



PROYECTO FINAL

"EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA
PUENTE RIO CAPAYAN"



AGRADECIMIENTOS

A TODAS Y CADA UNA DEL LAS PERSONAS QUE COLABORARON PARA CONCRETAR NUESTRA TAN ANSIADA META,

A LOS DOCENTES QUE CON TAN BUENA PREDISPOSICION NOS GUIARON EN ESTE LARGO CAMINO,

A LA UNIVERSIDAD POR BRINDARNOS LAS HERRAMIENTAS NECESARIAS PARA NUESTRA FORMACION PROFESIONAL,

A NUESTRAS FAMILIAS QUE NOS BANCARON SIEMPRE EN LAS BUENAS Y LAS MALAS ,
AL TUTOR ING. PABLO BRIZUELA QUE DEDICO VARIAS HORAS DE SU TIEMPO LIBRE PARA AYUDARNOS Y EVAGUAR NUESTRAS DUDAS .

A LOS PROFESIONALES DELV8º DISTRITO DE LA RIOJA , DIRECCION NACIONAL DE VIALIDAD POR FACILITARNOS LA DOCUMENTACION NECESARIA PARA EL DESARROLLO DE ESTE TRABAJO.

MUCHAS GRACIAS.

Autores

Maldonado Emilio

Villacorta fernando
javier

Tutor

Ing. Brizuela, Pablo

Directores de Trabajo Final

Ing. Barbeito Pérez,
Javier

Ing. Whitaker,
Federico

Ing. Andrade Ariel

La Rioja
Noviembre 2019



ÍNDICE

TABLA DE FIGURAS	4
CAPÍTULO I	7
INTRODUCCIÓN	7
1.1 INTRODUCCIÓN	8
1.2 OBJETIVOS	9
1.3 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO	9
CAPÍTULO II	11
EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA	11
2.1 DEFINICIONES	12
2.1.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA	12
2.2.1 RIESGO SÍSMICO	12
2.3.1 ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA	12
2.4.1 CARACTERIZACIÓN DEL DAÑO	13
2.4.2 DEFINICIÓN DE ESTADOS DE DAÑO	13
2.4.3 CARACTERIZACIÓN DE DAÑO MEDIANTE ESTADOS LÍMITES ANALÍTICOS (S/PRIESTLEY)	14
2.4.3.1 ESTADO LÍMITE DE SERVICIABILIDAD	14
2.4.3.2 ESTADO LÍMITE DE CONTROL DE DAÑO	15
2.4.3.3 ESTADO LÍMITE DE SUPERVIVENCIA O COLAPSO	15
2.5 CORRELACIÓN [ESTADOS DE DAÑO – ESTADOS LÍMITES]	15

2.6	PARÁMETROS INGENIERILES DE DEMANDA	16
2.6.1	ESTADO LÍMITE POR CAPACIDAD DE CURVATURA EN PILAS.....	16
2.6.2	ESTADO LÍMITE POR CAPACIDAD AL CORTE.....	17
2.6.3	ESTADO LÍMITE POR DESPLAZAMIENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA.....	19
2.7	<i>NIVELES DE DESEMPEÑO</i>	22
2.8	<i>MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA</i>	24
2.8.1	INTRODUCCION.....	24
2.8.2	CLASIFICACION DE MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA	25
2.9	<i>MÉTODOS ANALÍTICOS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA</i>	25
2.9.1	MÉTODO DE ANÁLISIS NO LINEAL "PUSHOVER"	26
2.10	<i>EVALUACIÓN Y CALCULO DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA</i>	28
CAPITULO III		31
3.1	DESCRIPCION DEL PUENTE.....	32
3.2	DIAGNOSTICO DE SITUACION ACTUAL.....	38
CAPÍTULO IV		39
4.1	CARACTERIZACIÓN DE LA ACCION SÍSMICA.....	40
4.1	ZONA SÍSMICA.....	40
4.2	CLASIFICACION DEL SITIO – INFLUENCIA DEL SUELO.....	42
4.3.	CLASIFICACION DE LA CONSTRUCCION SEGÚN SU DESTINO Y FUNCIONES	43
4.4	CONSTRUCCION DEL ESPECTRO DE DISEÑO.....	43
4.5	OBTENCION DE ESPECTROS DE RESPUESTA PARA DISTINTAS RECURRENCIAS.....	45
CAPÍTULO V		49

5.1 EVALUACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	50
5.1.1 ESTADOS DE CARGAS CONSIDERADAS.....	50
5.2 APLICACIÓN DEL MÉTODO PUSHOVER	51
5.2.1 PUSHOVER LONGITUDINAL.....	56
5.3 ASIGNACION DE COMPORTAMIENTO Y POSICION DE ROTULAS PLASTICAS EN PILAS... 59	59
5.3.1 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS EN PILA.....	59
5.3.2 SECUENCIA ROTULACION	61
5.4 OBTENCION DE CURVA PUSHOVER (CURVA CAPACIDAD)	66
5.5 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD.....	67
5.5.1 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURA	68
5.5.2 RESISTENCIA AL CORTE EN PILA	70
5.5.2.1 CORTE EN PILAS DIRECCIÓN LONGITUDINAL	71
5.5.2.2 CORTE EN PILAS DIRECCIÓN TRANSVERSAL	73
5.5.3 DUCTILIDAD FLEXIONAL.....	74
5.6 DETERMINACION DE LOS COEFICIENTES C/D	74
5.6.1 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO SEGÚN DUCTILIDAD FLEXIONAL.....	75
5.6.2 RESISTENCIA AL CORTE.....	76
5.7 EVALUACIÓN DE PROBABILIDAD ANUAL DE EXCEDENCIA DE CADA ESTADO LÍMITE.... 76	76
5.7.1 CAPACIDAD SEGÚN RESISTENCIA AL CORTE EN PILA.....	76
5.7.2 CAPACIDAD SEGÚN DUCTILIDAD FLEXIONAL DE PILA.....	77
5.8 VERIFICACION DE CRITERIO DE PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ANUAL ADMISIBLE 77	77
5.8.1 VERIFICACION DE PROBABILIDAD ANUAL DE EXCEDENCIA PARA DUCTILIDAD FLEXIONAL.....	78
5.8.2 VERIFICACION DE PROBABILIDAD ANUAL DE EXCEDENCIA DEBIDO AL CORTE.	80
CAPÍTULO VI	82
Conclusiones y Recomendaciones.....	82

6.1 CONCLUSIONES	83
6.2 RECOMENDACIONES PARA FUTUROS TRABAJOS.....	85
<i>ANEXO (A).....</i>	88
<i>Planos del Puente sobre Rio Capayan, Ruta Nacional N°40.....</i>	88
<i>ANEXO (B).....</i>	89
<i>Modelación del Puente "Rio Capayan"</i>	89
MODELACION DEL PUENTE (CSI BRIDGE V 20.0.0)	90
7.1 HIPOTESIS DE CALCULO	90
7.2 CONFIGURACION GEOMETRICA.....	91
7.3 MODELACION DE MATERIALES.....	92
7.4 MODELACION DE ELEMENTOS "FRAME"	94
7.5 MODELACION DE SECCION TRANSVERSAL DE SUPERESTRUCTURA.	99
7.6 APOYOS DE NEOPRENO Y TOPES ANTISISMICOS.	100
7.7 MODELACION DE CONEXIONES DE ESTRIBOS Y PILA CON SUBESTRUCTURA.	102
7.8 DEFINICION DE "BRIDGE OBJECT DATA"	104
7.9 ESTADOS DE CARGA A APLICAR	110
7.9.1. ESTADOS DE CARGA "DEAD"	111
7.9.2. ESTADOS DE CARGA "MODAL"	112
7.9.3. ESTADOS DE CARGA "-DEAD"	113
7.9.4. ESTADOS DE CARGA "-MODAL"	115
7.9.5. ESTADOS DE CARGA "ESPECTRALES"	115
<i>ANEXO (C).....</i>	118
<i>RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL</i>	118

TABLA DE FIGURAS

- FIG. 1: Estados de daño y estado Límites
- Fig. 2: Determinación del factor k según la ductilidad de desplazamiento
- Fig. 3: Determinación del factor k según la ductilidad de curvatura
- Fig. 4: Contribución de la carga axial en la resistencia al corte de las pilas
- fig.5. Apoyo elastomericos con placas metálicas
- fig.6. Estados límites según desplazamiento de superestructura
- fig.7. Estados límites según desplazamiento de superestructura
- fig.8. Niveles de desempeño mínimos esperados FHWA
- Fig. 9. Procedimiento del Método pushover
- Fig. 10. Relación capacidad/demanda con probabilidad anual de excedencia
- Fig. 11. Emplazamiento del puente sobre RN N°40
- Fig. 12. Vista Puente Río Capayán
- Fig. 13. Calzada del puente y veredas
- Fig. 14. Vigas longitudinales, transversales y pilas
- Fig. 15 junta dilatación tramo central
- Fig. 16. Junta dilatación tipo TORMAC.
- Fig. 17. Apoyos simples en estribos.
- Fig. 18. Apoyos más topes.
- Fig19. Zonificación Sísmica. INPRES-CIRSOC 103
- Fig20. Clasificación del sitio según. INPRES-CIRSOC 103
- Fig21. valores de a_s , C_a , C_v para distintas zonas sísmicas y tipos espectrales. INPRES-CIRSOC 103
- Fig22. valores de periodo T_3 (cirsoc 103)
- Fig23. Forma espectral según Reglamento (cirsoc 103)
- Fig24. Acciones sísmicas de diseño s/Aguiar-Falconi
- Fig25. Ecuaciones de influencia de amortiguamiento menores al 5% s/ CIRSOC 103.
- Fig26. Datos obtenidos para sismos, frecuente, ocasional, raro y muy raro.
- Fig28. Vista frontal y lateral de pilas.
- Fig29. Vista modelada de la pila en csibridge.
- Fig30. Planilla de salida de datos: fuerzas – momentos por nodos analizados.
- Fig31. DEFINICIÓN de grupo.
- Fig32. Aplicación de cargas a cada nodo.
- Fig33. DEFINICIÓN de estado de carga pila aislada 2

Fig34 Aplicación de fuerza unitaria en dirección analizada

Fig35 Grafica momento -curvatura, sección pila.

Fig36 Esquema simple para determinar distancia "d".

Fig37. Control de deformación.

Fig38. DEFINICIÓN de tipo de rótula.

Fig39. Comportamiento de rótula para pushover Longitudinal.

Step 1 (fig40) rotulación

Step 2 (fig41) rotulación

Step 3 (fig42) rotulación

Step 4(fig43) rotulación

Step 5(fig44) rotulación

Step 6 (fig45) rotulación

Step 7 (fig46) rotulación

Step 8(fig47) rotulación

Step 9(fig48) rotulación

Step 10(fig49) rotulación

Fig50. Extracto grafica Curva Pushover Longitudinal.

Fig51. Gráfico de vista planta pila.

Fig52 Grafico de vista lateral pila.

Fig53 Grafico de vista tablero -pila.

Fig54 Grafico de vista tablero -estribo.

Fig55 Detalle encuentro viga-tope en zona de estribos

Fig56 Curva bilineal de capacidad

Fig57 tabla de coeficientes c/d (modelo-estribos)

Fig58 tabla de coeficientes c/d (modelo-pila)

Fig59 tabla de coeficientes c/d (corte longitudinal -transversal)

Fig60. tabla de probabilidades de excedencia p/sismo debido al corte.

fig61) Probabilidad de excedencia anual de estados límites según ductilidad flexional de pila

(fig62) Tabla de desempeños mínimos esperados según FHWA.

(fig63) Tabla de probabilidad anual de excedencia, niveles de desempeño y estados límites.

(fig64) Tabla de probabilidad anual de excedencia en ductilidad flexional en pila y niveles a comprobar.

(fig65) Probabilidad de excedencia anual sismo ocasional – estado límite de serviciabilidad.

(fig66) Probabilidad de excedencia anual sismo muy Raro – estado límite de control de daño

(fig67) Tabla de verificación de probabilidad anual de excedencia en ductilidad flexional en pila

(fig68) Probabilidad de excedencia anual sismo muy Raro – estado límite de control de daño ambas direcciones

(fig69) Tabla de verificación de probabilidad anual de excedencia a corte.

FIG 70: ilustración del modelo analizado.

Fig. 71: DEFINICIÓN del eje del puente.

Fig. 72: propiedades del acero de refuerzo.

Fig. 73: curva esfuerzo-deformación ADN420

fig74 curva esfuerzo-deformación H21

fig75 curva esfuerzo-deformación H30

Fig. 76: modelación de pila con "sección designar"

Fig. 77: Propiedades estáticas de la sección.

Fig. 78: dimensionado de pila

Fig. 79: configuración de armadura de pila.

Fig. 80: configuración de viga cabezal pila.

Fig. 81: configuración de viga cabezal estribos.

Fig. 82: dimensiones de vigas longitudinales.

Fig. 83: Propiedades estáticas de vigas longitudinales

Fig. 84: Modelación de tablero.

Fig. 85: Modelación de diafragmas.

Fig. 86: propiedades direccionales de apoyos de neopreno

Fig. 87: Modelación Bilineal de apoyos de neopreno.

fig88 menu bridge abutment data.

Fig. 89: Modelación de apoyo en sección de estribos.

Fig. 90: Modelación de apoyo intermedio.

Fig. 91: Modelación de pila central.

Fig. 92: DEFINICIÓN de "Objeto Puente "

Fig. 93: Cotas de viga cabezal, punto de acción de apoyos de neopreno.

Fig. 94: Cotas de viga cabezal, en sección de estribos.

Fig. 95: DEFINICIÓN de vigas transversales.

Fig. 96: Ensamblaje del modelo y elección de modelo estructural de la superestructura.

Fig. 97: Modelación de vinculación de superestructura y subestructura en pila.

Fig. 98: Propiedades del vínculo BFIXSS-1.

Fig. 99: Modelación de estribos.

Fig. 100: vista en perspectiva

Fig. 101: vista en inferior

Fig. 102: Espectro de Sismo Muy Raro.

Fig. 103: Estado de carga "DEAD".

Fig. 104: Estado de carga "MODAL".

Fig. 105: Diagrama momento-curvatura idealizado de pila.

Fig. 106: Modificación de propiedades de elementos "frame".

Fig. 107: DEFINICIÓN de estado de carga "-dead".

Fig. 108: DEFINICIÓN de estado de carga "-Modal".

Fig. 109: DEFINICIÓN de estado de carga "Sx frecuente".

Fig. 110: DEFINICIÓN de estado de carga "SY frecuente".

