura V-8: Esquema geometría placa apoyo en estribo
(Elaboración propia)

FRECUENCIA VERTICAL DE AISLADOR

Frecuencia admisible (f_{r_ad}) = 10.00 [Hz]
 Rigidez vertical (K_v) = 606.10 [t/cm]
 Frecuencia vertical (f_v) = 11.67 [Hz]
 $f_v/f_{r_ad} \geq 1$ OK

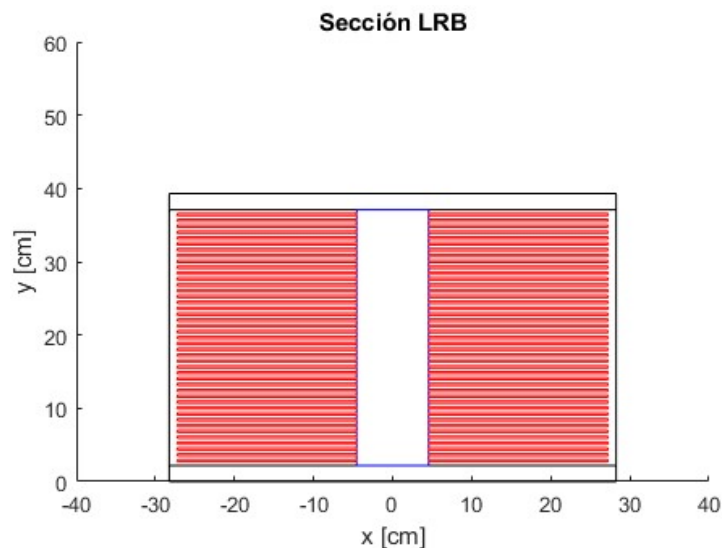


Figura V-9: Esquema interior placa apoyo estribo
(Elaboración propia)

El resumen del diseño de la placa elastomérica con corazón de plomo se muestra a continuación:

DIMENSIONAMIENTO DE AISLADOR DE GOMA CON CORAZÓN DE PLOMO

Diámetro total (B_o)	= 56.50 [cm]
Altura total (H)	= 39.30 [cm]
Diámetro de núcleo de plomo (d_L)	= 9.12 [cm]
Diámetro efectivo	= 54.50 [cm]
Numero de capas de elastómero (n)	= 44.00
Espesor de capas de elastómero (t_r)	= 0.50 [cm]
Espesor total de elastómero (T_r)	= 22.00 [cm]
Espesor de láminas de acero (t_s)	= 0.30 [cm]
Módulo de corte de elastómero (G)	= 0.002 [t/cm ²]

Un rango típico para el módulo de corte, G , es 60-120 [psi]. Los valores superiores e inferiores están disponibles y se utilizan en aplicaciones especiales.

V.2.6 Dimensionamiento de cepas

a) Altura de dintel o viga cabezal

La altura del cabezal, será proporcionada para cumplir los requerimientos siguientes:

$$D_c = 1.60 \text{ [m]}$$

$$D_s = 2.00 \text{ [m]}$$

$$D_c/D_s = 0.80 \quad \text{OK}$$

El canto total de la viga cabezal, se calcula como:

$$H_{cap} \geq 1.25 \cdot H_p$$

Dónde:

$$H_p = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.25 \cdot D_c \\ 24.0 \cdot d_b \end{array} \right\}$$

La junta exterior de columna a la superestructura se clasifica como “unión de rodilla”, ya que satisface: $S < D_c$

$$\text{Caso 1: } S < \frac{1}{2} \cdot D_c$$

$$\text{Caso 2: } \frac{1}{2} \cdot D_c \leq S < D_c$$

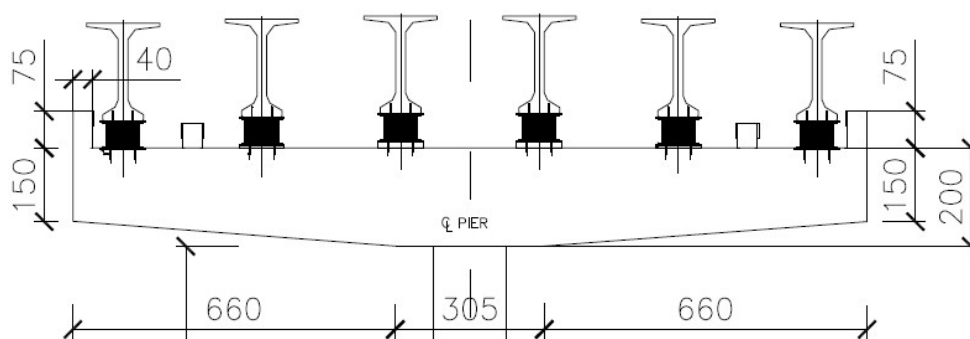


Figura V-10: Geometría de viga cabezal en cepa

(Elaboración propia)

b) Columna

Para el diseño de la cepa, se utiliza la demanda elástica del espectro de NCh2745, considerando diseño por desplazamiento, se procura intencionalmente obtener valores altos de P_u .

$$\frac{P_u}{f'_c \cdot A_g} \leq 0.15 \sim 0.20$$

Un valor alto de carga axial P_u , se puede usar siempre que se realice un análisis de comportamiento pushover de $M-\phi$ para calcular la máxima capacidad de ductilidad del elemento.

Para la siguiente sección de columna:

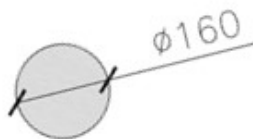


Figura V-11: Geometría de columna en cepa

Carga muerta

$DC_1 =$	842.2 tonf		
$DC_2 =$	50.3 tonf		
DC =	892.4 tonf		
$P_c =$	892.4 tonf		
$A_g \cdot f'_c =$	6031.9 tonf		
$P_c / (A_g \cdot f'_c) =$	14.8%	<	15% OK

Dado los resultados, se puede ver que la columna escogida, se encuentra bajo el punto de balance. Por lo se podría pensar que no se requeriría análisis Pushover, pero como el puente cae en categoría de diseño sísmico SDC D, igualmente se realizará análisis pushover.

c) Fundación

El canto de la fundación, se dimensiona para cumplir con la siguiente relación de aspecto.

$$D_c = 1.60 \text{ [m]}$$

$$D_{ftg} = 2.00 \text{ [m]}$$

$$D_{ftg}/D_c = 1.25 \quad \text{OK } 0.70 \leq D_{ftg}/D_c$$

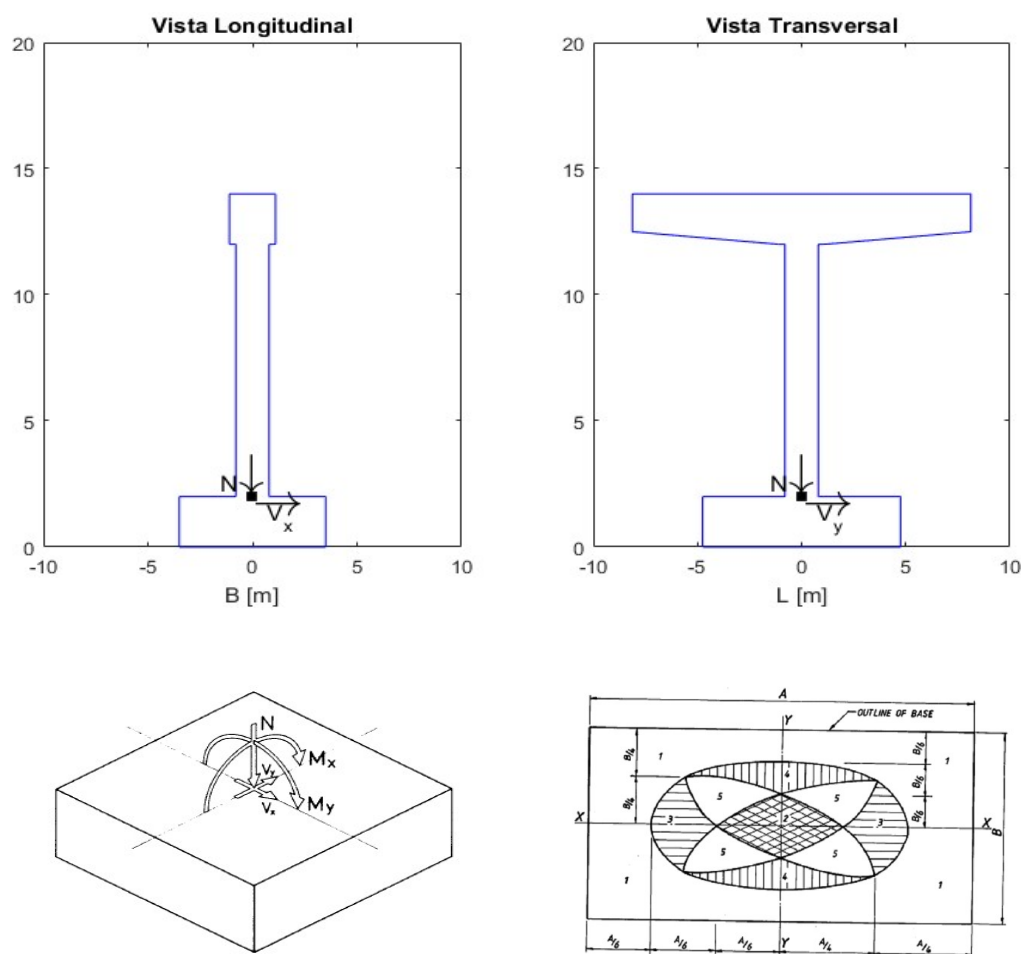


Figura V-12: Verificación biaxial de geometría de fundación en cepa
(Elaboración propia)

De las solicitaciones sísmicas del análisis multimodal en la cepa, se tiene:

Tabla V-8: Solicitaciones del modelo SAP2000 en apoyos de cepa (1)

Solicitud	Unidad	Sismo Y		Sismo X		LC1 = L+0.3*T			LC2 = 0.3*L+T		
		uL	uT	vL	vT	u1	v1	R1	u2	v2	R2
M _u Base Fija Cepa	[tonf-m]	0.02	1003.59	981.03	0.04	301.09	981.05	1026.21	1003.59	294.35	1045.87
V _u Base Fija Cepa	[tonf]	149.76	0.00	0.01	69.74	149.76	20.93	151.21	44.93	69.74	82.96

(Elaboración propia)

Luego, del modelo matemático se obtienen las siguientes reacciones de la columna de la cepa en base fija:

Tabla V-9: Combinaciones del modelo SAP2000 en apoyos de cepa (2)

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-n	Tonf-n	
C-1	Servicio	Combination	Min	0.000	-2.361	150.878	-18.128	0.000	
C-2	Resistencia1.a	Combination	Max	0.000	1.509	144.085	-8.225	0.000	
C-2	Resistencia1.b	Combination	Min	0.000	0.988	144.035	-12.305	0.000	
C-1	DC+DW+EH+u1_LC1	Combination	Min	-20.930	-149.760	174.022	-301.080	-981.038	
C-1	DC+DW+EH+u2_LC2	Combination	Min	-69.743	-44.921	174.022	-294.350	-1003.590	

(Elaboración propia)

VERIFICACIONES GEOMÉTRICAS
 Excentricidad del neopreno = OK
 Rigidez puntera zapata = OK
 Rigidez talón zapata = OK
 Ancho de zapata = 7.00
 Largo de zapata = 9.50
 espesor de zapata = 2.00