Fig. 111: DEFINICIÓN de estado de carga "Sxy frecuente".

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

En nuestro país hay cientos de puentes diseñados y construidos en zonas de elevada y moderada peligrosidad sísmica. Si a esto se le suma el mal estado de conservación, muy común en América Latina, y que muchos de ellos fueron diseñados y construidos con códigos que han quedado obsoletos, se tiene como consecuencia la posibilidad de pérdidas de vidas humanas. Además, se ven afectadas las redes de transportes, objetos indispensables para el ingreso de equipos de asistencia durante una emergencia y el desarrollo de las economías.

Siendo los terremotos fenómenos aun impredecibles, resulta de interés evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes existentes, con el objeto de hacer propuestas específicas para adecuarlos según su nivel de importancia.

En Argentina en particular, se agrega el hecho de que la norma vigente para el diseño Sismorresistente de puentes data del año 1980 (NAA-80), desactualizada respecto a los conocimientos ya incorporados en las reglamentaciones modernas. En consecuencia, existen interrogantes con respecto a la seguridad que estas estructuras ofrecen para cumplir adecuadamente su función en caso de un sismo. Especialmente si se considera que los puentes deben seguir prestando servicio después de producido el evento sísmico.

Es por ello que esta investigación pretende tener un alto impacto dentro de la construcción, el mantenimiento y el gerenciamiento de puentes en Argentina. Además, sentar un punto de referencia dentro de una problemática que no debiera seguir siendo ignorada. [ING DANNA. J.A]

El presente trabajo se encuadra en un proyecto de Investigación y desarrollo "PID Tutorado" desarrollado entre la Universidad Tecnológica Nacional Tucumán y la Universidad Tecnológica Nacional La Rioja, que se denomina "Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes".

1.2 OBJETIVOS

En este caso será analizado el Puente sobre Río Capayan ubicado sobre ruta nacional N.º 40 [km3894] [latitud 29.00 ° S- altitud 67. 49º 0]

Los objetivos del presente trabajo son los siguientes:

- Definir Vulnerabilidad Sísmica y su importancia en el proceso general de Evaluación del Riesgo Sísmico y posterior Refuerzo de puentes existentes.
- Caracterizar los parámetros necesarios para realizar un Estudio de Vulnerabilidad Sísmica de puentes existentes.
- Introducir los Métodos de aplicación en puentes más utilizados a nivel mundial para realizar EVALUACIONES de Vulnerabilidad Sísmica.
- Presentar una MÉTODología de evaluación de Vulnerabilidad Sísmica mediante un ejemplo aplicado a un puente existente típico del NOA.

1.3 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

El presente trabajo se ha organizado de la siguiente manera:

En el capítulo II, se presentan definiciones generales en las que se basa este trabajo, describiendo diferentes métodos de evaluación de Vulnerabilidad sísmica, procedimientos de evaluación.

En el capítulo III, se describe el puente, lugar de emplazamiento, imágenes de relevamiento, diagnóstico de condición actual.

En capítulo IV, caracterización de la acción sísmica, diseño sísmico, zonificación, clasificación de sitio según INPRES-CIRSOC 103, Obtención de diferentes Espectros de pseudoaceleración.

En capítulo V, se realiza evaluación de la demanda sísmica, método Pushover, determinación de las capacidades de la estructura, determinación de coeficiente (c/d), Verificación de probabilidad de excedencia.

Las Conclusiones de esta investigación, así como las recomendaciones se encuentran descriptas en el capítulo VI.

En el anexo A se presentan los planos del mencionado puente.

En el anexo B se encuentra ejemplo de modelación del puente atravez del software (CSI BRIDGE V 20)

En anexo C resultados del análisis modal.

CAPÍTULO II

EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

2.1 DEFINICIONES

2.1.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica de una estructura o grupo de estructuras, se define como la predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmica y está asociada directamente con sus propiedades físicas y estructurales de diseño (Barbat,1998).

El concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable y representa una etapa en estudios sobre riesgo sísmico y para la mitigación de desastres por terremotos.

2.2.1 RIESGO SÍSMICO

Se entiende por riesgo sísmico, el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica. A dicho lapso de tiempo se lo denomina periodo de exposición o periodo de vida útil de la estructura.

La Peligrosidad Sísmica, es la probabilidad de ocurrencia dentro de un periodo de tiempo y en un sitio dado, de un sismo de ciertas características. Es decir, mide la ocurrencia esperada de eventos sísmicos futuros.

Así es evidente que, para mitigar el riesgo sísmico de una zona, es necesario disminuir la amenaza, la vulnerabilidad y el costo de reparación de las estructuras afectadas.

2.3.1 ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

Un estudio de Vulnerabilidad Sísmica de Puentes debe realizarse necesariamente en dos etapas. La primera involucra realizar un estudio de Priorización el cual permite determinar los puentes sometidos al mayor riesgo dentro de un conjunto de puentes de una determinada región y realizar una clasificación en orden de importancia con el objetivo de optimizar la distribución de los recursos económicos destinados al refuerzo. Este estudio permite hacer una evaluación basada en indicadores genéricos tales como la edad del puente, condiciones del terreno, tipología estructural, sismicidad de la zona, densidad del tráfico, etc.

La segunda etapa permitirá evaluar la Vulnerabilidad Sísmica, mediante un análisis estructural detallado de los puentes identificados como los más riesgosos en la etapa anterior. Luego de

estas dos etapas, se deben realizar estudios y diseños de los refuerzos en los puentes existentes que lo requieran de forma tal de incrementar su resistencia sísmica en pos de lograr un adecuado Desempeño Sísmico según la Importancia del puente en cuestión.

2.4.1 CARACTERIZACIÓN DEL DAÑO

Es importante definir un conjunto de Estados Límites y Niveles de desempeño asociados a estos Estados Límites.

Estado Límite se define como el último punto o Nivel de daño por encima del cual la estructura de un puente No puede satisfacer un determinado Nivel de desempeño requerido. Se requieren métodos viables para identificar estos Estados y Niveles, ya sea de manera visual o a través de métodos analíticos.

El daño estructural está relacionado a la deformación del sistema estructural y de sus componentes, por lo tanto, la mayoría de las definiciones de Estados Límites están basadas en parámetros de respuesta, globales o locales, de deformación, los que se conocen como "Parámetros Ingenieriles de Demanda". (KONEVKY, D. N. 2011).

2.4.2 DEFINICIÓN DE ESTADOS DE DAÑO

Mediante un análisis visual de puentes dañados por los sismos pasados, permitiría asignar a cada puente un estado de daño, definido por un cierto número de criterios relacionados con el tipo y extensión del daño visualizado. La descripción de cada Estado de Daño permitirá definir posteriormente Estados Límites a cuantificar mediante los Parámetros Ingenieriles de Demanda, que permitirán evaluar la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes, en base a la comparación de la Capacidad de la estructura y la Demanda Sísmica, según un criterio de Desempeño establecido en función de la Importancia del Puente." (KONEVKY, D. N. 2011).

Existen diversos métodos de definir los estados de daño, entre los que podemos mencionar:

- DEFINICIÓN de Estados de Daños según Basöz y Kiremidjian (1996)
- Descripción Cualitativa de Estados de Daño según HAZUS (FEMA 2003)

En trabajo de investigación de "Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Existentes" (KONEVKY, D. N. 2011) se encuentran descritos detalladamente los mencionados métodos.

2.4.3 CARACTERIZACIÓN DE DAÑO MEDIANTE ESTADOS LÍMITES ANALÍTICOS (S/PRIESTLEY)

Para realizar una evaluación analítica de la Vulnerabilidad Sísmica, los Estados Límites y/o los Estados de Daño deben ser definidos en términos de "Parámetros de Ingenieriles de Demanda" (rotaciones plásticas, factores de resistencia, factores de ductilidad, desplazamientos, etc.)

Según (Priestley, Seible y Calvi 1996), se pueden considerar tres Estados Límites para la evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de puentes existentes o nuevos:

[1] Serviciabilidad

[2] Control de Daño

[3] Supervivencia o Colapso

En el caso de evaluación de puentes existentes los Estados Límites de Serviciabilidad y Control de Daño son menos rigurosos, pero para el caso del Estado Límite de Supervivencia o colapso, no se debe aceptar una mayor probabilidad de daño o pérdida de vidas.

2.4.3.1 ESTADO LÍMITE DE SERVICIABILIDAD

Se espera que un puente sometido a este estado límite mantenga su servicio luego de la ocurrencia de un sismo y no requiera de reparaciones.

Priestley recomienda, para la evaluación de este Estado Límite, valores de deformaciones específicas del hormigón $\epsilon_c=0.004$ y $\epsilon_s=0.015$ para el acero,

Al alcanzar este último valor llevaría a producir fisuras residuales de aproximadamente 1mm (que no requerirían reparaciones, a menos que las condiciones ambientales lo obligaran)

La verificación de las deformaciones específicas inelásticas no es recomendable en el análisis de estructuras de hormigón armado, es por esto que Priestley propone calcular en términos de los giros de los distintos miembros correspondientes a los límites de deformaciones específicas.

2.4.3.2 ESTADO LÍMITE DE CONTROL DE DAÑO

Este Estado Límite representa el nivel extremo de la respuesta sísmica, superado dicho Límite no sería conveniente económica y técnicamente reparar el puente.

2.4.3.3 ESTADO LÍMITE DE SUPERVIVENCIA O COLAPSO

Este Estado Límite representa el valor extremo de la respuesta sísmica por encima del cual el colapso ocurriría. Es necesario que exista una reserva de capacidad por encima del Estado Límite de Control de Daño, de forma tal de asegurar que ante el sismo destructivo no ocurra el colapso del puente y así salvaguardar la vida humana que es la principal preocupación. Ante un sismo destructivo es de esperar que se produzca un gran daño a la estructura, provocando que desde el punto de vista técnico -económico no sea recomendable su reparación y se recomiende su demolición para un posterior reemplazo.

2.5 CORRELACIÓN [ESTADOS DE DAÑO – ESTADOS LÍMITES]

En la fig.1, se observa el diagrama fuerza-deformación, donde se correlacionan los estados de daño que se pueden producir bajo la acción de un determinado sismo y los estados Límites definidos.

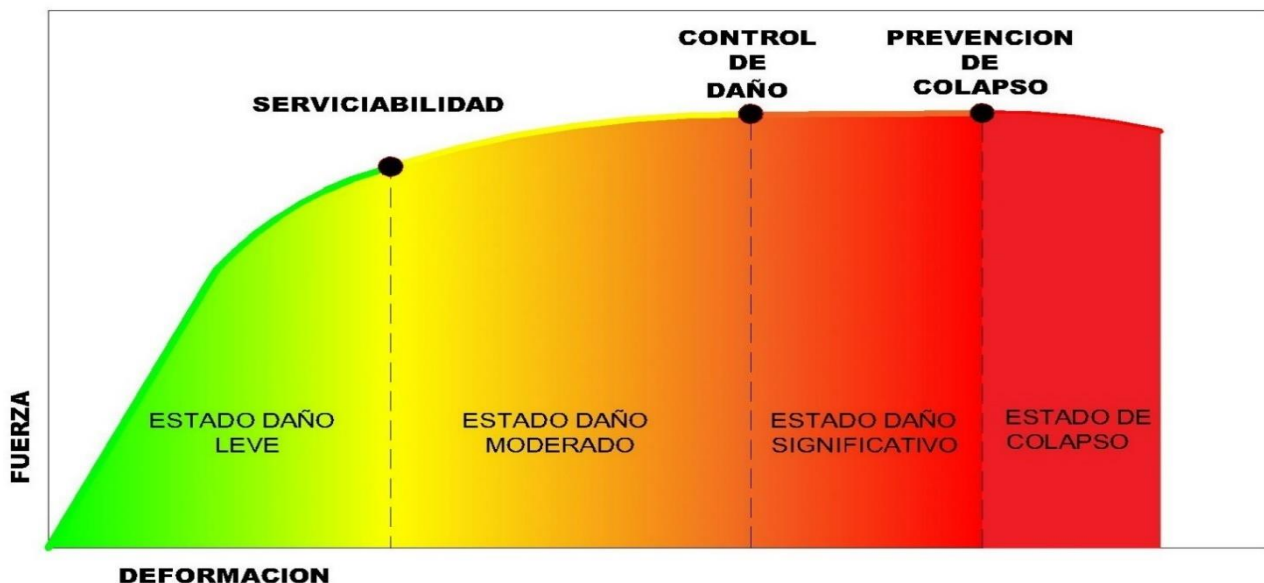


FIG. 1: ESTADOS DE DAÑO Y ESTADO LÍMITES

Para realizar un estudio de Vulnerabilidad sísmica, es necesario definir cuantitativamente, mediante los Parámetros Ingenieriles de Demanda, cada uno de estos 3 estados límites.

Debemos mencionar que no se espera daño sísmico en la superestructura, ya que generalmente permanece en rango elástico durante los eventos sísmicos gracias a los apoyos de neopreno que proveen una aislación entre la subestructura y la superestructura.

Estudios anteriores demuestran que las pilas y vigas en los apoyos de la superestructura son propensos a sufrir daño sísmico.

Priestley (Priestley, Seible y Calvi 1996) considera que la falla de los estribos bajo acciones sísmicas es muy poco probable, ya que los estribos son estructuras masivas de gran rigidez en comparación con otras componentes de los puentes, se espera que se mantengan en el rango elástico ante el sismo más severo.

2.6 PARÁMETROS INGENIERILES DE DEMANDA

Las demandas sísmicas obtenidas de un análisis inelástico son comparadas con las capacidades especificada para cada estado Límite y así determinar el estado de daño presente en cada componente del puente.

En nuestro trabajo se recomiendan los siguientes Parámetros Ingenieriles de Demanda:

- ❖ *CURVATURA EN PILAS DE Hº Aº*
- ❖ *CORTE EN PILAS DE Hº Aº*
- ❖ *DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE LA SUPERESTRUCTURA RESPECTO A LOS APOYOS*

2.6.1 ESTADO LÍMITE POR CAPACIDAD DE CURVATURA EN PILAS

Para cuantificar este estado Límite, debemos realizar un análisis de la sección para obtener los diagramas de Momento- Curvatura, conociendo las propiedades de los materiales (hormigón confinado, no confinado y acero de refuerzo).

El punto de fluencia del grafico M-C idealizado corresponde al estado límite de serviciabilidad para los componentes analizados, CHOI (2004), considera como límite de ductilidad $\mu = 1 - 1.2$,

Para el estado límite de control de daño donde se produciría la pérdida del recubrimiento. (PRIESTLEY), considera que bajo estas condiciones se puede producir una perdida brusca de la resistencia,

manifestándose como una fractura del refuerzo transversal, pandeo de armadura longitudinal, etc. CHOI (2004), considera como límite de ductilidad $\mu_a = 1.76$ para este estado Límite. Para el estado límite de prevención de colapso se adopta un $\mu_a = 4.76$ como límite.

2.6.2 ESTADO LÍMITE POR CAPACIDAD AL CORTE

La falla por corte es del tipo frágil se produce sin previo aviso, para este caso no realizamos distinción entre los estados límites de serviciabilidad, nos vamos a concentrar en control de daño.

Determinación de la resistencia al corte mediante la ecuación propuesta por (Priestley, Seible y Calvi 1996).

$$V_{total} = V_c + V_s + V_p$$

Dónde:

V_c : aporte del hormigón a la resistencia al corte

V_s : aporte de los estribos a la resistencia al corte

V_p : aporte del esfuerzo axial aplicado en el elemento

APORTE DEL Hº A LA RESISTENCIA AL CORTE

$$V_c = K \times \sqrt{F'_c} \times A_e$$

Donde:

K = factor que define ductilidad de desplazamiento (fig2) o curvatura (fig3) y la resistencia del mecanismo al corte del hormigón.

F'_c = resistencia especificada del hormigón no confinado

A_e = área efectiva de la sección transversal considerada el 80% de la sección bruta

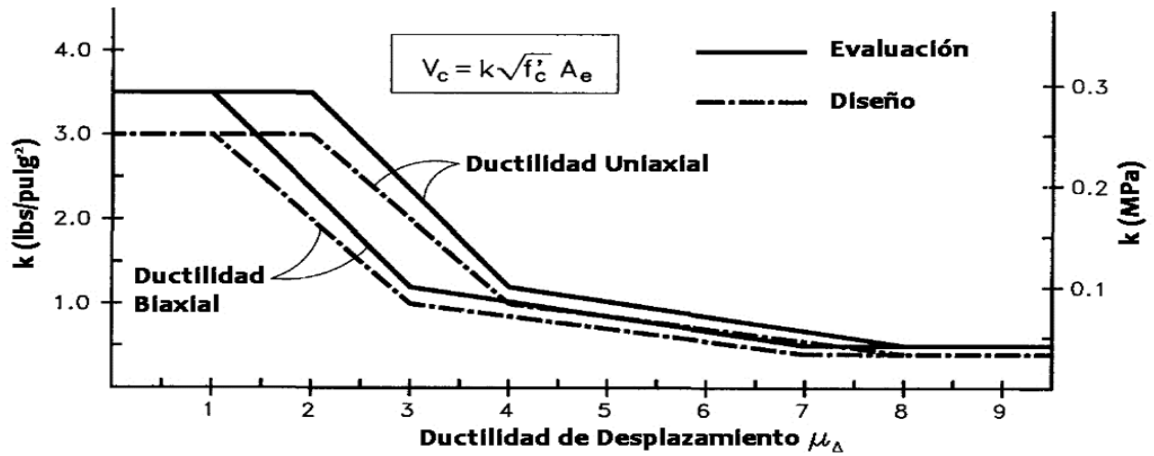


Fig. 2: Determinación del factor k según la ductilidad de desplazamiento

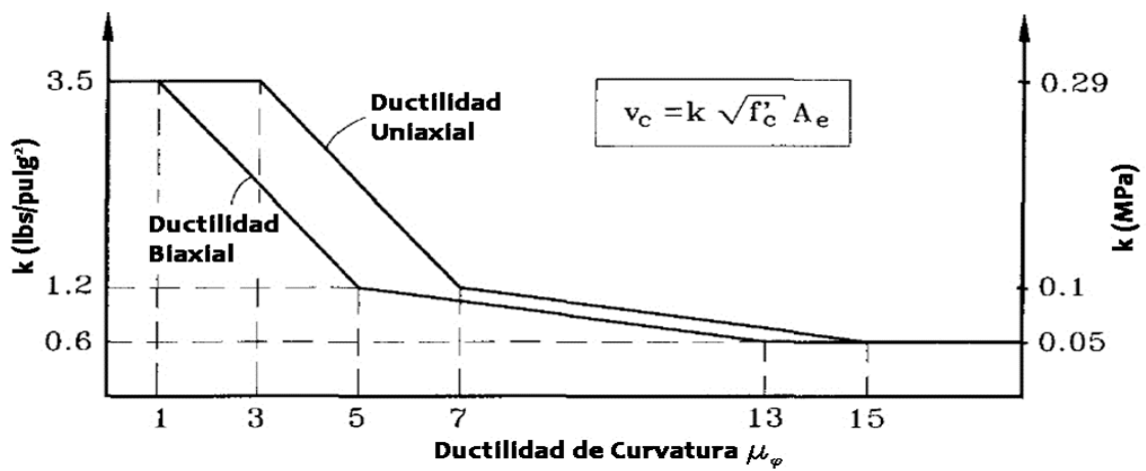


Fig. 3: Determinación del factor k según la ductilidad de curvatura

APORTE DEL LOS ESTRIBOS A LA RESISTENCIA AL CORTE

$$V_s = \frac{A_{sw} \times F_y \times D' \times \text{Cotg}\theta}{s}$$

***Ecuación válida para secciones rectangulares

Donde:

A_{sw} = sección de armadura transversal a dirección de aplicación del corte.

F_y = tensión de fluencia ADN420.

D' =dimensión del núcleo en la dirección de corte analizada

s = espaciamiento de armadura transversal

θ =ángulo de fisura crítica respecto al eje del miembro, se adopta 30°

APORTE DEL ESFUERZO AXIAL APLICADO

$$V_p = p \times \operatorname{tg} \alpha$$

Donde:

P = carga axial aplicada en la pila.

α : es el ángulo formado entre el eje de la pila y la línea que une los centros de la zona de compresión flexional en $c/2$ (biela de compresión). En la Fig. 4 se observa que la ubicación esta línea depende de si la columna se encuentra empotrada en ambos extremos o no.

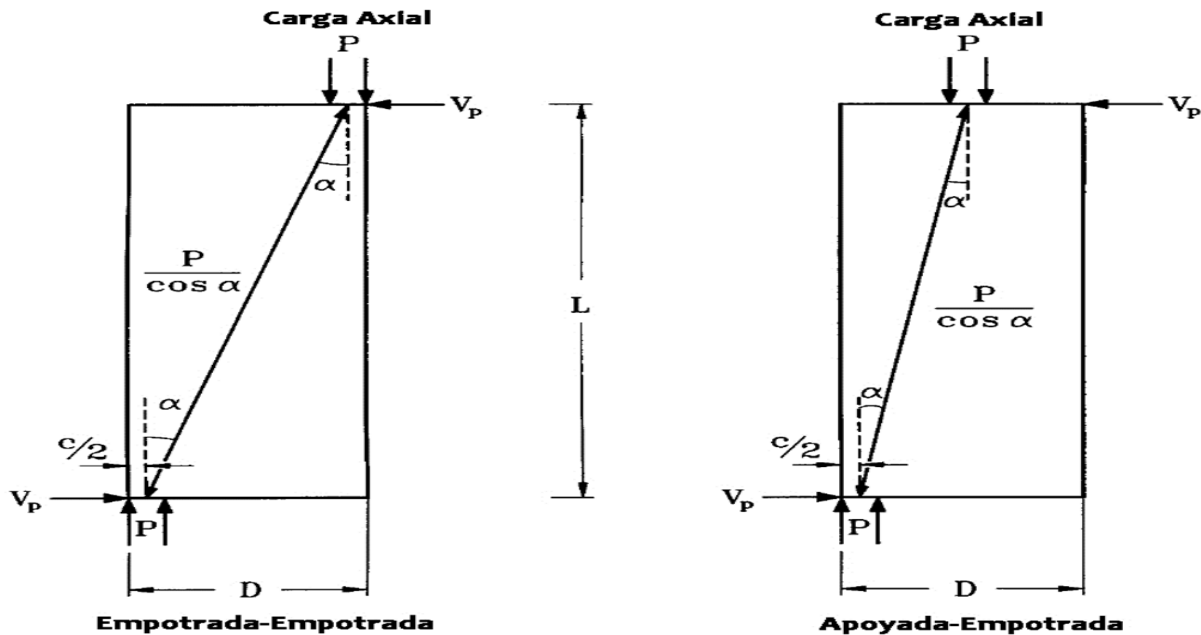


Fig. 4: Contribución de la carga axial en la resistencia al corte de las pilas

2.6.3 ESTADO LÍMITE POR DESPLAZAMIENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA

Durante fuertes movimientos sísmicos, la superestructura puede sufrir desplazamientos en dirección longitudinal o transversal respecto a los apoyos y así experimentar diferentes niveles de daño sísmico, el colapso puede ocurrir debido a la pérdida de soporte de la superestructura producto de grandes desplazamientos en la zona de los apoyos.

Generalmente las vigas de puentes se apoyan sin vínculos de sujeción debido a la presencia de apoyos elastométricos, existe una posibilidad de leves movimientos cuya magnitud va a depender directamente de las características de este tipo de apoyo.

Según Caltrans (Caltrans Seismic Desing Criteria V.1.4 2006), la capacidad lateral de corte de los apoyos está controlada por la capacidad friccional dinámica entre el apoyo elastometricos y su asiento o por la capacidad de corte propia del apoyo.

La fricción desarrollada entre la superficie de hormigón y el apoyo es la única fuerza resistente que mantiene al apoyo elastomérico en su lugar.

Cuando la demanda sísmica, excede esta fuerza de fricción, los apoyos pierden su estabilidad y la superestructura sufre desplazamientos permanentes que pueden provocar problemas menores en el puente.

Esta capacidad de desplazamiento se determina para cada puente, basada en el nivel de carga axial (debido a cargas gravitatorias) en cada apoyo elastomérico (fig. 5) y el coeficiente dinámico de fricción entre el apoyo y el hormigón, el cual recomienda adoptar como 0.40 según CALTRANS (Caltrans Seismic Desing Criteria V.1.4 2006).

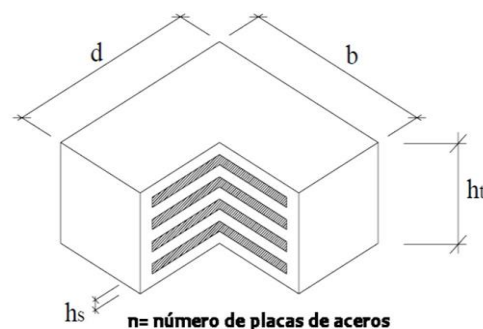


fig.5. Apoyo elastomericos con placas metálicas

Es tan alta la rigidez de los apoyos elastomericos cuando están sometidos a compresión que se pueden considerar como un miembro rígido. Sin embargo, un evento sísmico puede provocar un efecto volcador al superar la carga axial debido al peso propio, generando un levantamiento de la superestructura. La modelación de este fenómeno es difícil de realizar, en el modelado, imponemos la condición de que los nodos extremos del apoyo se desplazan en forma igualitaria en la dirección vertical.

Las vigas longitudinales de la superestructura pueden experimentar grandes desplazamientos horizontales y caer de estos pedestales hasta apoyarse en las vigas transversales directamente. Esto puede causar daño excesivo en la capa de rodamiento afectando la transitabilidad del puente, se define esto como estado de Control de Daño. Finalmente, cuando el

desplazamiento de la estructura excede la longitud de asiento disponible dada por las vigas transversales, la superestructura pierde el sustento y se produce el colapso del tramo.

Definimos como $[Ls2]$ desplazamiento límite para estado "control de daño" y $[Ls3]$ desplazamiento límite para. En nuestro caso $Ls2=0.55m$ y $Ls3=0.85$ en pilas, $Ls2=0.50m$ y $Ls3=0.75m$ s/plano de detalles.

En la fig. 6- fig. 7 se puede observar la DEFINICIÓN de estos estados límites en vigas transversales y en zona de estribos y en tramos.

EN ESTRIBOS



fig.6. Estados Límites según desplazamiento de superestructura

EN PILAS

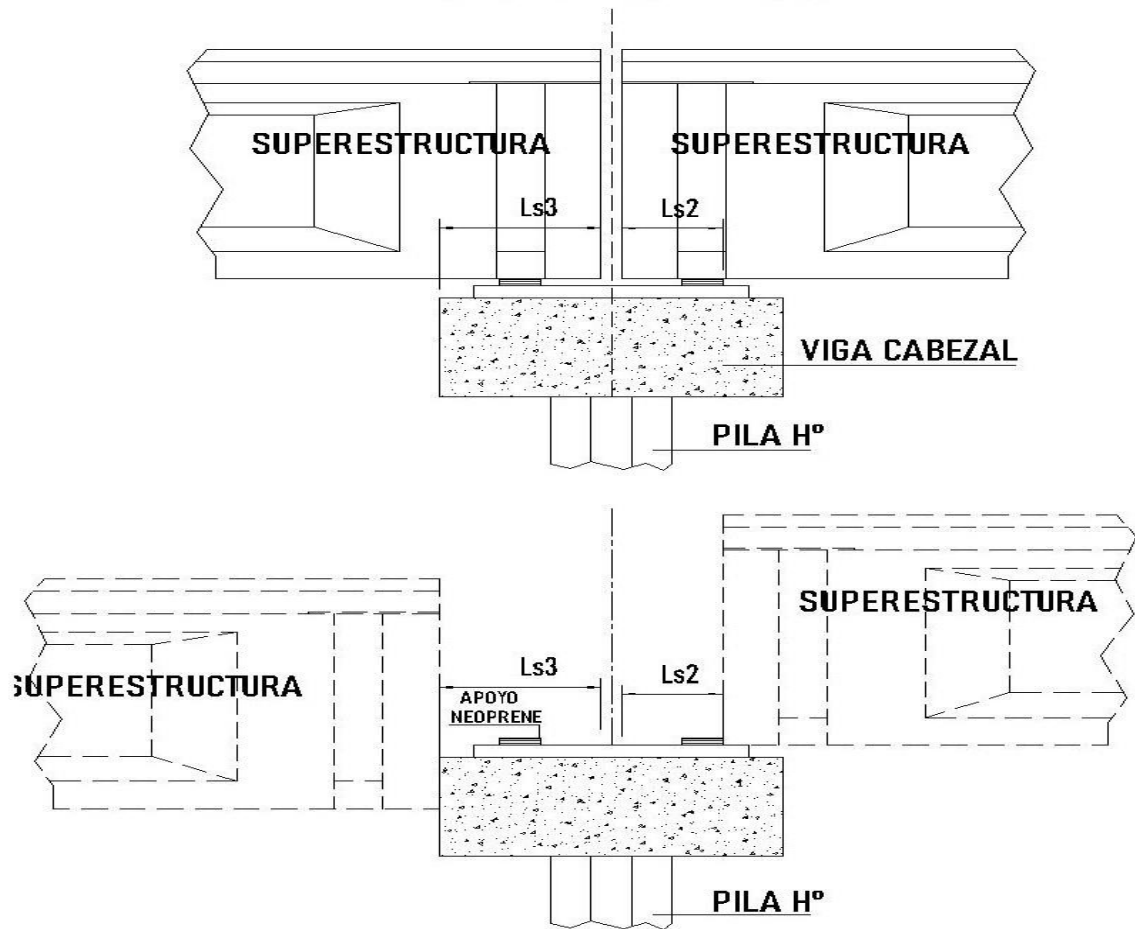


fig.7. Estados Límites según desplazamiento de superestructura

2.7 NIVELES DE DESEMPEÑO

Los Niveles de Desempeño indican el modo en que se espera que un puente se comporte ante diferentes niveles de intensidad sísmica. El comportamiento del puente está asociado al Nivel de Daño experimentado por el mismo una vez ocurrido el sismo. Los criterios de Desempeño establecen Niveles de Daño a verificar para una determinada Intensidad Sísmica expresada en términos del período de retorno o recurrencia de un cierto sismo.