PARÁMETROS DE DISEÑO
 Df = 5.60[m]
 qadm = 28.7[ton/m²]
 qult = 120.0[ton/m²]
 percent_comp = 0.75
 acel_sism = 0.50

FSDe = 1.50
 FSDs = 1.10
 FSVe = 1.50
 FSVs = 1.50

Carga	Peso	excentricidad	Momento
'Relleno 1'	[464.3235]	[0]	[0]
'Peso Zapata'	[332.5000]	''	''
'Sobrecarga móvil (LS)'	[0]	[-9.4750]	[0]

VERIFICACIÓN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO I

phi_b = 1.00

Sser= 28.7[ton/m²]

COMB	N	MY	MX
'(DC+DW+EH+(LL+IM)+LS)'	[615.2019]	[-1.0823e+03]	[5.0262e-05]

CASO III

g = 1.74

f = 4.75

r = 1.00

fr = 4.75

n = 5.22

j = 5.22

qmax = 24.80 [ton/m²]

K = 2.68

Acomp= 49.61 [m²]

Percent_comp= 0.75

VERIFICACIÓN ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

phi_b = 0.45

phi_t = 0.80

Ser= 54.0[ton/m²]

COMB	N	MY	MX
'1.25DC+1.50DW+1.35EH+1.75(LL+IM)'	[1.1633e+03]	[-1.0442e+03]	[4.4434e-04]

CASO I

qmax = 30.95 [ton/m²]

K = 1.77

Acomp= 66.50 [m²]

Percent_comp= 1.00

DESLIZAMIENTO

N = 861.18[ton]

Rr= 397.76[ton]

Fdes= 0.99[ton]

FS= 402.51

Factor de seguridad al deslizamiento = OK

VOLCAMIENTO

$e_{maxB} = 2.33[m]$

$e_{maxL} = 3.17[m]$

$eB = 1.06[m]$

$eL = 0.00[m]$

$e_{maxB} > eB$ OK

$e_{maxL} > eL$ OK

VERIFICACIÓN EVENTO EXTREMO

$\phi_b = 0.80$

$\phi_t = 1.00$

$Ser = 96.0[ton/m^2]$

COMB	N	MY	MX
'DC+DW+Sx+0.3Sy'	[970.8455]	[-507.8511]	[1.1892e+03]

CASO II

Ingresar $K = 2.25$

Ingresar $x = 0.15$

Ingresar $y = 0.25$

$q_{max} = 32.85 [ton/m^2]$

$K = 2.25$

$A_{comp} = 65.25 [m^2]$

$Percent_{comp} = 0.98$

COMB	N	MY	MX
'DC+DW+0.3Sx+Sy'	[970.8455]	[-724.2511]	[1.3093e+03]

CASO II

Ingresar $K = 2.6$

Ingresar $x = 0.31$

Ingresar $y = 0.415$

$q_{max} = 37.96 [ton/m^2]$

$K = 2.60$

$A_{comp} = 62.22 [m^2]$

$Percent_{comp} = 0.94$

DESPLAZAMIENTO EN EVENTO EXTREMO

$N1 = 970.85[ton]$

$Rr1 = 560.52[ton]$

$Fdes = 323.85[ton]$

$FS1 = 1.73$

Factor de seguridad al deslizamiento = OK

$N2 = 970.85[ton]$

$Rr2 = 560.52[ton]$

$Fdes = 254.32[ton]$

$FS2 = 2.20$

Factor de seguridad al deslizamiento = OK

VOLCAMIENTO EN EVENTO EXTREMO

$$e_{\max B} = 4.67 \text{ [m]}$$

$$e_{\max L} = 6.33 \text{ [m]}$$

$$e_B = 0.89 \text{ [m]}$$

$$e_L = 1.52 \text{ [m]}$$

$$e_{\max B} > e_B \text{ OK}$$

$$e_{\max L} > e_L \text{ OK}$$

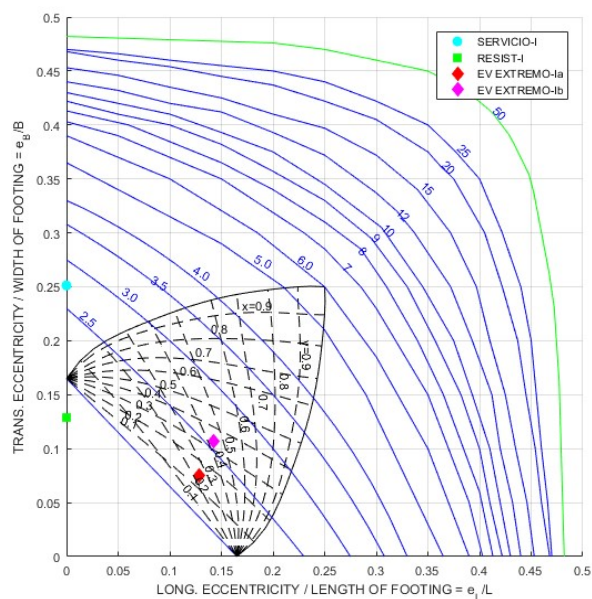


Figura V-13: Verificación de tensiones de trabajo en cepa
(Elaboración propia)

V.2.7 Dimensionamiento de estribo

La geometría del estribo, se presenta a continuación.

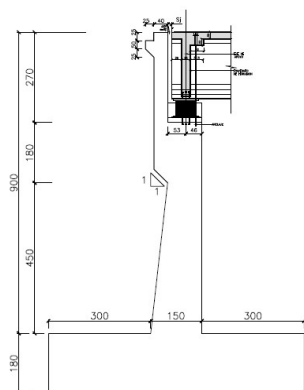


Figura V-14: Geometría de estribo
(Elaboración propia)

La carga de la superestructura que tributa en el estribo, se calcula como:

$$q_{(DC+Dw)_{sup}} = \frac{(DC+Dw)_{sup}}{w_{abut}} \quad q_{(DC+Dw)_{sup}} = \frac{417.51 \text{ [tonf]}}{16.11 \text{ [m]}} = 25.92 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}} \right]$$

Una vez cargado el modelo, con los empujes se verifican las tensiones en el hormigón bajo cargas de servicio y se obtiene la siguiente distribuciones de tensiones:

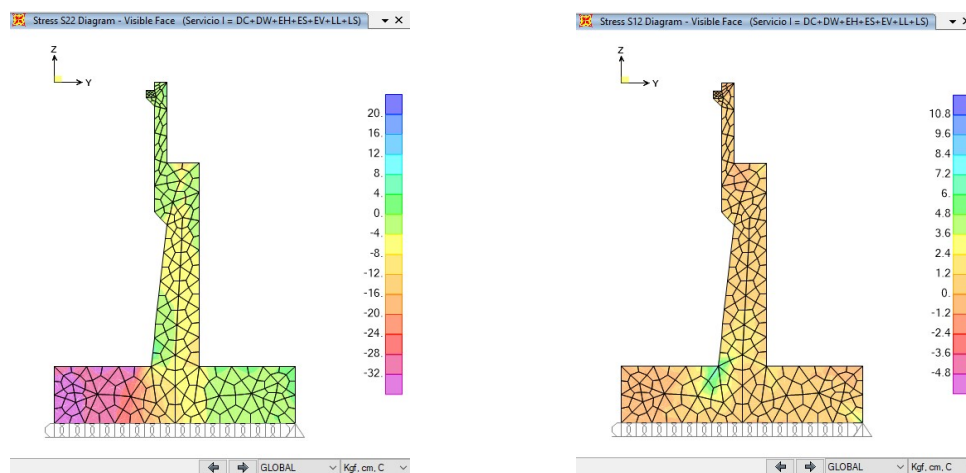


Figura V-15: Campo de tensiones en estribo [kgf/cm²]
(Elaboración propia)

Como límite de fisuración, se tiene:

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \cdot A}} \leq 0.6 f_y$$

$$d_c = 5.9 \text{ cm}$$

$$A = 2 \cdot d_c \cdot S = 118 \text{ cm}^2$$

Tipo de exposición: **Estructura enterrada**

$$Z = 17500 \text{ N/mm}$$

$$f_{sa} = 1937 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$0.6 \cdot f_y = 2520 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{sa} \text{ límite} = 1937 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Por lo tanto, el estribo proyectado verifica por fisuración.

La capacidad de desplazamiento de las juntas de dilatación proyectada es de 12 [cm], debiendo definir el grado de serviciabilidad que esta va a tener (mov. térmicos, sísmicos u otros).

V.3 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER)

Este tipo de análisis se puede utilizar para fines de diseño y además para verificar comportamiento de estructuras existentes (retrofit). En este trabajo, se utiliza el análisis con fines de diseño.

Según 4.3.2.9 de [8], se utiliza un procedimiento estático incremental no lineal para determinar la capacidad de desplazamiento de la estructura de un puente.

Las cargas horizontales o desplazamientos se incrementan gradualmente hasta que la estructura alcance la condición de falla o el mecanismo de colapso. El cambio en la rigidez de la estructura se modela a través de elementos con rigidez agrietada y rótulas plásticas.

V.3.1 Desplazamiento objetivo

Existen 2 maneras de obtener el desplazamiento último (δ_u). La primera es a través de un registro, se puede obtener un desplazamiento último razonable de la estructura, ver Figura III-9 y la otra manera es a través de un código de diseño, tal como se muestra en V.1 señalada en código AASHTO [6] o en NCh2745 [12].

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2) \cdot C_{VD} \cdot T_D}{B_D} \quad D_M = \frac{(g/4\pi^2) \cdot C_{VM} \cdot T_M}{B_M}$$

El desplazamiento objetivo (δ_{obj}). representa el desplazamiento máximo que tendrá la estructura para el nivel de amenaza sísmica seleccionado.

El análisis se realiza para un $\delta_{obj} = 1.5 \cdot \delta_u$ debido a que busca incrementar los desplazamientos hasta generar suficientes rótulas plásticas y la estructura se convierta en un mecanismo y llegue a ser inestable. (mismo desplazamiento obtenido en la verificación de estabilidad de carga vertical en estado deformado, de la placa elastomérica del estribo).

A continuación, se utiliza un patrón de cargas proporcionales al primer modo hasta el desplazamiento objetivo (*target displacement*).