Según la Importancia de un puente se especifican distintos Niveles de Desempeño mínimo esperado, lo cual permite determinar la Vulnerabilidad Sísmica de un puente y establecer, en caso de no alcanzar el desempeño requerido, las necesidades de refuerzo del puente existente. El Nivel de Daño experimentado por el puente está ligado por la Capacidad determinada de sus miembros estructurales y a la Demanda Sísmica. Cuando las Capacidades sean sobrepasadas por las Demandas

Sísmicas los componentes estructurales irán experimentando un cierto Nivel de Daño que NO deberá sobrepasar el Nivel de Daño admisible especificado por el criterio de desempeño adoptado.

Clasificación de la importancia de puentes :

- ❖ ESTANDAR
- ❖ ESCENCIAL

Las variables involucradas en esta clasificación son, el tránsito , longitud de desvíos (caso de interrupción de tránsito sobre el mismo), factores socio-económicos .

Según el Seismic Retrofitting Manual de la FHWA (2006) los puentes Esenciales deberían permanecer funcionales luego de la ocurrencia de un evento sísmico. En consecuencia, para que un puente sea considerado de Importancia Esencial debe cumplir alguna de las siguientes condiciones:

1. Puentes que comuniquen a los servicios locales de emergencias, como hospitales, o que contengan líneas de energía eléctrica o tuberías de provisión de agua para las poblaciones.
2. puentes que se consideran esenciales en la recuperación económica de la región afectada por el evento sísmico.
3. Puentes clasificados como críticos en un plan de emergencias local, es decir, aquel que permite que respondan defensa civil, departamentos de bomberos y agencias de salud pública rápidamente en una situación de desastre.

Aquellos puentes que no cumplan con lo anteriormente mencionado son clasificados como de Importancia Estándar o Normal.

Según la FHWA (Buckle, y otros 2006) define tres Niveles de Desempeño para Puentes asociados a un determinado daño:

1. Nivel de Desempeño 1 (ND1): Protección de Vida

Daño significativo presente y servicio significativamente interrumpido. El puente puede necesitar ser reemplazado.

2. Nivel de Desempeño 2 (ND2): Operacional

Daño mínimo y debería recuperarse luego de una inspección y limpieza de escombros el paso para vehículos de emergencia. El puente sería reparado con o sin restricciones al tránsito.

3. Nivel de Desempeño 3 (ND3): Totalmente Operacional

Daño despreciable y transitabilidad completa disponible para todos los vehículos luego de una inspección y limpieza de escombros. Daño reparable sin interrupción del tránsito.

Se puede observar en la fig. 8 de la (FHWA), que el nivel de desempeño mínimo esperado para puentes será función de la importancia del puente (Estándar o Esencial), el nivel de sismo y la vida útil restante del puente.

Sismo de Diseño	Importancia del Puente y Vida Útil Restante					
	Estándar			Esencial		
	0-15 años	16-50 años	>50 años	0-15 años	16-50 años	>50 años
50% probabilidad de excedencia en 75 años: Período de Retorno de apróx. 100 años.	ND0	ND3	ND3	ND0	ND3	ND3
7% probabilidad de excedencia en 75 años: Período de Retorno de apróx. 1000 años.	ND0	ND1	ND0	ND1	ND1	ND2

OBS: Nivel de Desempeño 0 (ND0) se refiere a que no se recomienda ningún nivel de desempeño

fig.8. Niveles de desempeño mínimos esperados FHWA

2.8 MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

2.8.1 INTRODUCCION

La evaluación de vulnerabilidad sísmica en puentes es una herramienta esencial en la evaluación de pérdidas luego de un sismo, pero también es muy relevante evaluar la vulnerabilidad para diagramar planes de emergencia, como fortalecer puentes potencialmente expuestos a un determinado daño. Generalmente el procedimiento consiste en determinar y comparar las demandas sísmicas estimadas, con la capacidad estimada de la estructura (nivel de deformaciones que puede soportar sin alcanzar un determinado estado Límite).

Existen una gran cantidad de métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica, inspecciones físicas, relación capacidad/demanda y funciones probabilísticas, etc.

2.8.2 CLASIFICACION DE MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

Esta clasificación considera tres tipos de métodos:

- (a) **Métodos Estadísticos.** Consisten en realizar un análisis estadístico de las estructuras cuyas características corresponden a datos de entrada (daño registrados después de un sismo u obtenido de laboratorio [datos empíricos], características geométricas y cualitativas [altura, edad, zona sísmica, datos geológicos y geotécnicos de la zona]).
- (b) **Métodos Mecánicos.** Utilizan modelos mecánicos para predecir el daño de la estructura mediante algún parámetro que represente el comportamiento de la construcción frente al sismo, ejemplo de ductilidad o índice de daño.
- (c) **Método de Juicio de expertos.** Los expertos realizan una evaluación cualitativa y/o cuantitativa de los factores que gobiernan el comportamiento sísmico, de tal forma que puedan determinar el grado de exposición al que se encuentra sometido un grupo de estructuras.

2.9 MÉTODOS ANALÍTICOS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

Los métodos analíticos permiten obtener la llamada "Vulnerabilidad Teórica" a diferencia de otros métodos que permiten obtener la "Vulnerabilidad Empírica o Estadística". Los datos de entrada de estos métodos consisten, generalmente, en datos mecánicos y la evaluación se logra mediante modelos estructurales.

En este trabajo nos focalizamos en obtener las capacidades de los elementos que componen el puente, las cuales dependerá de las dimensiones geométricas, propiedades de materiales y disposiciones de armado de las estructuras, también se realizó el modelado del puente mediante programa, todo ello nos permitirá obtener deformaciones estimadas.

Es fundamental el modelado a través de un programa asistido por computadora donde podemos formular matemáticamente y físicamente la estructura, tratando de reproducir fielmente la realidad del puente y las condiciones de contorno presentes en el lugar de emplazamiento.

El tipo de modelación utilizado es del tipo elemento finito, que discretiza la geometría del puente en un gran número de pequeños elementos donde su comportamiento corresponde con las propiedades de los materiales utilizados en dicho puente.

En cuanto al tipo de análisis, lineal o no lineal, sea estático (Pushover) o dinámico (Tiempo-Historia), es el más apropiado para investigar la capacidad de deformación de los puentes existentes y de esa forma estimar su Vulnerabilidad Sísmica Teórica. El uso del análisis tipo Tiempo-Historia, requiere de una serie de hipótesis que usualmente consume mucho tiempo debido al gran número de cálculos a realizar. Utilizaremos el análisis Pushover que es una herramienta más eficiente en la evaluación de la respuesta sísmica de los puentes.

2.9.1 MÉTODO DE ANÁLISIS NO LINEAL “PUSHOVER”

Últimamente, no están siendo utilizados los métodos de análisis modales elásticos de sistemas de múltiples grados de libertad para la evaluación de puentes existentes. Debido a que este tipo de análisis no considera la modificación de la respuesta causada por la incursión en el campo inelástico de los elementos estructurales de los puentes.

Es por esto, que utilizaremos la herramienta de análisis preferida para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes ha sido el Pushover. fue desarrollada por los investigadores A. K. Chopra y R. K. Goel (Chopra y Goel, 2001), nos permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura para sismos severos. Se basa en un análisis estático no-lineal, de tipo “empujón” o también llamado de cedencia sucesiva. Surgió a partir de investigaciones sobre miembros estructurales reales, aplicando cargas laterales para observar la formación secuencial de rótulas plásticas.

Como ocurre en la realidad, primero actúan las cargas verticales gravitacionales produciéndose las primeras deformaciones; a posteriori, actuarán las cargas laterales del método, que se van incrementando de manera progresiva con un patrón definido, hasta un desplazamiento máximo esperado. Ante estos esfuerzos, primero se expondrán las partes o conexiones más débiles hasta que al final del proceso, se forme el mecanismo de falla completo. Formada la primera rótula plástica, se provocará la primera redistribución de rigideces de la estructura.

El método pushover, avanza de esta manera, resultando en un proceso iterativo, donde la deformación se incrementará hasta que la estructura colapse.

Se realizan un análisis, con carga gravitacional y carga lateral en una dirección determinada fig9. (a)(b), luego como resultado, se muestran gráficos donde se forman las rotulas plásticas y un gráfico “Corte Basal (reacción)-Deformación” del nivel superior que se denomina curva de Capacidad.

El análisis considera para la respuesta estructural, el primer modo de vibración de la estructura, basado en la hipótesis de que, el primer modo fundamental de vibración de la estructura corresponde a la respuesta predominante ante una sollicitación sísmica, siendo esto válido para estructuras con períodos de vibración menores a 1 segundo.

De tener estructuras más flexibles, el análisis debe considerar los demás modos de vibración del comportamiento elástico. Usando distribuciones de fuerzas laterales proporcionales a las formas modales, y con el supuesto de que éstas no cambian después que la estructura entra en el rango de comportamiento inelástico, para una cantidad suficientes de modos. Cada una de estas curvas por modo, es idealizada como una relación bilineal de fuerza-deformación y transformada a un sistema inelástico equivalente de un grado de libertad. Para cada uno de estos sistemas equivalentes, se obtiene el desplazamiento máximo mediante un análisis no-lineal Tiempo-Historia para un registro de aceleraciones o considerando un espectro de respuesta (o diseño) inelástico. Con estos desplazamientos máximos por modos, se obtiene desde la base de datos del análisis de pushover, cualquier respuesta de interés a nivel modal y, finalmente, la demanda sísmica total se obtiene combinando las respuestas por modo, de acuerdo a alguna regla de combinación.

El método "pushover" forma parte de la nueva tendencia, denominada "Ingeniería sísmica basada en la performance (Desempeño o rendimiento)", mediante la cual se intenta obtener construcciones de comportamiento sísmico más predecible y cuantificable, para poder evaluar y controlar el riesgo sísmico con un predeterminado nivel de aceptabilidad, de manera de minimizar el costo durante toda la vida útil de la construcción.

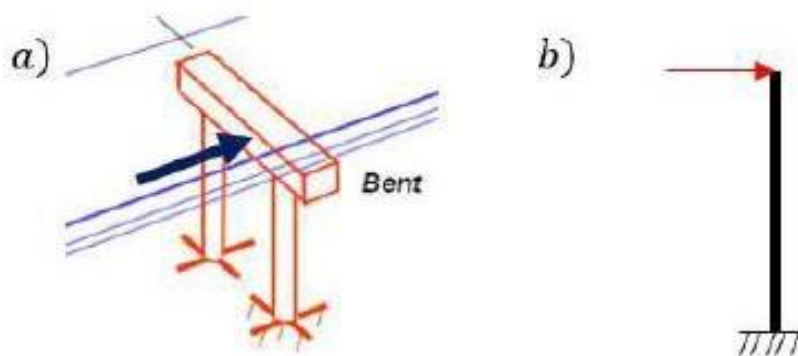


Fig. 9. Procedimiento del Método pushover

Ventajas y Desventajas del método:

Una ventaja de este método es que considera el comportamiento no lineal de los elementos estructurales. Además, en el análisis de demanda con el método modal espectral se considera la respuesta lineal de todo el puente.

Una desventaja es que, al aplicarse una carga creciente a cada pila como un elemento individual, no considera la redistribución de esfuerzos entre pilas cada vez que se alcanza la fluencia en alguna de ellas. Además, no considera la pérdida de resistencias debido a las cargas cíclicas provocadas por los movimientos sísmicos.

(Fuente: EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL MÉTODO "MODAL PUSHOVER ANALYSIS" EN EDIFICIOS ESTRUCTURADOS CON MURDOS L. Arévalo V. y E. Cruz Z. 2.- Graduate Student, Dept. of Structural and Geotechnical Eng., P. Universidad Católica of Chile, Santiago, Chile)

2.10 EVALUACIÓN Y CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA

Una vez determinadas las capacidades de la estructura, procedemos a comparar los resultados de un análisis de demanda elástico.

El valor máximo de desplazamiento de la sección de pila evaluada, se alcanzará cuando el componente alcance su máxima deformación, la cual está referida a la máxima rotación plástica permitida.

Procedimiento para la evaluación se resume en los siguientes pasos:

- 1) Determinar la resistencia y capacidad de deformación de cada sección de apoyo del puente.
- 2) Realizar análisis no lineal tipo pushover en pilas, hasta que los desplazamientos estructurales alcancen el estado límite de colapso.

Se deben ir monitoreando los desplazamientos Δ_{ci} , alcanzados en cada uno de los siguientes estados

Límites:

- Serviciabilidad
- Control de daño
- Prevención de colapso

- 3) Determinar la suma de las demandas de desplazamientos por cargas no-sísmicas ($\Sigma\Delta NSdi$) para cada combinación de carga utilizada.
- 4) Realizar un análisis elástico dinámico para determinar las demandas de desplazamientos sísmicos ($\Sigma\Delta EQdi$) en cada sección de apoyo del puente.
- 5) Determinación de factores capacidad/demanda ($rLSi$) para cada estado Límite (i) de la siguiente forma:

$$r_{LSi} = \frac{(\Delta_{ci} - \Sigma\Delta_{NSid})}{\Delta_{EQdi}}$$

Si $r_{LSi} \geq 1.5$, no es factible que se alcance el estado límite y no se requiere de acciones correctivas.