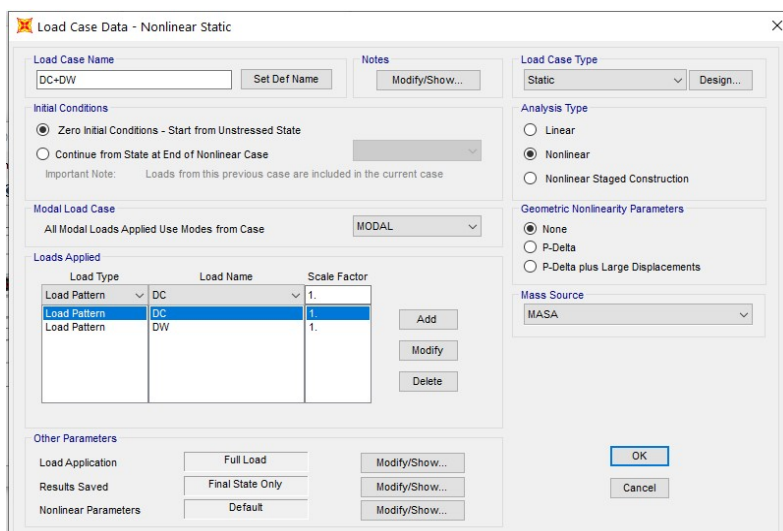


Figura V-16: Definición de carga gravitacional
(Elaboración propia)

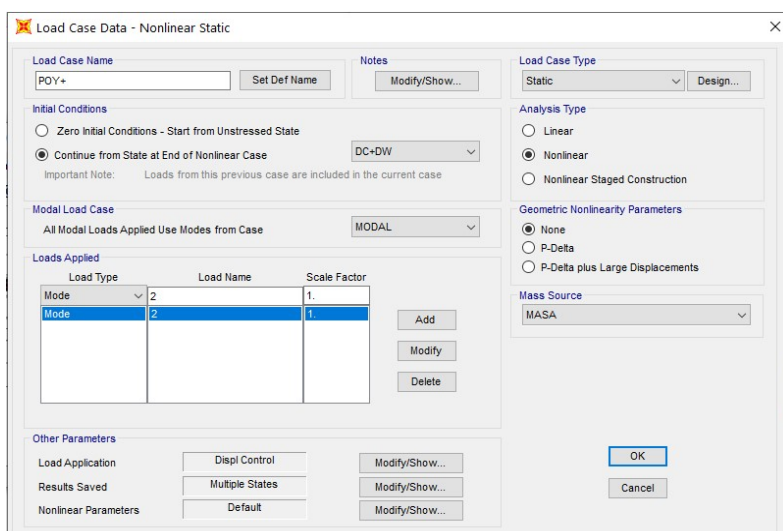


Figura V-17: Definición de pushover en dirección Y (POY+)
(Elaboración propia)

La ventaja del análisis estático no lineal (Pushover) es que:

- Permite identificar la formación de rótulas plásticas e identificar los puntos débiles de la estructura.
- Permite determinar la capacidad de desplazamiento de los elementos
- Permite identificar si existe la falla de algún elemento.

V.3.2 Sobrerresistencia de los materiales

a) Tamaño de columna y configuración de refuerzo

Se selecciona el tamaño de columna y la cuantía mínima de acero que satisfacen los requisitos del diseño estructural. A medida que aumentan estos parámetros, aumenta la sobrerresistencia. Esto puede conducir a un aumento en el tamaño de la fundación. Se prefiere una relación de tamaño y refuerzo que se encuentre bajo el punto de balance, especialmente en zonas de sismicidad alta.

b) Aumento de resistencia de la armadura

Casi todas las barras de refuerzo tienen un límite elástico mayor que el valor mínimo especificado que puede ser de hasta 30% más alto, con un aumento promedio del 12%. Combinando este aumento con el efecto del endurecimiento por deformación, es realista suponer un aumento del límite elástico de $1.25 \cdot f_y$, al calcular la sobrerresistencia de la columna.

c) Incremento en la resistencia del concreto

En el hormigón las resistencias reales a los 28 días pueden corresponder entre 20 a 25% más alto que lo especificado.

La resistencia a la compresión del hormigón se mejora aún más por el posible confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal. La carga rápida debido a las fuerzas sísmicas también resulta en un aumento significativo de la resistencia.

Considerando lo anterior, la resistencia real del concreto en un evento sísmico es probable que exceda significativamente la resistencia a los 28 días especificados. Por lo tanto, se podría suponer una mayor resistencia del concreto de $1.5 \cdot f'_c$ en el cálculo de la sobrerresistencia de la columna.

Para nuestro caso de estudio, se adopta $1.3 \cdot f'_c$.

d) Deformación por compresión última (ϵ_c)

Aunque las pruebas en hormigón no confinado muestran que 3‰ es una deformación razonable en la primera fisuración, los ensayos en secciones de columnas confinadas muestran un marcado aumento en este valor. La investigación ha respaldado deformaciones del orden de 0.01 y superior como la magnitud probable de la deformación de compresión última. Por lo tanto, los diseñadores podrían asumir un valor de deformación final igual a 1‰ como un valor realista.

e) Capacidad sobrerresistente

La derivación de la capacidad de sobrerresistencia de la columna se muestra en la Figura V-18. El efecto de propiedades del material más altas de lo especificado se ilustra comparando la curva de sobrerresistencia real, calculada con valores realistas f'_c , f_y y ϵ_c , con la curva de interacción de resistencia nominal, P_n , M_n . Se recomienda obtener la curva de sobrerresistencia aproximada multiplicando tanto P_n como M_n por $\phi = 1.3$, es decir, $1.3 \cdot P_n$, $1.3 M_n$.

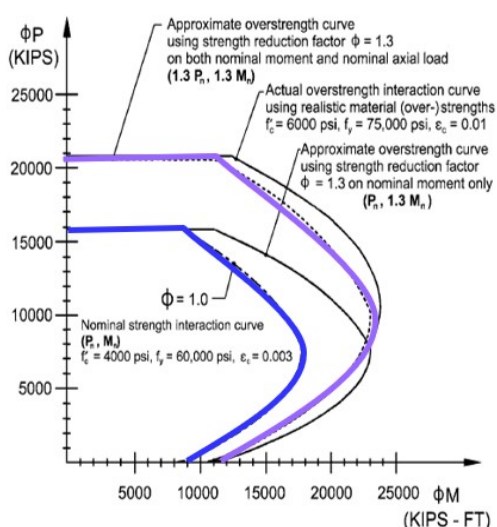


Figura V-18: Curvas de interacción: Sobrerresistencia aprox. a partir de R_n , [3], [4].

Esta curva sigue la forma general de la curva real muy de cerca en todos los niveles de cargas axiales. AASHTO [4], recomienda que:

- Para puentes en zonas 3 y 4 con clasificación operativa de "esencial" (como en el caso de estudio) o "crítico", la curva de sobrerresistencia para cargas axiales mayores que P_b se calculan utilizando valores realistas para f'_c , f_y y ϵ_c , como se recomienda en la Tabla V-10 o de valores basados en los resultados reales de los ensayos. La sobrerresistencia de la columna, así calculada, no debe ser inferior al valor estimado por la curva aproximada basada en $1.3 \cdot P_n$, $1.3 \cdot M_n$.

Tabla V-10: Incremento de valores recomendados para acero y hormigón [3] y [4]

Increased f_y (minimum)	$1.25 f_y$
Increased f'_c	$1.5 f'_c$
Increased ϵ_c	0.01

Las propiedades nominales utilizadas en este trabajo son hormigón G30 y acero A630-420H

Las propiedades de sobrerresistencia adoptadas son las que se muestran en la Tabla V-11.

Tabla V-11: Incremento de valores para acero y hormigón adoptados

Incremento f_y (mínimo)	$1.25 f_y$
Incremento f'_c (adoptado)	$1.30 f'_c$
Incremento ϵ_c	0.01

(Elaboración propia)

V.3.3 Definición de rótulas plásticas y asignación al modelo

Como el diseño sísmico se encuentra basado en desplazamientos y debido a que el comportamiento de la estructura es no lineal y se encuentra sometido a grandes desplazamientos, se debe emplear en el análisis la rigidez efectiva de la estructura.

Se realiza un nuevo modelo SAP2000, incorporando todas las propiedades no lineales definidas anteriormente.

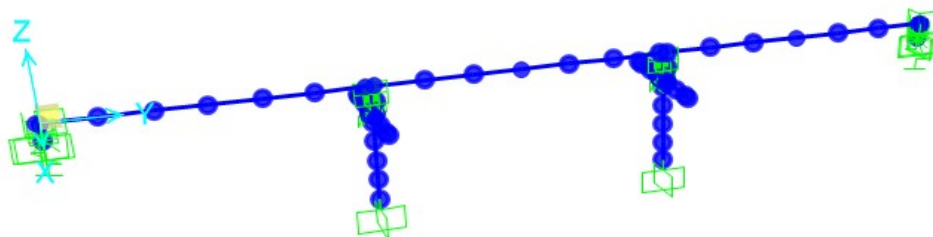


Figura V-19: Modelo estructural en SAP2000, Análisis Pushover
(Elaboración propia)

a) Distribución de rigidez y modelación de infraestructura y estribos

La rigidez para elementos de hormigón armado, se basa en las propiedades de la sección agrietada.

Los métodos analíticos para la demanda sísmica generalmente usan valores de rigidez que son representativos de deformaciones cercanas a las deformaciones de fluencia. A estos niveles de deformación, incluso antes de la fluencia, los elementos de hormigón armado se agrietan. El efecto del agrietamiento en la rigidez depende de la sección transversal, la relación de refuerzo longitudinal, la carga axial y la cantidad de deslizamiento de la unión. La rigidez a la flexión agrietada de un elemento de hormigón armado puede obtenerse mediante análisis $M-\phi$ de la sección transversal. En muchos casos, no es práctico calcular la rigidez efectiva de esta manera, y en su lugar, se asumen cantidades de rigidez efectiva en función de los valores de rigidez de los componentes, como los que se muestran en la Tabla V-12.

De la Tabla V-12 se observa que, para zonas dominadas por flexión, donde se espera que se produzca una rótula plástica en los extremos del elemento.

Tabla V-12: Rigidez de componentes, [14]

Componente	Rigidez Flexural	Rigidez al Corte	Rigidez Axial
Columnas de hormigón armado, vigas y cabezales donde se esperan grietas, pero no rótulas	$0.5 \cdot E_c \cdot I_g$	$0.4 \cdot E_c \cdot A_v$	$E_c \cdot A_g$
Vigas de hormigón pretensado, cabezales y pilotes donde no se esperan grietas	$E_c \cdot I_g$	$0.4 \cdot E_c \cdot A_v$	$E_c \cdot A_g$
Columnas de hormigón, pilotes y muros donde se espera rótula plástica.	$E_c \cdot I_{eff}$	$0.2 \cdot E_c \cdot A_g$	$0.5 \cdot E_c \cdot A_g$
Nota: E_c = Módulo elástico del concreto I_g = Momento de inercia de sección bruta I_{eff} = Momento de inercia efectivo de la sección A_v = Área de corte de la columna o viga A_g = Área bruta de columna o viga			

Por lo tanto, la rigidez a la flexión efectiva de una columna de concreto estructural severamente agrietada es:

$$E_c \cdot I_{eff} = \frac{M_n \cdot D'}{2 \cdot \epsilon_c}$$

Esta rigidez generalmente será algo menor que $0.5 E_c I_g$, que es un valor comúnmente asumido para elementos de hormigón armado, cuando solo se espera una cantidad moderada de grietas y no se espera rotulación plástica.

La Tabla V-12 también enumera los valores efectivos para la rigidez cortante y la rigidez axial de vigas y columnas de hormigón armado con y sin grietas con y sin rótula plástica. Además, la rigidez torsional de una columna de hormigón armado agrietada puede tomarse como el 20% del valor no agrietado.

Para una evaluación de la capacidad de desplazamiento (mediante pushover), la resistencia de los componentes en el modelo debe basarse en su capacidad plástica esperada. La resistencia a la flexión de los elementos reforzados y pretensados debe basarse en las propiedades esperadas del material del acero y el hormigón. El objetivo aquí es determinar el desplazamiento en el que los componentes inelásticos alcanzan su capacidad de deformación. La capacidad de deformación generalmente se expresa en términos de una

rotación plástica máxima de las zonas de rótula. La capacidad de deformación máxima es la suma de la deformación de fluencia y la deformación plástica, es decir, $\theta_{\text{máx}} = \theta_y + \theta_p$ [rad] ó $\Delta_{\text{máx}} = \Delta_y + \Delta_p$ [cm].

La rigidez de otros elementos que no están sujetos a una respuesta y daño inelásticos se consideran con propiedades elásticas, incluidos los efectos del agrietamiento del concreto. La rigidez de los cabezales de cepas (*pier caps*) son incluidos en el modelo. Se suponen que los cabezales de vigas y uniones en infraestructura de hormigón armado son rígidos.

b) Representación del amortiguamiento

La disipación de energía en un puente, se representan mediante amortiguación no clásica, definiendo las propiedades no lineales de las placas elastoméricas diseñada anteriormente.

c) Modelación de aisladores y rótulas plásticas

Considerando las propiedades efectivas, para elementos principales:

- Propiedades de aislador en cepa

The figure displays two side-by-side screenshots of the 'Link/Support Directional Properties' dialog box. Both windows have the same layout and title bar. The left window is for direction 'U2' and the right window is for direction 'U3'. Both are configured for a 'Rubber Isolator' with 'NonLinear' set to 'Yes'. The 'Properties Used For Linear Analysis Cases' section shows 'Effective Stiffness' and 'Effective Damping' values. The 'Properties Used For Nonlinear Analysis Cases' section shows 'Stiffness', 'Yield Strength', and 'Post Yield Stiffness Ratio' values. The 'Shear Deformation Location' section shows 'Distance from End-J' set to 0.

Property	U2 (Left Window)	U3 (Right Window)
Property Name	AIS_CERA	AIS_CERA
Direction	U2	U3
Type	Rubber Isolator	Rubber Isolator
NonLinear	Yes	Yes
Effective Stiffness	5.035	3.525
Effective Damping	0.411	0.516
Distance from End-J	0	0
Stiffness	26.6526	26.6526
Yield Strength	63.162	63.162
Post Yield Stiffness Ratio	0.1	0.1

Figura V-20: Propiedades usadas para placas en cepa
(Elaboración propia)

- Propiedades de aislador en estribo

Figura V-21: Propiedades usadas para placas en estribo

(Elaboración propia)

No se considera en modelo la rigidez vertical de los aisladores.

Propiedades de la columna en la cepa:

$$E_c I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (GA)_{eff} = G_c A_{ew} \frac{I_{eff}}{I_g} \quad EI_{eff} = \begin{cases} 0.5 \cdot EI_g & (\text{hormigón armado}) \\ 1.0 \cdot EI_g & (\text{hormigón pretensado}) \end{cases}$$

Las propiedades efectivas para el tablero (izq) y columna de cepa (der):

Figura V-22: Propiedades efectivas para tablero (izq) y columna de cepa (der)

(Elaboración propia)

Luego, las rótulas en el tramo se definen con los valores del diagrama de interacción que se muestra en la Figura V-23 a continuación.

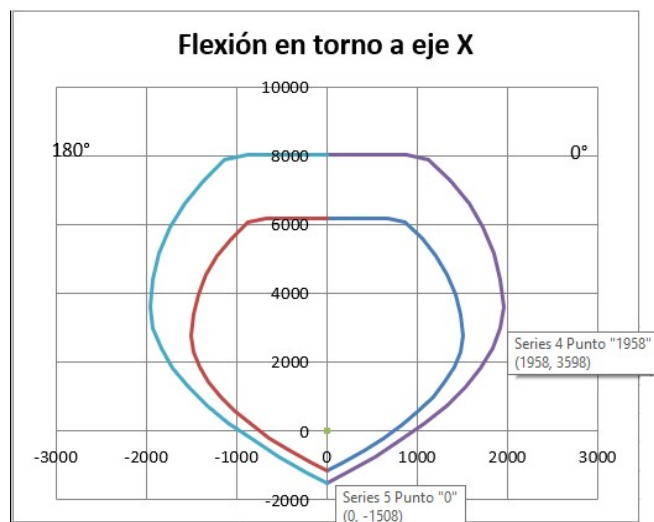


Figura V-23: Curvas de interacción de sobrerresistencia para sección estudiada.

(Elaboración propia)

Alargamiento a tracción pura

$$\begin{aligned}\varepsilon_s &= 0.003 \\ \delta_s = \varepsilon_s L &= 0.025 \text{ m}\end{aligned}$$

Acortamiento a compresión pura

$$\begin{aligned}\varepsilon_c &= 0.001 \\ \delta_c = \varepsilon_c L &= 0.013 \text{ m}\end{aligned}$$

$$M_{22} = M_{33} = M = 195800 \text{ tonf-cm}$$

$$\phi = M/(E_c I_{eff}) = 0.0047 \text{ rad/m}$$

Hinge Property Data for a Parametric Concrete P-M2-M3 Hinge (FH1)

Hinge Specification Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

☒ Relative Hinge Length

Hinge Length: 0.2

Force Scale Factors

☐ Use Yield Forces

Tension: 1508 tonf

Compression: 8017 tonf

Bending, Axis 2: 1958 tonf-m

Bending, Axis 3: 1958 tonf-m

Deformation Scale Factors

Tension: 0.025 m

Compression: 0.013 m

Bending, Axis 2: 0.0047 rad/m

Bending, Axis 3: 0.0047 rad/m

Figura V-24: Input de rótula en el tramo de columnas

(Elaboración propia)

d) Modelación de juntas de expansión y estribos

Dado que el objetivo de este trabajo es diseño, se intenta dimensionar la estructura, tal que las juntas de dilatación existentes en el mercado, permitan absorber las deformaciones de la superestructura. Por lo que no se consideran en la modelación de esta.

En el modelo de la estructura general no se incorpora la rigidez del estribo.

V.3.4 Diseño por capacidad de componentes

Este análisis no-lineal estático, busca diseñar para la sobrerresistencia de los elementos estructurales.

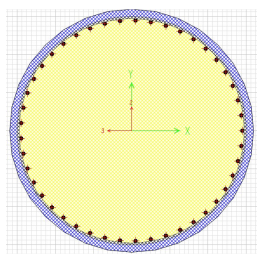


Figura V-25: Sección de columna analizada
(Elaboración propia)

Columna circular

$D_s =$	2.00 m
$D_c =$	1.60 m
$B_c =$	1.60 m
$A_g =$	20106.2 cm ²
$A_v =$	18095.6 cm ²

Superestructura without drop cap

$D_c/D_s =$	0.80
$0.7 \leq D_c/D_s \leq 1.0$	OK

Viga cabezal

$H_p =$	2.00 m	
$H_{cap} \geq 1.25 * H_p =$	2.50 m	
$H_{cap} =$	2.50 m	OK
$B_{cap} \geq D_c + 0.6 [m]$	2.20 m	
$B_{cap} =$	2.20 m	OK

Armadura longitudinal	Columna	
Diam. barra =	25 mm	
$A_{sbl} =$	4.91 cm ²	
$d_{bl} =$	2.50 cm	
Cantidad	45 phi 25	barras longitudinales
$A_{st} =$	220.9 cm ²	
$\rho_v =$	1.10%	Cuantía de acero longitudinal
$A_{st \max} = 0.04 \cdot A_g$	804.25 cm ²	OK
$A_{st \min} = 0.01 \cdot A_g$	201.06 cm ²	OK
@ barras longitudinales		
$s_{lb \min} = 1.5 \phi =$	3.75 cm	
$s_{lb \max} =$	45.7 cm	
$s =$	10.13 cm	OK

En zona de rótula plástica

Armadura de estribos en zona de rótula plástica

Diam. barra =	12 mm
$A_{sbt} =$	1.131 cm ²
$d_{bt} =$	1.20 cm
rec =	5.0 cm
$d = D_c - 2 \cdot \text{rec} - d_{bl} - 2 \cdot d_{bt} =$	145.1 cm
$b = B_c - 2 \cdot \text{rec} - d_{bl} - 2 \cdot d_{bt} =$	145.1 cm

Max @ Estribos en zona de rótula plástica según 8.8.9, se define en 4.11.7 (GSSBD), no debe exceder:

$0.2 \cdot D_c$	32.0 cm	$1/5 \cdot D_c$ (sección transversal para columnas) ó 1
$6 \phi =$	15.0 cm	
6" =	15.2 cm	Single hoop o refuerzo en espiral
8" =	20.3 cm	for boundled hoop reinforcement
$s_{\max} =$	15.0 cm	Max @ Estribos en zona de rótula plástica

n° estribo =	1
$\emptyset =$	12 [mm]
$s =$	12 [cm]

OK

$A_{sp} / s =$ 18.85 [cm²/m]

Área de zuncho o cerco (confinamiento)

$D' =$ 145.10 [cm]

Diámetro de espiral o zuncho

$\rho_{s \min} =$ 0.500%

$\rho_s =$ 0.520%

OK

$f_s = \rho_s f_{yh} =$ 2.18 [MPa] = [N/mm²]

$v_c =$ 1.81 [MPa] = [N/mm²]

$V_c = v_c A_e =$ 2907330.5 [N]

$V_c =$ 290.7 [tonf]

$V_s =$ 114.9 [tonf]

$V_{s, \max} \leq 2,12 A_e (f'_c)^{1/2} =$ 590.6 [tonf]

$V_s \leq V_{s, \max} =$ 114.9 [tonf]

$V_n = V_c + V_s =$ 405.6 [tonf]

En zona fuera de rótula plástica

Armadura de estribos en zona fuera de la rótula plástica

Max @ Estribos en zona fuera de rótula plástica según (GSSBD), no debe exceder:

$1/2 * D_c =$	80 cm		
$9 \phi =$	22.5 cm		
$10'' =$	25.4 cm		
$s_{m\acute{a}x} =$	22.5 cm		Max @ Estribos en zona fuera de rótula plástica
n° estribo =	1		
$\emptyset =$	12 [mm]		
$s =$	20 [cm]		OK
$A_{sp} / s =$	11.31 [cm ² /m]		
rec =	7.62 [cm]		
$D' = D_c - 2 * rec - d_{bt} =$	143.56 [cm]		
$\rho_{s \text{ min}} =$	0.260%		
$\rho_s =$	0.315%		OK
$f_{yh} =$	420 [MPa] = [N/mm ²]		
$A_{v, \text{min}} / s = 0.17 * D' / f_{yh} =$	5.811 [cm ² /m]		
$A_v / s =$	11.310 [cm ² /m]		OK
$V_s =$	68.2 [tonf]		
$V_{s, \text{m\acute{a}x}} \leq 2.12 A_g (f'_c)^{1/2} =$	590.6 [tonf]		
$V_s \leq V_{s, \text{m\acute{a}x}} =$	68.19 [tonf]		
$f_s = \rho_s f_{yh} \leq 2.41$	1.324 [MPa]		OK
$F_1 = f_s / 12.5 + 0.305 - 0.083 \mu_D =$	0.252	$0.025 \leq F_1 < 0.25$	NC
$F_2 = 1 + P_u / (13.8 * A_g) =$	1.078	$F_2 < 1.50$	OK
$0.33 (f'_c)^{1/2} =$	1.807 [MPa] = [N/mm ²]		
$v_c = 0.25 F_2 (f'_c)^{1/2} < 0.33 (f'_c)^{1/2}$			
$v_c =$	1.48 [MPa] = [N/mm ²]		OK
$V_c = v_c A_g =$	2374966.6 [N]		
$V_c =$	237.5 [tonf]		
$V_s =$	68.2 [tonf]		
$V_n = V_c + V_s =$	305.7 [tonf]		

¡Se adopta OK!

a) Análisis momento curvatura de la sección

El cálculo de la rigidez efectiva, se verifica a través del diagrama de momento curvatura de la sección de hormigón armado, obtenida a través de una curva bilineal idealizada que entrega el mejor ajuste a la curva real de comportamiento mediante áreas compensadas.