Si $1.0 \leq r_{LSi} < 1.5$, el estado límite puede ser alcanzado y algunas medidas correctivas pueden requerirse.

Si $r_{LSi} < 1.0$, es factible que se alcance estado límite y deben considerarse medidas de refuerzo de forma tal de incrementar la deformabilidad o la ductilidad de la estructura.

Priestley (Priestley, Seible y Calvi 1996) afirma que se puede obtener la probabilidad anual de un cierto EL mediante la introducción del coeficiente $r_{LSi} = \frac{\Delta_{ci(equiv.)}}{\Delta_{EQdi}}$ en el gráfico siguiente (fig10), con lo que se puede conocer el Riesgo Sísmico.

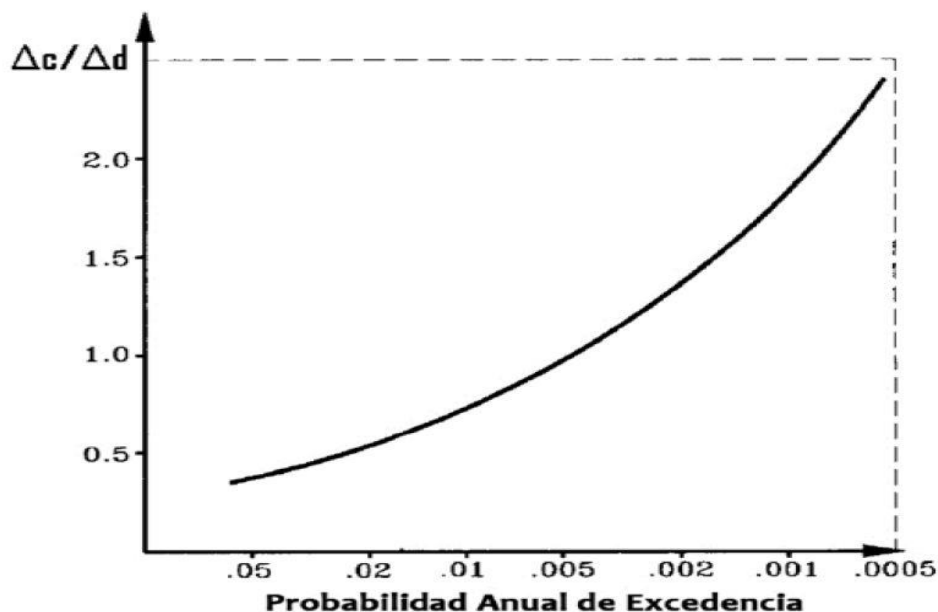


Fig. 10. Relación capacidad/demanda con probabilidad anual de excedencia

$$\Delta_{ci(equiv.)} = \frac{R}{\mu_i} \Delta_{ci}$$

Pero esta vez, donde "R" es el factor de reducción de fuerzas que depende del periodo fundamental del puente en la dirección considerada respecto al periodo de inicio del plafón de pseudoaceleracion considerado.

depende del periodo fundamental del puente en nuestro caso y en la dirección considerada respecto del periodo de inicio del plafón del espectro de pseudoaceleracion.

Para puentes donde:

- $T > 1,5 \cdot T_0$, donde $R = \mu_i$ siendo μ_i la demanda de ductilidad del sismo "i".
- Para $T < 1,5 \cdot T_0$, el valor de $R = 1 + 0,67 \cdot (\mu_i - 1) \cdot T / T_0 \leq \mu_i$, siendo T_0 el periodo correspondiente al comienzo del plafón del espectro elástico de respuesta.

Entonces utilizando el factor R y la demanda de ductilidad obtenida como cociente entre el desplazamiento que produce la fluencia Δy (obtenido del pushover) y la demanda de desplazamiento, se obtiene la demanda equivalente. Luego se compara esta demanda ΔD surgida de un análisis modal espectral, con la capacidad ΔC para un cierto estado límite y se ingresa al gráfico de la figura 10 obteniendo así la probabilidad de excedencia anual de cierto estado límite para un sismo de una determinada recurrencia. A la vez se puede determinar la confiabilidad $S = 1 - \Delta C / \Delta D$, que expresa la probabilidad de que el puente no alcance un cierto estados límite para un determinado sismo.

Priestley (Priestley, Seible y Calvi 1996) considera que se puede establecer una correlación entre los sismos de una determinada recurrencia, con un cierto estado límite asociado a la respuesta estructural. En base a esto establece un criterio, como el de la FHWA, respecto a la intensidad de los sismos a utilizar para realizar la evaluación o el diseño de un puente, según para qué estado límite se está evaluado o diseñando. Generalmente, se consideran tres estados límites asociados a una probabilidad anual de ser excedidos, en el caso de puentes comunes.

Priestley recomienda los siguientes valores:

- Serviciabilidad: 1/100 a 1/50, [0.01-0.02]
- Control de Daños: 1/500, [0.002]
- Supervivencia: 1/5000, [0.0002]

CAPITULO III

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

En este trabajo de investigación analizaremos el puente sobre Río Capayan, ubicado sobre Ruta Nacional N°40 [km 3894] en cercanías de la ciudad de Famatina (11km-RP11), ciudad de Chilecito (21 km-RN40) (fig. 11), zona sísmica II según reglamento cirsoc 103 vigente. El puente fue inaugurado en el mes de diciembre del año 2007.

Es del tipo carretero, representando un paso elevado sobre el imponente Río Capayan, puente recto constituido por 4 tramos de 25 m de luz cada uno, tiene un ancho de calzada de 10,54 m con dos veredas para circulación peatonal en ambos márgenes de un ancho=0.90 m (fig12-13).



Fig. 11. Emplazamiento del puente sobre RN N°40



Fig. 12. Vista Puente Rio Capayan

En la actualidad presenta una demanda de tránsito moderada a baja, pero el puente forma parte de una ruta histórica de la red nacional que recorre el país de sur a norte (La Ruta 40 es una ruta nacional que nace en Cabo Vírgenes, Santa Cruz y transita más de 5.100 kilómetros de místico recorrido enmarcado por antiguos caminos incas, hasta arribar a La Quiaca en la Provincia de Jujuy.), además de conectar varias localidades con producción de la provincia del rioja en el tramo considerado. Motivo por el cual se le da una calificación de importancia grupo Ao. (s/cirsoc103)



Fig. 13. Calzada del puente y veredas

La superestructura está formada por un tablero de hormigón armado insitu de 18 cm de espesor, 3 vigas longitudinales postensadas y sus respectivas vigas transversales a mitad de tramos y en los extremos (fig. 14), la losa del tablero presenta continuidad en los primeros tramos hasta llegar a los 50 m en pila central donde se encuentra una junta de dilatación tipo TORMAC. (fig15-16)

Las vigas longitudinales están simplemente apoyadas en los estribos y pilas por medio de apoyos elastomericos.



Fig. 14. Vigas longitudinales, transversales y pilas



Fig. 15 junta dilatación tramo central



Fig. 16. Junta dilatación tipo TORMAC.

La subestructura está formada por estribos del tipo cerrados y tres pilas del tipo tabique, con una viga cabezal de H⁹⁰ A⁹⁰ con una sección de 0.80m altura por 1.70 m de ancho donde apoyan las vigas principales.

Las cargas de la superestructura hacia la subestructura se realizan por medio de apoyos de neopreno de 52 mm de espesor reforzados con 5 chapas de 3mm recubiertas en neopreno, cuyo material debe cumplir con las normas IRAM 113.091, también cuentan con topes antisísmicos longitudinales y transversales de H⁹⁰A⁹⁰ (ver plano de detalles adjuntos) (fig17-18)



Fig. 17. Apoyos simples en estribos.



Fig. 18. Apoyos más topos.

La fundación es del tipo directa en pilas y estribos mediante zapatas aisladas, cuyas dimensiones y armado se detallan en planos adjuntos.

En cuanto a los materiales se utilizó son Hormigón H30 en vigas longitudinales, Hormigón H21, tablero, vigas transversales, pilas y estribos, H17 en veredas de circulación peatonal, y en todos los componentes de Hº Aº, acero ADN420 y acero para el hormigón postensado con una tensión final de 10.541 kg/cm².

3.2 DIAGNOSTICO DE SITUACION ACTUAL.

Se realizó una visita a la zona de emplazamiento del puente y pudimos observar que el puente se encuentra en estado óptimo de conservación.

Cabe destacar que el puente lleva 12 años en servicio y se estiman más de 50 años de vida útil remanente.

Realizamos mediciones de algunos componentes del puente para verificar la correspondencia entre las dimensiones especificadas en planos conforme a obra (año2011) que fueron cedidos por la Dirección Nacional de Vialidad. Se concluye que la información de los planos es de alta confiabilidad y los mismos pueden ser utilizados para realizar el modelado y la evaluación.

La modelación del puente fue realizada en el Software CSIBRIDGE V 20.0, que se detalla en el Anexo.

CAPÍTULO IV

4.1 CARACTERIZACIÓN DE LA ACCION SÍSMICA

La acción sísmica, también referida como la demanda sísmica, constituye uno de los elementos fundamentales en la caracterización de la vulnerabilidad sísmica. De manera tal que una de las más importantes decisiones en un estudio de Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico es la apropiada caracterización de la acción sísmica. La acción sísmica de diseño debe ser capaz de representar adecuadamente el movimiento esperado en un determinado emplazamiento, de manera que proporcione una respuesta crítica de la estructura con los mayores daños potenciales.

El reglamento en vigencia del INPRES CIRSOC 103 (2013) no brinda las condiciones para la construcción del espectro del terremoto de diseño, el cual quedara definido en función de la peligrosidad sísmica, condiciones del sitio y la importancia de la construcción.

El espectro de diseño obtenido de dicho reglamento será utilizado como base para la obtención de demás espectros necesarios para realizar la simulación mediante el software CSIBRIDGE mediante el cual obtendremos los esfuerzos.

4.1 ZONA SÍSMICA

El puente sobre rio capayan de ubica en el departamento Famatina en cercanías del límite del departamento Chilecito, sobre ruta nacional N.º 40 -(km3890), de acuerdo a la zonificación que realiza en INPRES, estaría ubicado en Zona sísmica 2, de peligrosidad sísmica moderada.

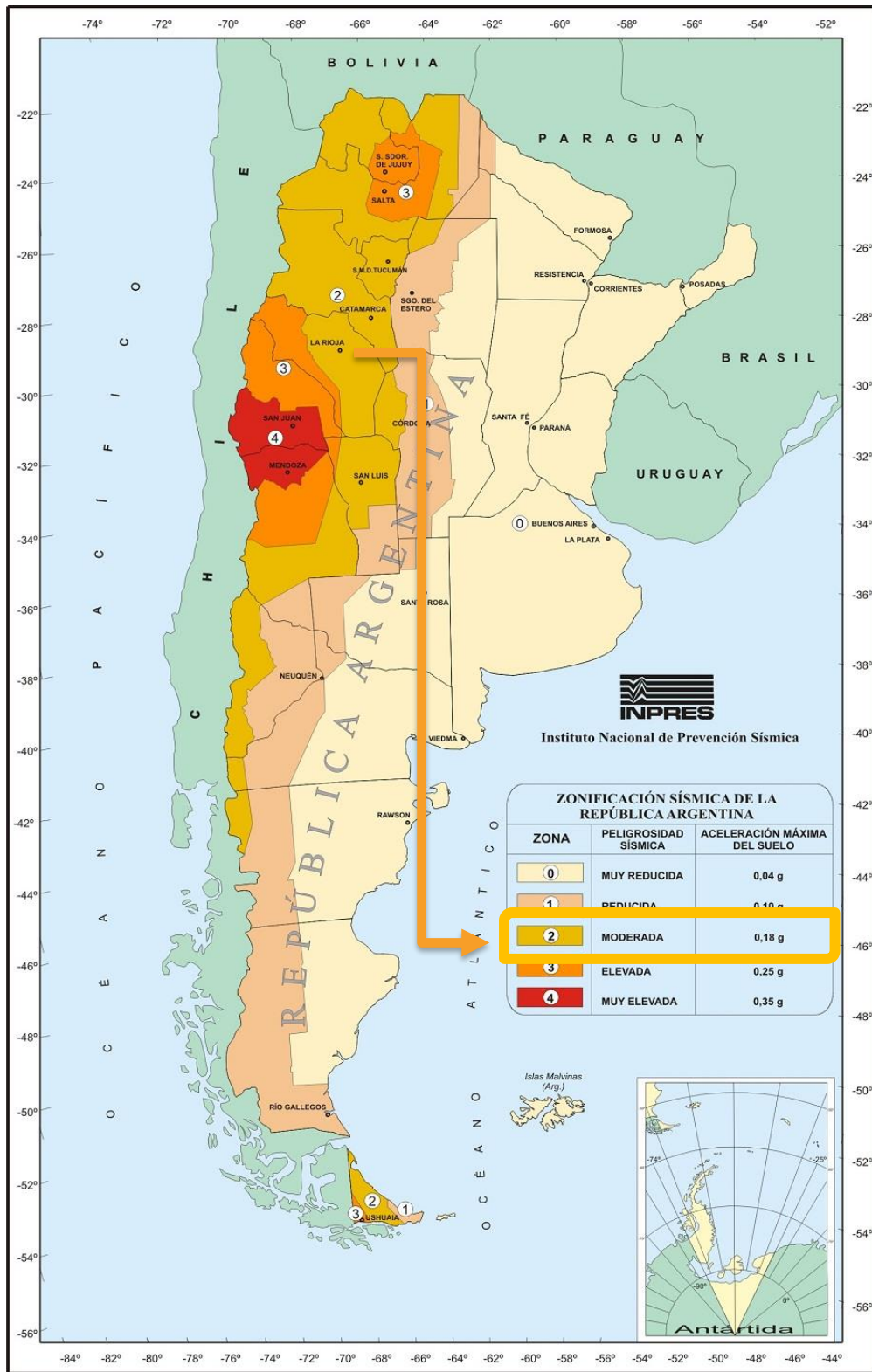


Fig19. Zonificación Sísmica. INPRES-CIRSOC 103

4.2 CLASIFICACION DEL SITIO – INFLUENCIA DEL SUELO

Según datos aportados por Dirección Nacional de Vialidad y la observación in situ podemos indicar que, en el lugar de la obra, se encuentra un Suelo Tipo espectral [2], suelo [sd] definido como grava y/o arena de baja densidad.

Tipo espectral	Sitio	DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELOS	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO		
			Velocidad media de onda de cortante, V_{sm} (m/s)	Ensayo de penetración normalizado (N)	Resistencia al corte no drenado S_{um} (KPa)
Tipo 1	SA	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	>1500	-	-
	SB	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada <3m	760 a 150	-	-
	SC	Formación de roca blanda o meteorizada que No cumple con SA y SB. Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo preconsolidado, muy duro. Gravas y/o arenas de densidad media.	360 a 760	>50	>100
Tipo 2	SD	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100
Tipo 3	SE	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	<180	<15	< 50
SF	Suelos dinámicamente inestables. Requieren estudios especiales.				

Fig20. . Clasificación del sitio según. INPRES-CIRSOC 103

4.3. CLASIFICACION DE LA CONSTRUCCION SEGÚN SU DESTINO Y FUNCIONES

El reglamento agrupa las construcciones por sus funciones y con la trascendencia que puedan tener eventuales daños o colapso por ocurrencia de sismos.

En este caso clasificamos el puente como una estructura del grupo Ao con un factor correspondiente $\gamma_r = 1,5$.

Debe estar diseñado de forma tal que se mantenga en funcionamiento luego de haber sido afectado por un sismo destructivo

4.4 CONSTRUCCION DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Construiremos el espectro para acciones horizontales para el Estado Límite Último. Lo hacemos definiendo el periodo "T" en abscisa y en ordenadas las pseudoaceleracion "Sa" del espectro elástico con una razón de amortiguamiento del 5% que es el nos proporciona el reglamento.

Las expresiones utilizadas a continuación, como las tablas, son extraídas del CIRSOC 103.

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,35$		$a_s = 0,25$		$a_s = 0,15$		$a_s = 0,08$	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
1 (S_A, S_B, S_C)	$0,37N_a$	$0,51N_v$	$0,29N_a$	$0,39N_v$	0,18	0,25	0,09	0,13
2 (S_D)	$0,40N_a$	$0,59N_v$	$0,32N_a$	$0,47N_v$	0,22	0,32	0,12	0,18
3 (S_E)	$0,36N_a$	$0,90N_v$	$0,35N_a$	$0,74N_v$	0,30	0,50	0,19	0,26

Fig21. . valores de a_s, C_a, C_v para distintas zonas sísmicas y tipos espectrales. INPRES-CIRSOC 103

N_a y N_v : son parámetros que consideran los efectos de directividad en el campo cercano. Se supone que cada jurisdicción local, debería estudiar las fallas activas de la zona que comprende y definir esos valores, pero en nuestro país esos estudios están muy atrasados, el reglamento fija los valores de $N_a=1$ y $N_v=1,20$.

Donde:

$$C_a = 0,22$$

$$C_v = 0,32$$

$$T_2 = \frac{C_v}{2,5 \cdot C_a} = \frac{0,32}{2,5 \cdot 0,22} = 0,582 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,2 \cdot T_2 = 0,116 \text{ s}$$

$$T_3 = 5 \text{ s (s/tabla adjunta) fig.}$$

C_a y C_v : Parámetros característicos del espectro de diseño

N_a : Coeficiente de proximidad a fallas para la zona del espectro sensible a la aceleración

N_v : Coeficiente de proximidad de falla para zona del espectro sensible a la velocidad

S_a : Aceleración elástica/ordenada espectral

T : Período de vibración genérico; fundamental de la construcción

T_1, T_2, T_3 : Períodos característicos del espectro de diseño

Zona sísmica	T_3 (s)
4	13
3	8
2	5
1	3

Fig22. . valores de periodo T_3 (cirsoc 103)

ESPECTRO DE DISEÑO

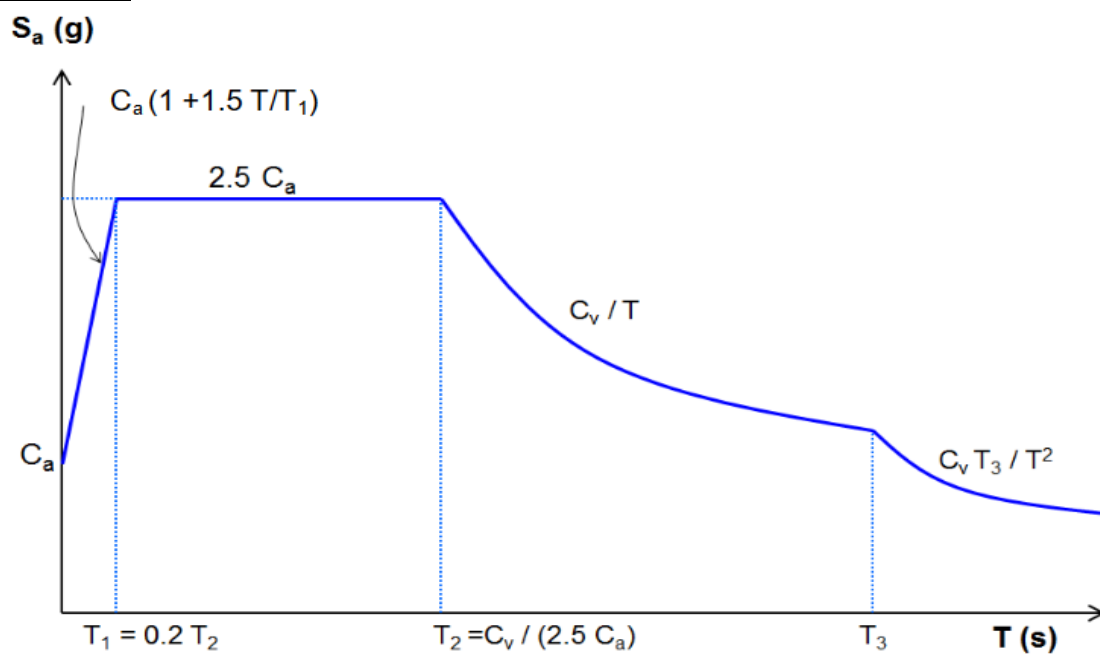


Fig23. Forma espectral según Reglamento (cirsoc 103)

4.5 OBTENCION DE ESPECTROS DE RESPUESTA PARA DISTINTAS RECURRENCIAS.

Se propone utilizar la METODOLOGÍA propuesta por AGUIAR FALCONI (2003), que es aplicable y países Latinoamericanos. La misma permite obtener 4 formas espectrales tomando como base el espectro de diseño del reglamento (fig. 23) como base del sismo raro que el provisto por el reglamento, pero con un menor amortiguamiento.

Tipos de sismos propuestos:

- ✓ **SISMO FRECUENTE [MENOR]:** Utilizado para una vida útil estimada de 30 años. Con una probabilidad de excedencia del 50%, cuyo periodo de retorno es de 43 años, puede darse por los menos una vez en el intervalo de vida útil.
- ✓ **SISMO OCASIONAL [MODERADO]:** Utilizado para una vida útil estimada de 50 años. Con una probabilidad de excedencia del 50%, cuyo periodo de retorno es de 72 años, puede darse por los menos una vez en el intervalo de vida útil.
- ✓ **SISMO RARO [EXCEPCIONAL]:** Es el sismo de diseño recomendado por el reglamento CIRSOC 103 -AÑO 2013. Para una vida útil de 50 años, probabilidad de excedencia del orden del 10% y un periodo de retorno estimado en 475 años.
- ✓ **SISMO MUY RARO [EXTREMO]:** Para una vida útil de 100 años, probabilidad de excedencia del orden del 10% y un periodo de retorno estimado en 970 años.

Sismo	Vida Útil	Prob. de Excedencia	Período de Retorno	Tasa Anual de Excedencia
Frecuente	30	50%	43	0.0231
Ocasional	50	50%	72	0.01386
Raro	50	10%	475	0.00211
Muy Raro	100	10%	970	0.00105

Fig24. Acciones sísmicas de diseño s/Aguiar-Falconi

Procedimiento de obtención de espectros:

- ❖ **SISMO RARO:** Como mencionamos anteriormente se toma como base el sismo de diseño que nos indica el reglamento, pero en este caso teniendo en cuenta un amortiguamiento del 2 %.

3.5.1.2. Influencia del amortiguamiento

Para casos específicos con razones de amortiguamientos menores al 5%, se aplican las expresiones siguientes:

$$S_a = C_a (1 + (2,5f_a - 1)T/T_1) \quad \text{para } T \leq T_1 \quad [3.5]$$
$$S_a = 2,5f_a C_a \quad \text{para } T_1 < T \leq T_2 \quad [3.6]$$
$$S_a = f_a C_v / T \quad \text{para } T_2 < T \leq T_3 \quad [3.7]$$
$$S_a = f_a C_v T_3 / T^2 \quad \text{para } T > T_3 \quad [3.8]$$
$$f_a = [7 / (2 + \xi)]^{0,5} \quad [3.9]$$

Fig25. Ecuaciones de influencia de amortiguamiento menores al 5% s/ CIRSOC 103.

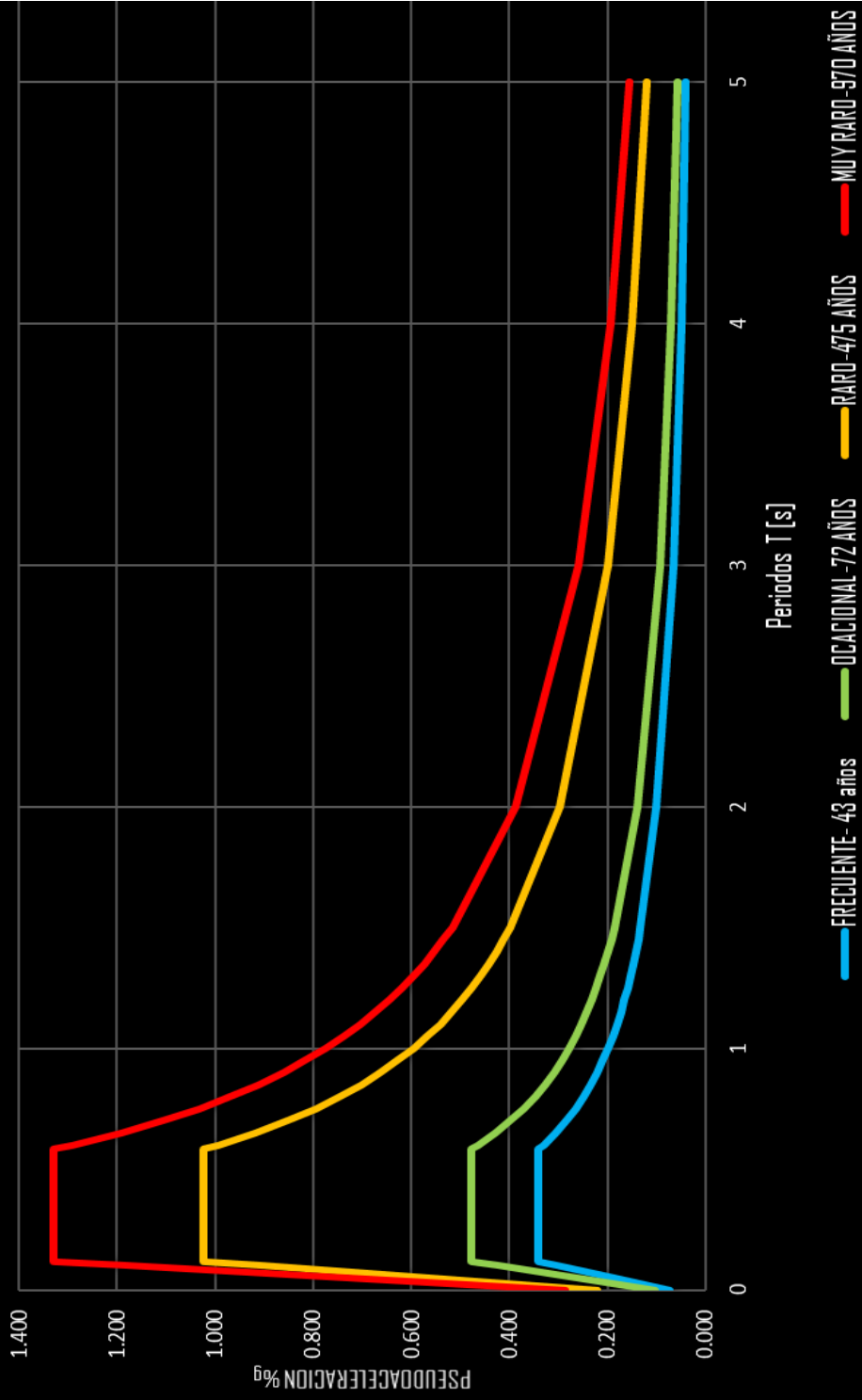
- ❖ **SISMO FRECUENTE:** Se dividen las ordenadas del espectro correspondiente al sismo raro en 3, y se introduce un factor de amortiguamiento (F_a) del 2%, utilizando para ello las ec de la fig25.
- ❖ **SISMO OCASIONAL:** Multiplicamos las ordenadas del sismo frecuente por 1,4, significaría un incremento del 40% las fuerzas sísmicas del sismo frecuente.
- ❖ **SISMO MUY RARO:** En esta ocasión multiplicamos las ordenadas del sismo raro por 1,3, es decir incrementamos en un 30% las fuerzas sísmicas del sismo de diseño.

TABULACION DE DATOS PARA CONSTRUCCION DE ESPECTROS

periodos T (s)	FRECUENTE PSCACEL [%G]	OCASIONAL PSCACEL [%G]	RARO PSCACEL [%G]	MUY RARO PSCACEL [%G]
0.000	0.073	0.103	0.220	0.286
0.1	0.300	0.426	0.910	1.187
0.116	0.341	0.478	1.020	1.331
0.200	0.341	0.478	1.020	1.331
0.3	0.341	0.478	1.020	1.331
0.4	0.341	0.478	1.020	1.331
0.5	0.341	0.478	1.020	1.331
0.582	0.341	0.478	1.020	1.331
0.600	0.331	0.463	0.990	1.291
0.700	0.284	0.397	0.850	1.106
0.800	0.248	0.347	0.740	0.968
0.900	0.221	0.309	0.660	0.860
1.000	0.199	0.278	0.600	0.774
1.100	0.181	0.253	0.540	0.704
1.200	0.165	0.232	0.500	0.645
1.300	0.153	0.214	0.460	0.596
1.400	0.142	0.199	0.430	0.553
1.500	0.132	0.185	0.400	0.516
2.000	0.099	0.139	0.300	0.387
3.000	0.066	0.093	0.200	0.258
4.000	0.050	0.069	0.150	0.194
5.000	0.040	0.056	0.120	0.155
6.000	0.083	0.116	0.080	0.108
7.000	0.061	0.085	0.060	0.079
8.000	0.047	0.065	0.050	0.061

Fig26. Datos obtenidos para sismos, frecuente, ocasional, raro y muy raro.