Se incorporan las propiedades de sobrerresistencia a través del modelo de Mander para hormigón confinado

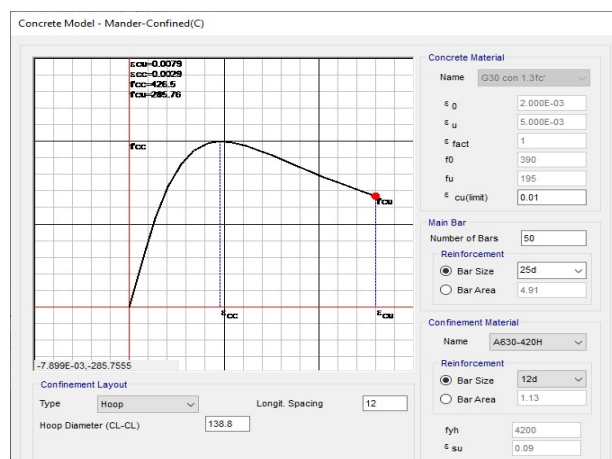


Figura V-26: Constitutiva de Mander para Hormigón Confinado en kgf, cm (Elaboración propia)

Del análisis de momento curvatura de la sección, se obtiene:

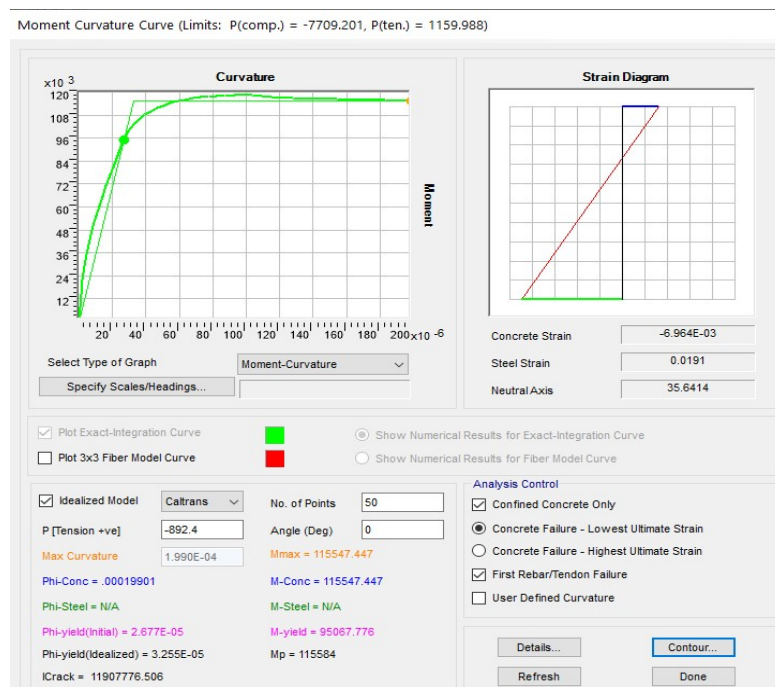


Figura V-27: Modelo momento-curvatura de sección (Elaboración propia)

Momento Curvatura de columna		Propiedades de sobrerresistencia	
$f'_{ce} = \max(1,3 f'_c ; 350) =$		390 kg/cm ²	
$1.25 f_y =$		5250 kg/cm ²	
$E_s =$		2100000 kg/cm ²	
$f_{ye} =$		5250 kg/cm ²	
$E_c =$		298201 kg/cm ²	
$\epsilon_y =$		0.0021	
$\epsilon_{ye} =$		0.0023	
$\epsilon_{su} =$		0.12	
$\epsilon_{su}^R =$		0.09	
$\epsilon_{sh} =$		0.01	
$EI_{eff} =$		3550912132 tonf-cm ²	
$I_{eff} =$		11907777 cm ⁴	
$I_g \text{ strong} =$		32169909 cm ⁴	
			factor = $I_{eff}/I_g =$ 0.37

El factor < 0.5 , es considerado esperable, para grietas moderadas sin rotulas plásticas, tal como se menciona en Tabla V-12.

b) Capacidad de momento plástico para SDC B, C y D

Capacidad de ductilidad de desplazamiento

$\phi_y =$	3.255E-05 rad/cm	del análisis de M- ϕ
$L_L =$	10.00 m	Largo de columna en dirección longitudinal
$L_T =$	10.00 m	Largo de columna en dirección transversal
$L_b = L - 0.5 * D_c =$	9.20 m	

Requisitos de conexión flexural para columnas 8.8.6 Máximo diámetro de barras (GSSBD)

$$d_{bl \text{ máx}} = 2.1 * \sqrt{f'_c} L_b / f_{ye} = 25.20 \text{ cm} \quad \text{OK} \quad 8.2.3$$

Longitud de rótula plástica equivalente:

Longitud en que la curvatura plástica se asume constante para estimar la rotación plástica.

$$\begin{aligned}
 L_1 &= L_L / 2 = 5000 \text{ mm} \\
 &= 0.08 L_1 + 0.022 f_{ye} * d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} * d_{bl} = 63.1 \text{ cm} \quad 7.6.2 \text{ (a)} \\
 \Delta_{gap} &= 100.0 \text{ mm} \\
 L_{p2} &= \Delta_{gap} + 0.044 f_{ye} * d_{bl} = 56.2 \text{ cm} \quad 7.6.2 \text{ (b)} \\
 L_{p3} &= D + 0.08 L_1 = 200.0 \text{ cm} \quad 7.6.2 \text{ (c)} \\
 \max\{L_{p1}, L_{p2}, L_{p3}\} &= L_p = 200.0 \text{ cm} \\
 L_2 &= L_T / 2 = 5000 \text{ mm} \\
 L_{p3} &= D + 0.08 L_2 = 200.0 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

El esquema siguiente, muestra que la longitud de rótula plástica equivalente, corresponde a la longitud en que la curvatura plástica se asume constante para estimar la rotación plástica.

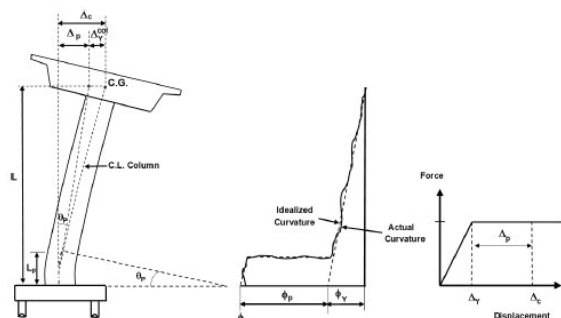


Figure C5.2.2-1 Local Displacement Capacity of a Typical Cantilever Column with Fixed Base

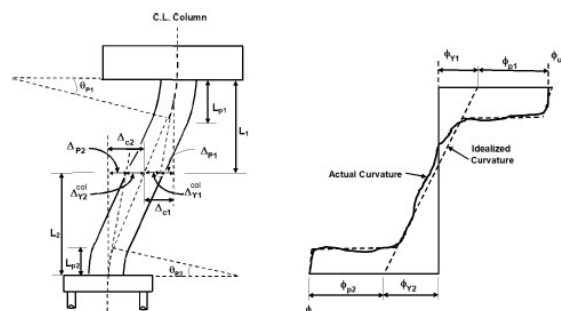
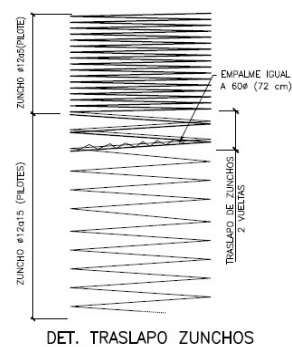
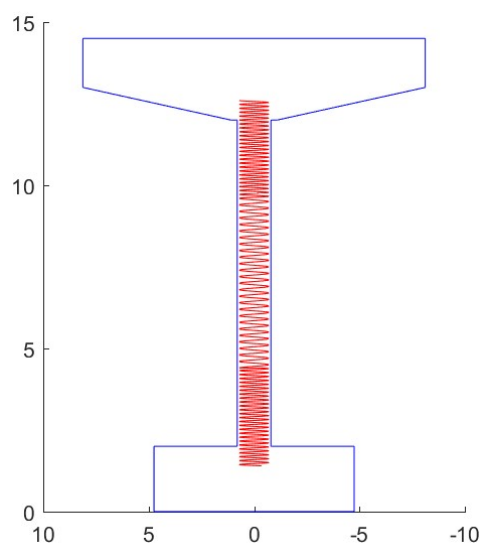


Figure C5.2.2-2 Local Displacement Capacity of a Typical Fixed-Fixed Column

Figura V-28: Esquema longitud rótula plástica equivalente, [9]

El detalle del confinamiento en la región de rótula plástica, se proporciona en una columna, sobre la región de rótula plástica, L_{pr} como se muestra en 4.11.7 de [1] y se resume a continuación:

$$L_{pr} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \cdot \phi_{col} \\ L : M_u > 0.75 \cdot M_p \\ L_p \end{array} \right. \rightarrow L_{pr} = 240 \text{ [cm]}$$



DET. TRASLAPO ZUNCHOS
ESCALA 1:30

NOTA:
1. EL ZUNCHO DEBERA SER EN ESPIRAL CONTINUO, DE NO SER POSIBLE POR PESO Y/O CONDICIONES DEL MANEJO DEL ROLLO DE ARMADURAS A UTILIZAR, SE DEBERIAN CONSIDERAR TRASLAPOS ENTRE ZUNCHOS DE DOS VUELTAS, EMPALMANDO LAS ARMADURAS EN 60 DIAMETROS (AMARRAR ARMADURAS, VER DET.1)
2. ZUNCHO DOBLE CONTINUO, EMPALMES PERMITIDOS SOLO EN EL CENTRO DE COLUMNA.

Figura V-29: Detalle de confinamiento lateral en columna de cepa
(Elaboración propia)

c) Capacidad local de desplazamiento

La capacidad local de desplazamiento Δ_c , es definida como capacidad de desplazamiento de un elemento atribuido a su flexibilidad elástica, Δ_y^{col} y su capacidad de deformación de rótula plástica, Δ_p .

La capacidad local de desplazamiento de un elemento se encuentra basada en su capacidad de rotación, la cual a su vez depende de la capacidad de curvatura de su rótula plástica.