ESPECTROS-ZONA SISMICA 2-SITIO TIPO 2



CAPÍTULO V

5.1 EVALUACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

Obtendremos la demanda sísmica mediante el método de Superposición Modal Espectral

Trabajando con los espectros de pseudoaceleración determinados mediante la **MÉTODología** aplicada en IV.4.5. propuesta por Aguiar Falconí (Aguiar Falconí 2003) para los Sismos Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro a partir de los espectros dados por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 -2003 para Zona Sísmica II y Suelo Tipo 2.

5.1.1 ESTADOS DE CARGAS CONSIDERADAS

Para obtener de demanda sísmica generamos los siguientes estados de carga:

- ✓ DEAD
- ✓ MODAL
- ✓ -DEAD
- ✓ -MODAL
- ✓ Sx-FRECUENTE
- ✓ Sy-FRECUENTE
- ✓ Sx-OCASIONAL
- ✓ Sy-OCASIONAL
- ✓ Sx-RARO
- ✓ Sy-RARO
- ✓ Sx-MUY RARO
- ✓ Sy-MUY RARO

DEAD: corresponde a las cargas gravitatorias

MODAL: correspondiente al método modal espectral

-DEAD: estado correspondiente a cargas gravitatorias para sección fisurada

-MODAL: estado correspondiente a método modal espectral para sección fisurada

Los subíndices "x" e "y" ,corresponden a la dirección de análisis del sismo para los diferentes desempeños.

5.2 APLICACIÓN DEL MÉTODO PUSHOVER

Particularmente en nuestro caso realizaremos el análisis de comportamiento de la pila para el caso de aplicación de carga pushover Longitudinal, ya que considera la pila como voladizo, en sentido transversal no se analizará ya que el tabique presenta una gran rigidez y robustez motivo por el cual se concluye q la posibilidad de formación de rotulas plásticas en esa dirección es prácticamente nula.

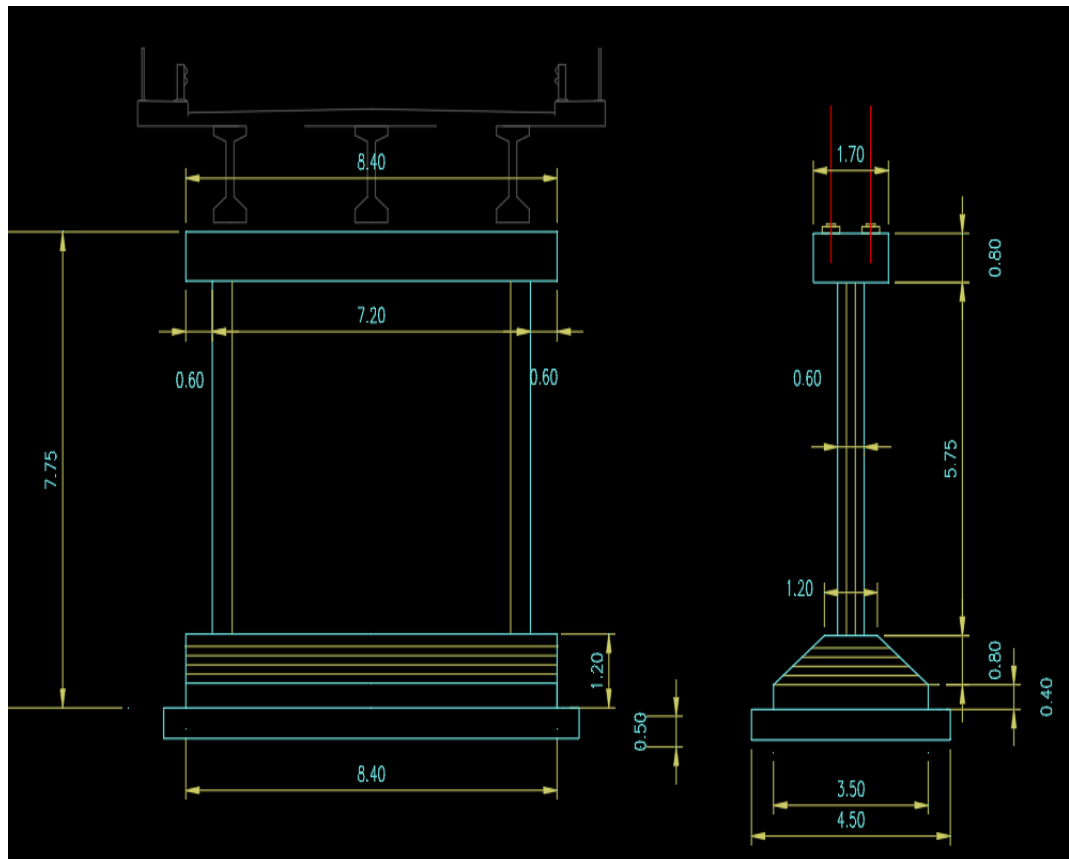


Fig28. Vista frontal y lateral de pilas.

Para comenzar con el método, lo primero que hicimos fue aislar la pila más solicitada ubicada en la mitad del puente y luego aplicar las cargas gravitatorias de peso propio de la superestructura en los diferentes puntos de apoyos de las vigas longitudinales sobre la viga cabezal. Se utilizó el estado de cargas creado como (DEAD) identificando los nodos 640,612,649 y teniendo en cuenta las fuerzas mediante links.

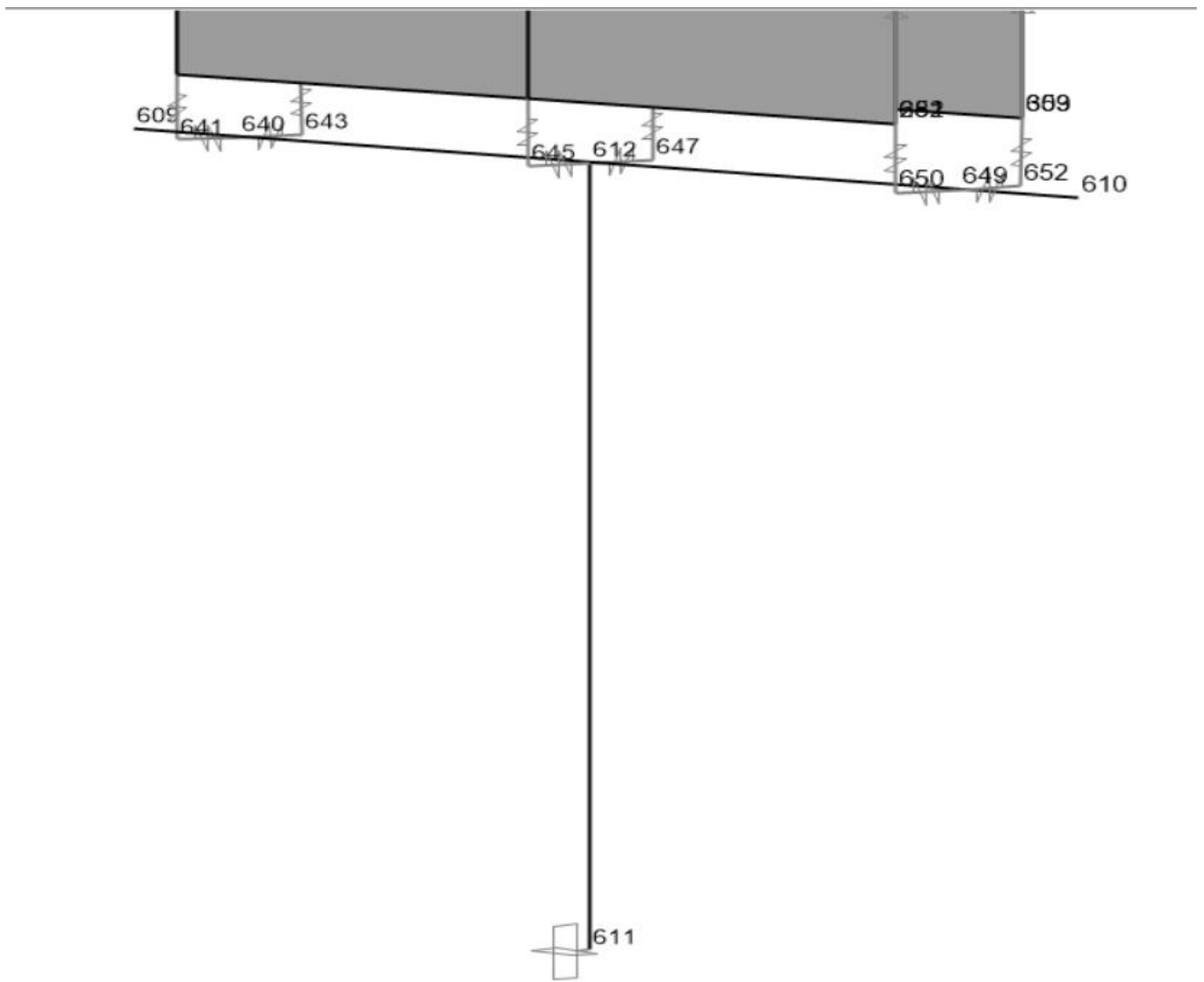


Fig29. Vista modelada de la pila en csibridge.

Una vez obtenidos los datos de salida del software, las fuerzas están expresadas en coordenadas locales de cada uno de los elementos denominados (joint) de acuerdo a la configuración adoptada llegan 2 elementos (link) a cada nudo por lo cual se deben sumar ambas para obtener las resultantes. (fig.30)

TABLE: Element Joint Forces - Links																	
Link	LinkElem	Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
61	61	640	DEAD	LinStatic	-109375.35	43732	8976.57	-19679.4	-45179.45	-19679.4							
61	61	641	DEAD	LinStatic	109375.35	-43732	-8976.57	19679.4	49118.91	3.649E-10	640	-190.28	87189.86	17698.15	-39235.44	29.12	-123.36
62	62	641	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	0	0							
62	62	642	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	0	0							
64	64	640	DEAD	LinStatic	109185.07	43457.86	8721.58	-19556.04	45208.57	19556.04							
64	64	643	DEAD	LinStatic	-109185.07	-43457.86	-8721.58	19556.04	-49133.28	3.649E-10							
65	65	643	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	0	0							
65	65	644	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	0	0							
67	67	612	DEAD	LinStatic	-98579.43	-0.07089	122625.8	0.0319	10820.86	0.0319							
67	67	645	DEAD	LinStatic	98579.43	0.07089	-122625.8	-0.0319	44360.75	6.662E-14	612	360.24	-0.00092	245861.4	0.00041	-112.31	0.06339
68	68	645	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	0	0							
68	68	646	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	0	0							
70	70	612	DEAD	LinStatic	98939.67	0.06997	123235.6	-0.03149	-10933.17	0.03149							
70	70	647	DEAD	LinStatic	-98939.67	-0.06997	-123235.6	0.03149	-44522.85	6.662E-14							
71	71	647	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	0	0							
71	71	648	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	0	0							
73	73	649	DEAD	LinStatic	-109375.37	-43732.06	8976.45	19679.43	-45179.52	19679.43	649	-190.32	-87189.86	17698.15	39235.44	28.99	123.42
73	73	650	DEAD	LinStatic	109375.37	43732.06	-8976.45	-19679.43	49118.92	2.066E-10							
74	74	650	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	0	0							
74	74	651	DEAD	LinStatic	0	0	0	0	0	0							
76	76	649	DEAD	LinStatic	109185.05	-43457.8	8721.7	19556.01	45208.51	-19556.01							

Fig30. Planilla de salida de datos: fuerzas - momentos por nodos analizados.

Definimos un grupo denominado "pila Aislada 2" para separar el elemento de análisis del resto de la estructura (fig31)

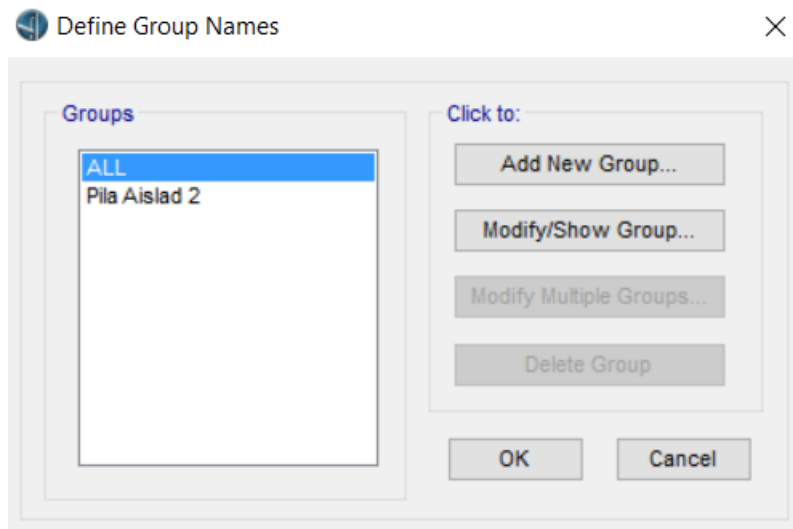


Fig31. DEFINICIÓN de grupo.

Para poder aplicar las cargas por peso propio de manera manual sobre los mencionados "joint", creamos un Estado de cargas denominado "Pila Aislada2", de esta manera aplicamos las cargas en cada nudo analizado. (fig32)

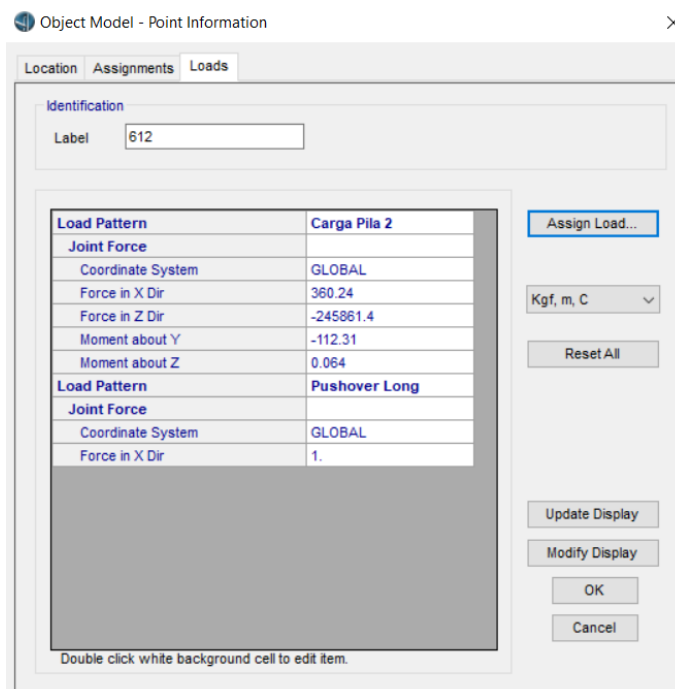


Fig32. Aplicación de cargas a cada nodo.