A continuación, se muestra los resultados del pushover en dirección longitudinal y en dirección transversal, del inicio de formación de rótula plástica

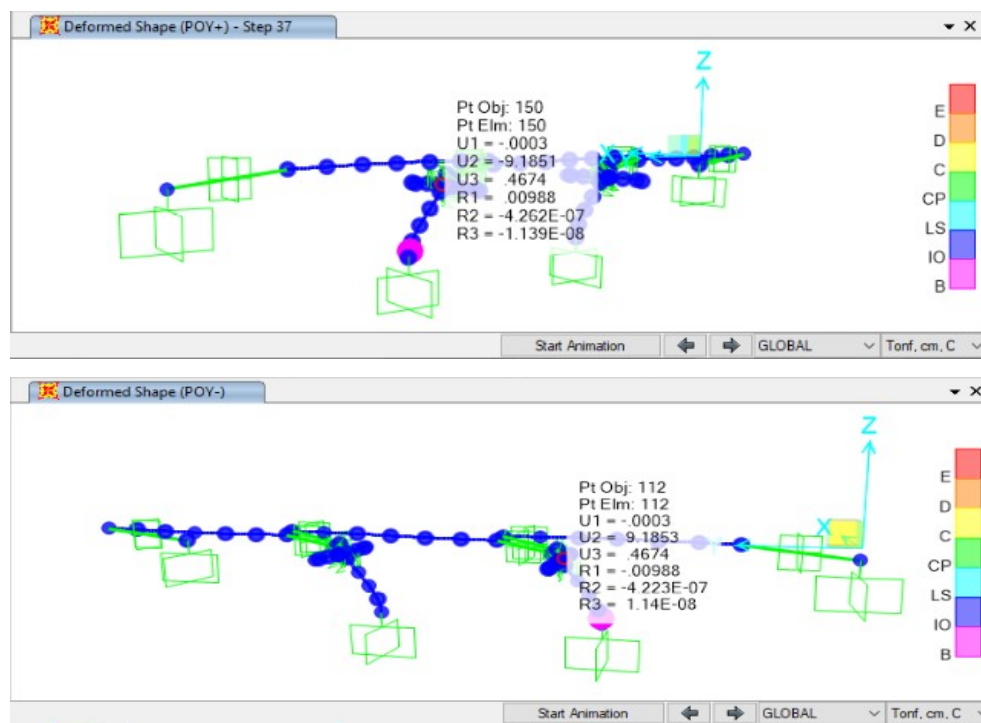


Figura V-30: Capacidad de desplazamiento de fluencia, dirección longitudinal (Elaboración propia)

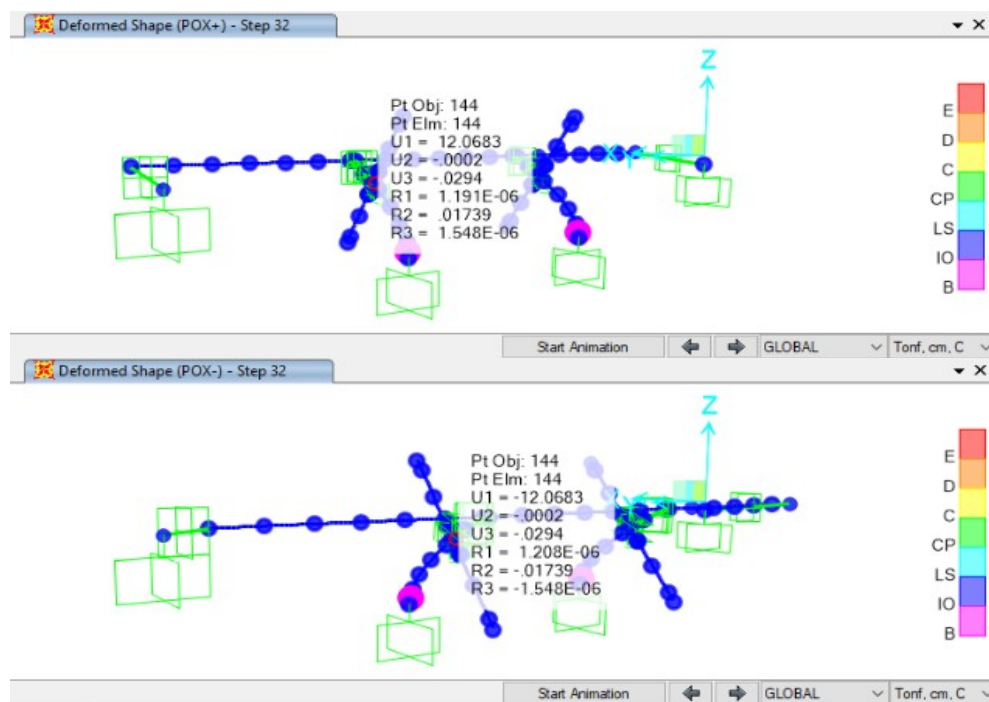


Figura V-31: Capacidad de desplazamiento de fluencia, dirección transversal (Elaboración propia)

Luego, resumiendo la capacidad de desplazamiento cuando se alcanza la primera fluencia en la columna tanto en dirección longitudinal como transversal, se tiene:

Capacidad de desplazamiento de fluencia

Modelo Pushover	
$\Delta_{VL} =$	9.18 cm
$\Delta_{VT} =$	12.07 cm

A continuación, se muestra los resultados del pushover en dirección longitudinal y en dirección transversal, de la máxima capacidad de desplazamiento de la estructura.

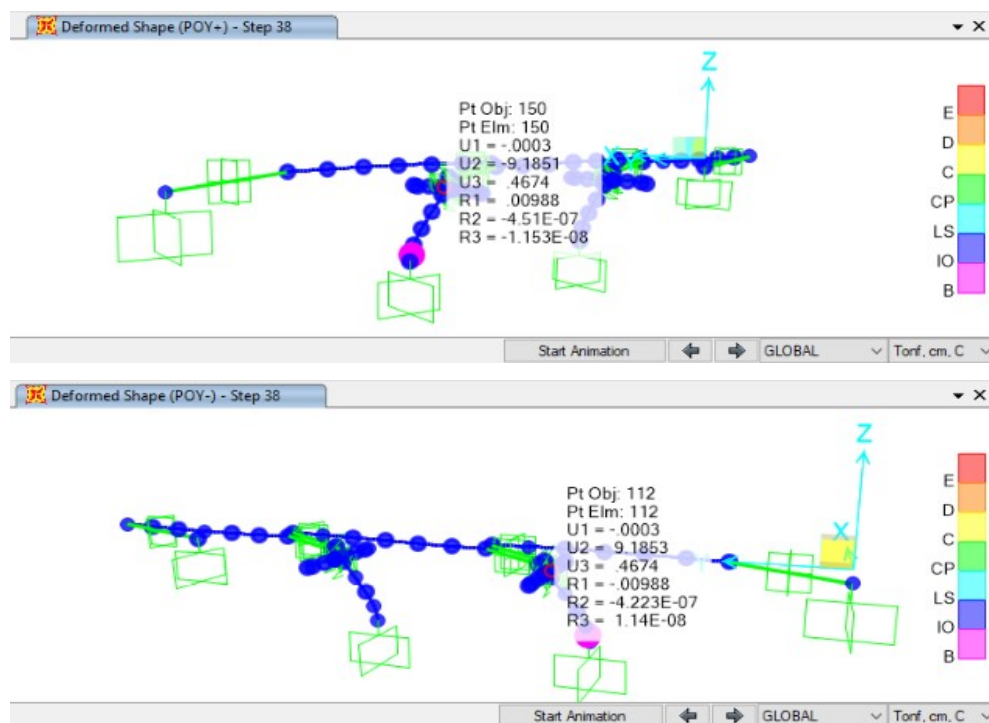


Figura V-32: Máxima capacidad de desplazamiento, dirección longitudinal (Elaboración propia)

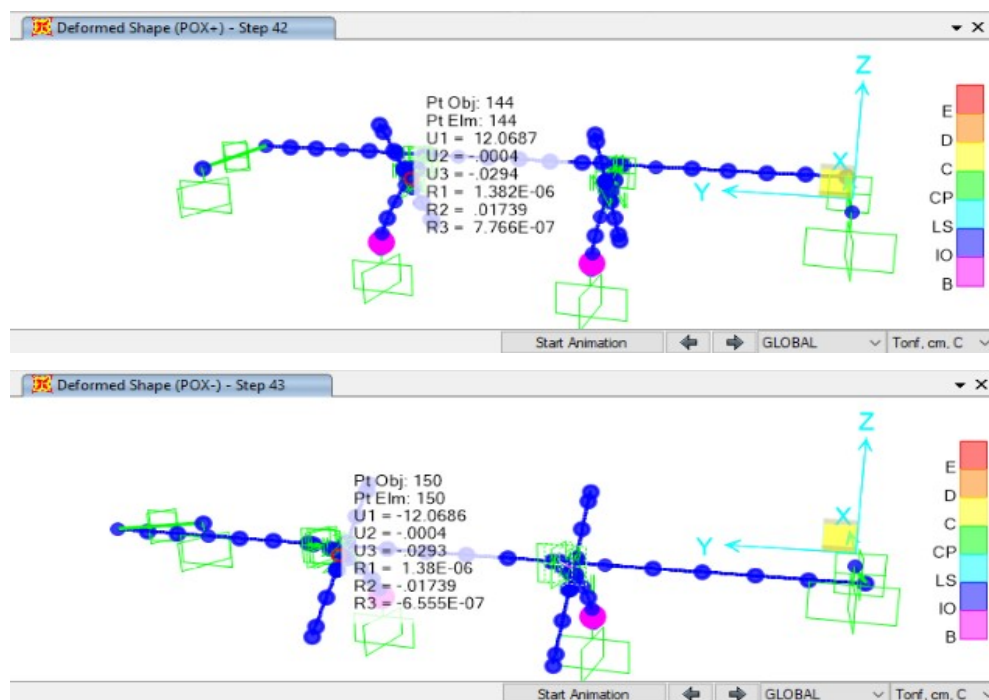


Figura V-33: Máxima capacidad de desplazamiento, dirección transversal (Elaboración propia)

Capacidad de desplazamiento

Modelo Pushover	
$\Delta_{CL} =$	9.18 cm
$\Delta_{CT} =$	12.07 cm

Ductilidad de desplazamiento mínimo local

$$\mu_{eL} = \Delta_{CL} / \Delta_{VL} = 1.000$$

$$\mu_{eT} = \Delta_{CT} / \Delta_{VT} = 1.000$$

Se puede ver que el desplazamiento de fluencia y la máxima capacidad de desplazamiento es igual, por lo que se obtiene ductilidad 1.0, es decir la columna en la cepa se comporta de manera elástica, tal como se muestra para el Sistema estructural sismorresistente Tipo 3, en la Figura II-5.

Muchos análisis rigurosos tiempo-historia de estructuras inelásticas han demostrado que el análisis convencional elástico predice adecuadamente el máximo desplazamiento en las estructuras. Por lo que, basado en regla de igual desplazamiento, podemos determinar la ductilidad de desplazamiento como:

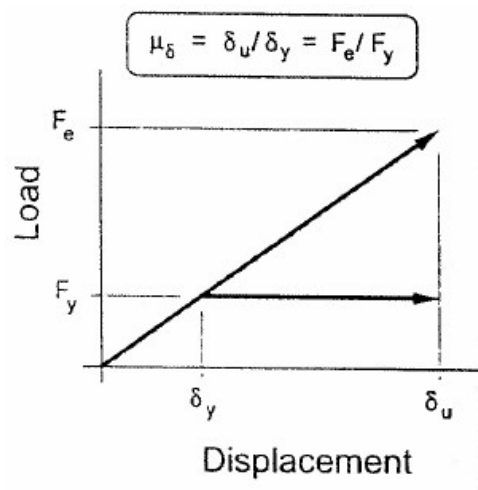


Figura V-34: Ductilidad de desplazamiento según regla de igual desplazamiento, [11]

Recordando los valores obtenidos en la demanda de desplazamiento del análisis multimodal espectral, se tiene:

$\Delta_{DL} = 7.01$ cm Desplazamiento longitudinal
 $\Delta_{DT} = 11.34$ cm Desplazamiento transversal

Tipo = Single Column bents

$\mu_d \leq 5.0$

Ductilidad de demanda de desplazamiento

$\mu_{DL} = \Delta_{DL} / \Delta_{YL} = 0.76$ OK

$\mu_{DT} = \Delta_{DT} / \Delta_{YT} = 0.94$ OK

Dado que los valores de ductilidad de demanda de desplazamiento calculados del análisis multimodal, son cercanos a 1.0, se confirma que el análisis dinámico elástico predice adecuadamente el máximo desplazamiento en la estructura.

d) Verificación P-Delta

En la Tabla V-13, se muestran los resultados obtenidos del análisis Pushover en las columnas de las cepas C-1 y C-2

Tabla V-13: Fuerzas en columnas, obtenidas del análisis Pushover

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	
Text	cm	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-cm	Tonf-cm	Tonf-cm	
C-1	1000	POX+	NonStatic	-199.8674	-87.5649	-0.0286	-4.07	5.464	0.00453	
C-1	1000	POX-	NonStatic	-199.8735	-0.000003124	-0.0288	-3.537	5.733	-126069.663	
C-1	1000	POY+	NonStatic	-217.2374	-0.000003124	-174.3398	-0.012	8.932	-1.612	
C-1	1000	POY-	NonStatic	-199.8575	-0.0009452	-0.0286	-0.0000267	-133876.664	-3.046	
C-2	1000	POX+	NonStatic	-199.8674	-87.5649	0.024	0.0000267	-8.932	0.00453	
C-2	1000	POX-	NonStatic	-199.8735	-0.000003124	0.0244	-4.07	-8.998	-126069.663	
C-2	1000	POY+	NonStatic	-199.8575	-0.0009452	-174.3158	-0.018	-8.932	-3.249	
C-2	1000	POY-	NonStatic	-217.2378	-0.000003124	0.0286	0.0000267	-133868.96	-1.612	

(Elaboración propia)

$P_{DL} = 217.2$ tonf
 $M_{pol}^{col} = 133869.0$ tonf-cm
 $P_{DL} \Delta / M_{pol}^{col} = 0.011$ Efectos P-Delta pueden ser ignorados

$P_{DT} = 199.9$ tonf
 $M_{pot}^{col} = 126069.663$ tonf-cm
 $P_{DL} \Delta / M_{pot}^{col} = 0.018$ Efectos P-Delta pueden ser ignorados

Se verifican para ambas direcciones que el efecto P-Delta puede ser ignorado para el cálculo en la infraestructura.

**Verifica Mínima Resistencia Lateral
(Revisión del cortante mínimo)**

$P_d =$	842.2 tonf	Cepa
$0,1 \times P_d =$	84.2 tonf	
$V_{min} =$	84.2 tonf	$Q_{min} = 0.20 K_1 A_o \frac{P}{g} S$
$V_L =$	87.6 tonf	OK
$V_T =$	174.3 tonf	OK

Los cortes alcanzados en el análisis no lineal estático, se encuentran por sobre el corte mínimo establecido en el MC-V3.

Diseño por corte de la Columna (AASHTO SEISMIC 8,6,2)

$P_U =$	217.2 tonf
$V_U =$	174.3 tonf
$M_p =$	133869.0 tonf-cm

El diseño del corte para sobrerresistencia de las rótulas plásticas, se obtiene del M_p y se aumenta en un 20%. Con este valor se encuentra el corte de diseño.

$V_p = 2 M_p / (L - L_p / 2) =$	297 tonf
$V_o = 1.2 V_p =$	357 tonf
$A_e = 0.8 A_g =$	16085.0 cm ²

Luego, con la armadura seleccionada en zona de rótula plástica, se tiene:

$V_n = V_c + V_s =$	405.6 [tonf]
---------------------	---------------------

Un corte mayor a 357 [tonf] no podría darse en la columna, por lo que Ø12@12 cumple con la armadura de confinamiento (definida en zona de rótula plástica).

e) Capacidad de fundación

La base debe tener suficiente resistencia para garantizar que la columna se haya movido más allá de su capacidad elástica antes de que la base alcance su capacidad nominal esperada.

Las columnas que se enmarcan en los cimientos no pueden protegerse tan fácil de las demandas de deformaciones inelásticas. Tampoco pueden determinarse fácilmente sus deformaciones debido a la flexibilidad incierta de los cimientos y las vigas del primer piso. Dada la naturaleza crítica de estas columnas, y las numerosas fallas reportadas en la literatura, se recomienda detallar de manera conservadora para mantener una rotación efectiva de la columna (o razón de drift $\delta_u / L = \phi_u \cdot L_p$) igual al drift de entrepiso esperado en ese lugar.

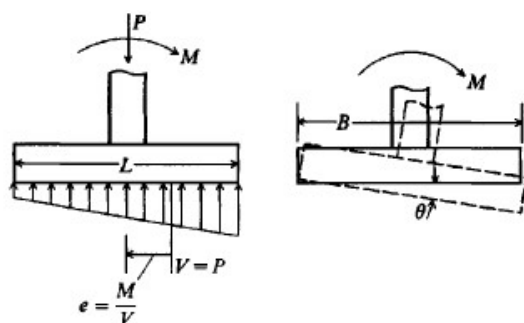


Figura V-35: Momento de vuelco resistido por ancho B, [20]

Para rotaciones estáticas, cuando una columna aplica un momento de vuelco se puede estimar la rotación en la zapata como:

$$\tan \theta = \frac{M}{B^2 \cdot L} \left(\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right) \cdot I_\theta$$

Dónde:

M = Momento de vuelco resistido por ancho B

I_θ = Factor de influencia para cálculo de rotación de una zapata, que pueden ser usado para base rígida, como se muestra en Tabla V-14, propuesta por Taylor (1967).

E_s = Módulo de elasticidad promedio del suelo bajo la fundación (ver Anexo A).

ν = Módulo de poisson del suelo (ver Anexo A)

B = Ancho de zapata

L = Largo de zapata

Tabla V-14: Factor de influencia para cálculo de rotación de una zapata, [20]

TABLE 5-5
Influence factors I_θ to compute rotation of a footing

L/B	Flexible	Rigid†	
0.1	1.045	1.59	
0.2	1.60	2.42	
0.50	2.51	3.54	
0.75	2.91	3.94	
1.00 (circle)	3.15 (3.00)*	4.17 (5.53)*	
1.50	3.43	4.44	For rigid:
2.00	3.57	4.59	$I_\theta = 16/[\pi(1 + 0.22B/L)]$
3.00	3.70	4.74	
5.00	3.77	4.87	
10.00	3.81	4.98	
100.00	3.82	5.06 = $16/\pi$	

*For circle B = diameter.

†There are several "rigid" values; these are from equations given by Taylor (1967, Fig. 9, p. 227). They compare reasonably well with those given by Poulos and Davis (1974, p. 169, Table 7.3).

De mecánica de materiales se tiene que, la relación entre la rotación de la viga y el momento (cuando el extremo lejano es fijo, el inducido $M' = M / 2$) es:

$$\theta = \frac{ML_c}{4E_c I_c}$$

El momento para causar una rotación de columna de θ es:

$$M = \frac{4E_c I_c}{L_c} \theta$$

Dónde:

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón

I_c = Momento de inercia de la columna

L_c = Largo de columna

θ = Rotación estimada

Considerando los siguientes parámetros de suelo (ver Tabla A-1) y de cepa, se tiene:

GIRO DE FUNDACIÓN

Propiedades de Suelo

$E_s = 2500.00 [\text{tonf/m}^2]$

$\nu = 0.30$

Propiedades de Columna

$E_c = 2982011.07 [\text{tonf/m}^2]$

$I_c = 0.32 [\text{m}^2]$

$L = 10.00 [\text{m}]$

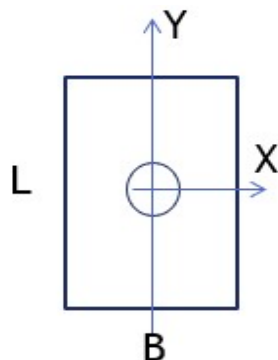


Figura V-36: Esquema ejes locales de fundación

(Elaboración propia)

VERIFICACIÓN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Data	EN_TORNO_EJE_Y	EN_TORNO_EJE_X
'Ith'	[4.3825]	[3.9220]
'th [rad]'	[6.2124e-05]	[9.9813e-11]
'Mu [ton*m]'	[18.1282]	[4.4170e-05]
'Mr [ton*m]'	[23.8385]	[3.8301e-05]
'k_{theta} [ton*m/rad]'	[3.8372e+05]	[3.8372e+05]

VERIFICACIÓN ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

Data	EN_TORNO_EJE_Y	EN_TORNO_EJE_X
'Ith'	[4.3825]	[3.9220]
'th [rad]'	[2.8186e-05]	[8.8130e-10]
'Mu [ton*m]'	[8.2249]	[3.9000e-04]
'Mr [ton*m]'	[10.8157]	[3.3818e-04]
'k_{theta} [ton*m/rad]'	[3.8372e+05]	[3.8372e+05]

VERIFICACIÓN EVENTO EXTREMO

Data	EN_TORNO_EJE_Y	EN_TORNO_EJE_X
'Ith'	[4.3825]	[3.9220]
'th [rad]'	[0.0010]	[0.0023]
'Mu [ton*m]'	[301.0900]	[1.0036e+03]
'Mr [ton*m]'	[395.9330]	[870.2335]
'k_{theta} [ton*m/rad]'	[3.8372e+05]	[3.8372e+05]

Como la rotación es equivalente a aplicar un momento M_r opuesto al momento solicitante M_u dado, el momento de equilibrio se reduce a cero y el giro de la base $\theta < th$ [rad]. Esto se puede ver para todos los valores en torno al eje Y, mientras que para los valores en torno al eje X, ocurre lo contrario, siendo más notoria la diferencia en la verificación en Evento Extremo, lo que es posible resolver aumentando la inercia de la columna en torno a esta dirección, con lo que se mejora este comportamiento.

Importante recordar, que los valores de th [rad], corresponde a valores de rotaciones solicitantes de la base y dependen de los valores de E_s y v indicados anteriormente.

Luego, considerando recubrimiento de 7.5 [cm] para el cálculo de la armadura de la zapata, se tiene:

ARMADURA FUNDACIÓN

Armadura fibra superior

Areq=18.000[cm²/m]

phi	@	s	As	As>Areq
[mm]		[cm]	[cm ² /m]	
[8]		[10]	[5.0265]	'NC'
[10]		[10]	[7.8540]	'NC'
[12]		[10]	[11.3097]	'NC'
[16]		[11]	[18.2784]	'OK'
[18]		[14]	[18.1764]	'OK'
[22]		[21]	[18.1016]	'OK'
[25]		[27]	[18.1805]	'OK'
[28]		[30]	[20.5251]	'OK'

Considerando, lo comentado en Anexo B, se adopta $\varnothing 18 @ 10$

Armadura fibra inferior
 Areq=22.698[cm2/m]

phi	@	s	As	As>Areq
[mm]		[cm]	[cm2/m]	
[8]		[10]	[5.0265]	'NC'
[10]		[10]	[7.8540]	'NC'
[12]		[10]	[11.3097]	'NC'
[16]		[10]	[20.1062]	'NC'
[18]		[11]	[23.1335]	'OK'
[22]		[16]	[23.7583]	'OK'
[25]		[21]	[23.3749]	'OK'
[28]		[27]	[22.8056]	'OK'

Considerando, lo comentado en Anexo B, se adopta Ø18 @ 10

Armadura transversal
 Areparto=18.000[cm2/m]

phi	@	s	As	As>Areq
[mm]		[cm]	[cm2/m]	
[8]		[10]	[5.0265]	'NC'
[10]		[10]	[7.8540]	'NC'
[12]		[10]	[11.3097]	'NC'
[16]		[11]	[18.2784]	'OK'
[18]		[14]	[18.1764]	'OK'
[22]		[21]	[18.1016]	'OK'
[25]		[27]	[18.1805]	'OK'
[28]		[30]	[20.5251]	'OK'

Considerando, lo comentado en Anexo B, se adopta Ø18 @ 10

Armadura de cortante
 Areq=0.000[cm2/m]

# E	phi	@	s	As	As>Areq
	[mm]		[cm]	[cm2/m]	
[1]	[8]		[30]	[3.3510]	'OK'
[1]	[10]		[30]	[5.2360]	'OK'
[1]	[12]		[30]	[7.5398]	'OK'
[1]	[16]		[30]	[13.4041]	'OK'
[1]	[18]		[30]	[16.9646]	'OK'
[1]	[22]		[30]	[25.3422]	'OK'
[1]	[25]		[30]	[32.7249]	'OK'
[1]	[28]		[30]	[41.0501]	'OK'
[1]	[32]		[30]	[53.6165]	'OK'

No requiere armadura de corte.

VI. CONCLUSIONES

El método de diseño basado en desplazamiento, requiere conocer una demanda de desplazamiento, obtenida de la respuesta espectral para comenzar a iterar. La utilización de los espectros normativos definidos hoy en día, no satisface el requerimiento para el uso de este método, salvo en NCh433 y NCh2745. Actualmente para la obtención de los desplazamientos, la práctica habitual la obtiene del modelo estructural matemático y no de la respuesta espectral.

El valor S_{D1} del espectro de diseño de NCh2745 utilizado, es alto en comparación al código AASHTO. El espectro de media condicionada de NCh2745 tiene una meseta mayor que el espectro de AASHTO, por lo que al obtener S_{D1} clasifica con la categoría sísmica más exigente (Tabla III-4).

Del análisis, se obtienen desplazamientos mayores en dirección transversal del puente. Típicamente no es usual, por lo que, para un próximo proceso iterativo, se pretendería incorporar mayor inercia en dirección transversal ya sea incorporando mayor número de columnas de igual sección en esa dirección o aumentando la inercia de la columna de la cepa (procurando dejar el período transversal, menor que el longitudinal).

Manteniendo la estructuración cepa tipo martillo, se puede pasar de sección circular a sección mostrada a continuación:

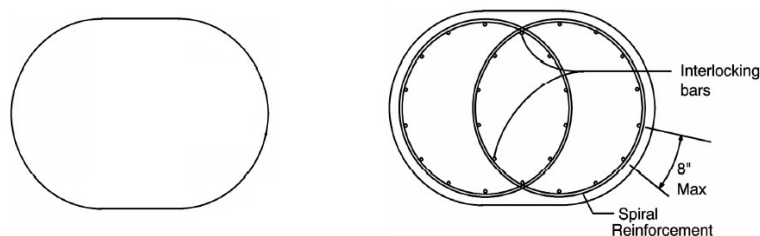


Figura VI-1: Detalles de columna de mayor inercia

Al estimar el giro de fundación queda de manifiesto, la necesidad de aumentar la inercia de la columna en torno al eje X, lo que sugeriría actualizar todos los valores, para cumplir con un diseño seguro.

Considerando la junta de dilatación usada y la distancia mínima del perno de anclaje al borde de la mesa de apoyo (ver Figura I-8), se vuelve necesario, aumentar la mesa de apoyo propuesta inicialmente. Esto se puede materializar generando una ménsula, siendo el ancho de esta mayor igual a 108 cm (mayor a los 100 cm, inicialmente proyectados). Por lo que se adopta un ancho de mesa igual a 110 cm, para una próxima actualización.

La demanda del corte en la cepa, se encuentra por debajo del valor de capacidad, por lo que se verifica que la columna trabaja en rango elástico, por lo que se valida el comportamiento estructural para el sistema estructural sismorresistente Tipo 3.

La estructura no tiene capacidad de deformación más allá de la deformación última. El análisis Pushover, no logra llegar al desplazamiento objetivo, se piensa que esto ocurre debido a la incapacidad de la rótula plástica formada en la columna para seguir tomando carga, por lo que para mejorar esta situación se debiera proveer mayor rigidez en dirección transversal y realizar el mismo análisis par ver si es posible alcanzar el desplazamiento objetivo.

Dado que los valores de ductilidad de demanda de desplazamiento calculados del análisis multimodal, son cercanos a 1.0, se confirma que el análisis elástico predice adecuadamente el máximo desplazamiento en la estructura.

BIBLIOGRAFIA

- [1] AASHTO *Guide Specification For LRFD Seismic Bridge Design* – Subcommittee for Seismic Effects on Bridges T-3, May 2007.
- [2] Manual de Carreteras, Volumen N°3: Instrucciones y criterios de diseño, Capítulo 3.1000 Puentes y Estructuras Afines. Anexo 3.1000-A, Criterios Sísmicos para el diseño de puentes en Chile. Actualizaciones a la fecha. Ministerio de Obras Públicas (junio, 2018).
- [3] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2014, 7th Edition).
- [4] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2017, 8th Edition).
- [5] AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, adopted by American Association of State Highway and Transportation Officials. 17th edition. 2002.
- [6] AASHTO *Seismic Isolation Design*, Requirements for Highway Bridges, Ronald L. Trevor E. and Lindsay R.
- [7] Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 3th Edition
- [8] Bridge Design Practice 2015, Division of Engineering Services, 4th Edition, State of California Department of Transportation (Caltrans).
- [9] Caltrans Seismic Design Criteria, Version 2.0, State of California Department of Transportation, April 2019.
- [10] Métodos de Análisis y Diseño Sísmicos de Puentes Tradicionales, Subcomité Normativo de Puentes, XII congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica 2019 (ACHISINA).
- [11] Displacement-Based Design of RC Structure Subjected to Earthquakes, J. P. Moehle, M.EERI.

- [12] NCh2745-2003, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica - Requisitos. INN.
- [13] Seismic design and retrofit of bridge, M. J. N. Priestley, F. Seible and G. M. Calvi
- [14] LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual NHI Course No. 130093 and 130093A. Publication No. FHWA-NHI-15-004 October 2014. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration
- [15] Caltrans Foundation Manual, November 2008, Revision 02, State of California Department of Transportation, October 2015.
- [16] <https://dot.ca.gov/programs/engineering-services/manuals>
- [17] AASHTO LRFD 8th Ed. CA Amendments, California Amendments to the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2017 Eighth Edition) - April 2019, Department of transportation state of california
- [18] Report No. CCEER 15-06 – Design and construction of precast bent caps with pocket connections for high seismic regions, M. Tazarv & M. Said. Submitted to the Accelerated Bridge Construction – University Transportation Center (ABC-UTC) Contract Number DTRT13-G-UTC41, August 2015.
- [19] Memo to Designers 20-21, Seismic requirements for headed bar reinforcement, December 2016 (MTD 20-21).
- [20] Bowles, J. E. (1996). Foundation Analysis and Design. 5th edition, McGraw-Hill, New York.
- [21] A. Aviram, K. R. Mackie, and B. Stojadinović, Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California, UCB/PEER 2008/03
- [22] Rodriguez J. M, Serra J y Oteo C. Curso aplicado de cimentaciones, 4ta Edición

ANEXOS

ANEXO A: CONSTANTES ELÁSTICAS DE DIFERENTES SUELOS

En la tabla siguiente se indican rangos de valores típicos para el módulo de deformación (E_s) y el módulo de Poisson, para diferentes tipos de suelos. Se incluye también estimación de E_s a partir de la resistencia del ensayo a la penetración estándar (N), a partir de la resistencia al corte no drenado (S_u) y a partir de la resistencia del ensayo de penetración de cono estático (q_c).

Tabla A-1: Constantes elásticas de diferentes suelos, según MC-V3

Tipo de Suelo	Rangos de valores típicos	Módulo de Poisson, ν Carga drenada (adimensional)(*)	Estimación de E_s a partir de N	
	Módulo de Deformación, E_s (MPa)		Tipo de Suelo	E_s (Kg/cm ²)
Arcilla:				
Blanda sensible	2,4 – 15	0,35	Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas	(1)
Medianamente rígida a rígida	15 – 50		Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas	(1)
Muy rígida	50 - 100		Arenas gruesas y arenas con poca grava	(1)
Tipo de Suelo	Rangos de valores típicos	Módulo de Poisson, ν , Carga drenada (adimensional)(*)	Estimación de E_s (MPa) a partir de S_u (MPa)	
	Módulo de Deformación, E_s (MPa)		Tipo de Suelo	E_s (MPa)
Loess	15 – 60	0,30	Arcilla blanda sensible Arcilla medianamente rígida a rígida Arcilla muy rígida	40 S_u – 100 S_u 150 S_u -240 S_u 300 S_u -400 S_u
Limo	5 - 50	0,30		
Arena fina:				
Suelta	7,5 – 10	0,30		
Medianamente Densa	10 – 35	0,30		
Densa	35 - 50	0,30		
Arena :				
Suelta	10 – 25	0,30		
Medianamente Densa	25 – 50	0,30		
Densa	50 – 75	0,30		

Tabla A-2: Constantes elásticas de diferentes suelos, según MC-V3 (continuación)

Tipo de Suelo	Rangos de valores típicos	Módulo de Poisson, ν , Carga drenada (adimensional)(*)	Estimación de E_s (MPa) a partir de S_u (MPa)	
	Módulo de Deformación, E_s (MPa)		Tipo de Suelo	E_s (MPa)
Grava:			Estimación de E_s (MPa) a partir de q_c (MPa)	
Suelta	25 – 75	0,30		
Medianamente Densa	75 – 100	0,30	Suelos arenosos	$4q_c$
Densa	100 - 200	0,30		

(*) $\nu = 0,50$ para carga no drenada en todos los casos

S_u : Resistencia al corte no drenada (MPa).

q_c : Resistencia del ensaye de penetración de cono (MPa).

(1) $E_s = 3,2 \cdot C \cdot (\bar{\sigma}_{v0})$

E_s : Módulo de deformación del suelo a la profundidad Z, bajo la superficie del terreno, en Kg/cm².

$\bar{\sigma}_{v0}$: Tensión efectiva vertical inicial a la profundidad Z antes de efectuar las excavaciones, en Kg/cm².

C : Coeficiente empírico que depende del tipo de suelo y del valor del índice de penetración estándar, N_{spt} (sin corregir), a la profundidad Z. Ver Lámina 3.1002.406.A.

Esta formulación no es aplicable a los suelos gravosos, en los que el Índice de penetración no es un parámetro representativo.

ANEXO B: CUANTÍAS MÍNIMAS EN CADA CARA Y EN CADA DIRECCIÓN

3.1003.608 Armadura de retracción y temperatura. Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por retracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de las temperaturas, en el hormigón masivo estructural y en las zapatas.

En la siguiente tabla se especifica la armadura mínima en cada cara y en cada dirección para distintos espesores por metro de largo.

Tabla B-1: Cuantía mínimas en cada cara y dirección para elementos de H.A, [2]

H(cm)	$\rho_{min} \left(\frac{0}{100} \right)$	$A_{min} \left(cm^2 \times cara/m \right)$
20	1.57	3.14
25	1.255	3.14
30	1.20	3.6
35	1.1	3.85
40	1.0	4.0
50	0.9	4.5
60	0.9	5.4
70	0.9	6.3
80	0.9	7.2
90	0.9	8.1
100	0.9	9.0
110	0.9	9.9
120	0.9	10.8
130	0.9	11.7
140	0.9	12.6
150	0.9	13.5

La armadura mínima a disponer en elementos de hormigón armado de espesores menores a 120 [cm] será $\varnothing 10 @ 25$. El espaciamiento máximo permitido será 25 [cm].

En elementos con espesor mayor a 120 [cm] el diámetro mínimo a colocar será $\varnothing 18$ y el espaciamiento máximo será de 25 [cm].