Se diseña un análisis del tipo "Construcción por Etapas" donde se cargó la pila aislada, en este caso el factor de peso propio tiene en cuenta al posicionamiento de los ejes locales respecto a ejes globales. (fig33)

Load Case Data - Nonlinear Static Staged Construction

Load Case Name: Carga Pila 2 [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Stage Definition:

Stage No.	Duration (Days)	Provide Output	Output Label	User Comments
1	0.	Yes		
1	0.	Yes		

Buttons: Add, Copy, Modify, Insert, Delete

Expand Stage Definition:

Show Stages: Show Stages In Tree View...

Data For Stage 1 (0. days; Output: No Label):

Operation	Object Type	Object Name	Age At Add	Type	Name	Scale Factor
Add Structure	Group	Pila Aislad 2	0.			
Add Structure	Group	Pila Aislad 2	0.			
Load Objects	Group	ALL		Load Pattern	DEAD	1.

Expand Stage Data: Stage: << < 1 > >> of 1 [Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

- Results Saved: End of Final Stage Only [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

 [OK] [Cancel]

Fig33. DEFINICIÓN de estado de carga pila aislada 2

5.2.1 PUSHOVER LONGITUDINAL

Al definir el estado de carga "Pushover Longitudinal", aplicamos una carga unitaria en la dirección longitudinal del puente, pero esta carga está aplicada en el nodo central de la pila (612), en el cual confluyen el centro de la viga cabezal y la pila. (fig34). Se debe especificar que se realice un control de desplazamientos, monitoreando la dirección U1 del nodo en cuestión, hasta un desplazamiento de 0.48m obtenido de manera analítica y el cual permitirá obtener la curva pushover completa.

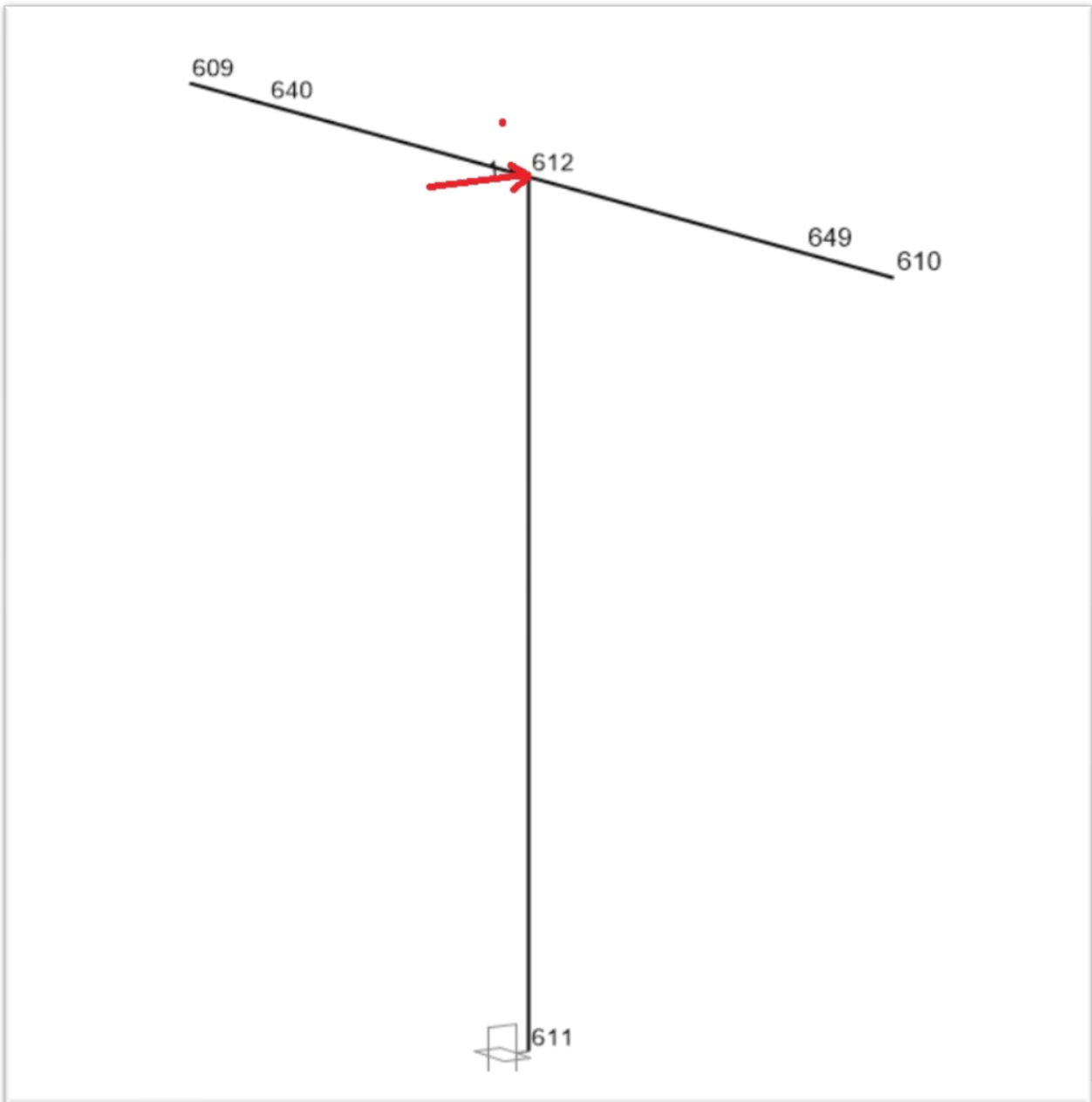


Fig34 Aplicación de fuerza unitaria en dirección analizada

La (fig35), corresponde al gráfico Momento-Curvatura obtenida del programa csibridge, al introducir su sección y materiales constitutivos con su correspondiente armadura, nos arroja la curva ilustrada (modelo ideal del Calatrans) donde se observa claramente el sector donde inicia la plastificación hasta el estado de

colapso de la rotulación; con un valor de Momento ultimo de 504095.12 kgm al cual le correspondería una curvatura de $\phi=0.128$ rad.

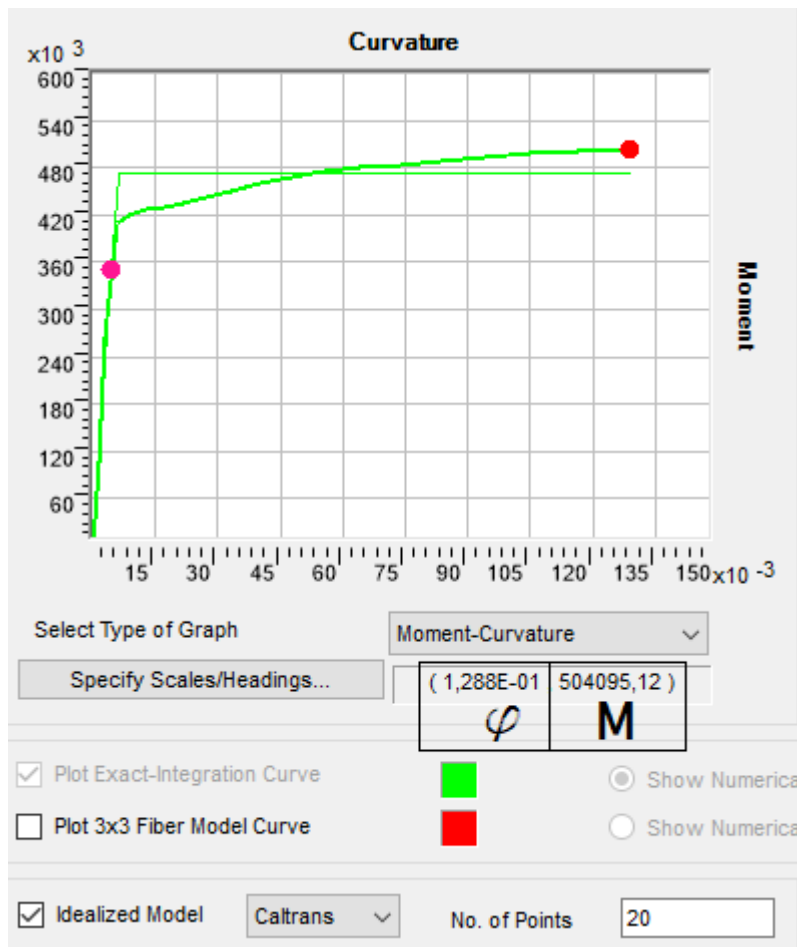


Fig35 Grafica momento -curvatura, sección pila.

Realizamos de manera analítica un cálculo simple para que nos oriente en un valor de deformación en el punto en estudio (612) para cargarlo como un valor de control de deformación que nos asegure la curva pushover completa.

En presencia de tabiques del tipo robusto como es nuestro caso, la zona potencial de formación de rotula plástica se ubicará aproximadamente a $1/6$ de la altura en estudio. Procedemos a calcular "d" (fig. 36-37) con la siguiente expresión:

$$d = h \cdot \phi = (5,75m - 0,96m) \cdot 0,128rad = 0,48m$$

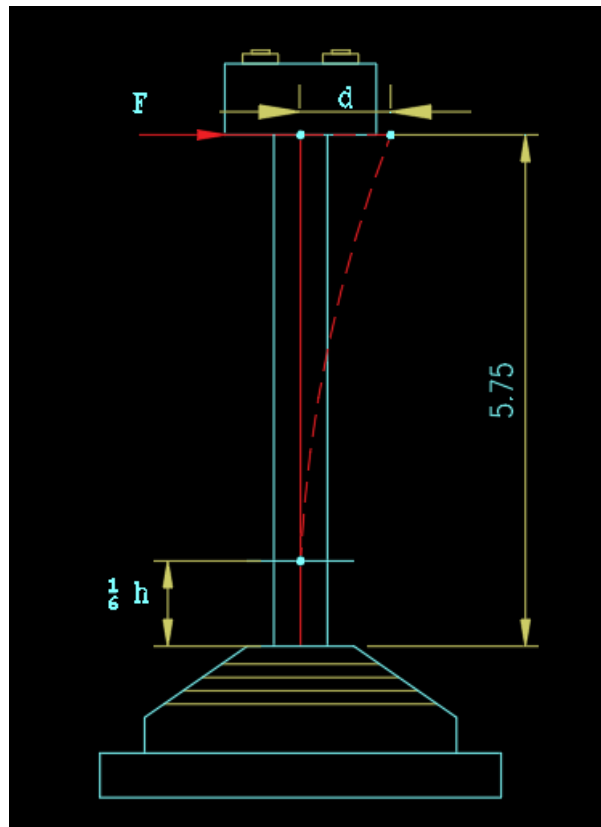


Fig36 Esquema simple para determinar distancia "d".

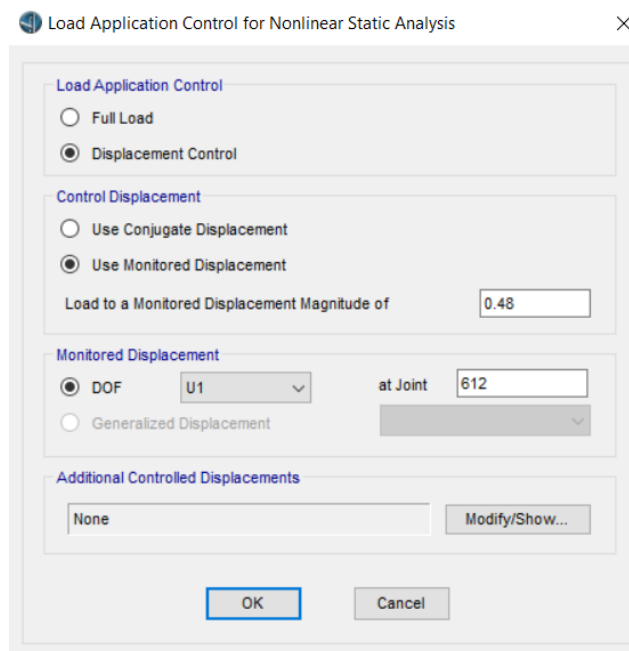


Fig37. Control de deformación.

5.3 ASIGNACION DE COMPORTAMIENTO Y POSICION DE ROTULAS PLASTICAS EN PILAS.

El último paso es asignar las posiciones y propiedades de las probables rotulas plásticas que aparecerán en la pila a medida que el pushover progrese. En el sentido longitudinal aparecerán en el extremo inferior de la pila; mientras que en el sentido transversal ya mencionamos que los tabiques robustos es altamente improbable que se produzcan rotulas plásticas.

Para la modelación del comportamiento se utilizan las rotulas flexionales P-M2, a la sección de apoyo propuestas por CALTRANS (Caltrans Seismic Design Criteria VI. 2006), se propone una longitud de rotulación de 0.96m. fig.38

The image shows a software dialog box titled "Auto Hinge Assignment Data". It contains several sections for configuring hinge properties:

- Auto Hinge Type:** A dropdown menu set to "Idealized Flexural Hinge".
- Degree of Freedom:** Radio buttons for M2, M3, M2-M3, P-M2 (selected), P-M3, and P-M2-M3.
- Miscellaneous Data:** "Hinge Length" is 0.96. "Use Idealized (Bilinear) Moment-Curvature Curve" is checked. "Design Code" is "Caltrans".
- Interaction Data:** "Total Number of PM Curves" is 2. "Max Num Points on Each PM Curve" is 25.
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** "Drops Load After Point E" is selected.

Buttons for "OK" and "Cancel" are located at the bottom of the dialog.

Fig38. DEFINICIÓN de tipo de rotula.

5.3.1 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS EN PILA.

A medida que incrementamos la carga que realiza el empuje, observamos que se va incrementando el desplazamiento (d) lo que lleva al incremento de momento que produciría la rotación de la sección hasta que se forme la rótula plástica y de inicio la plastificación del elemento.

En la fig. 39 se observa el progreso de rotulación en base al modelo de CALTRANS para rotulas flexionales.

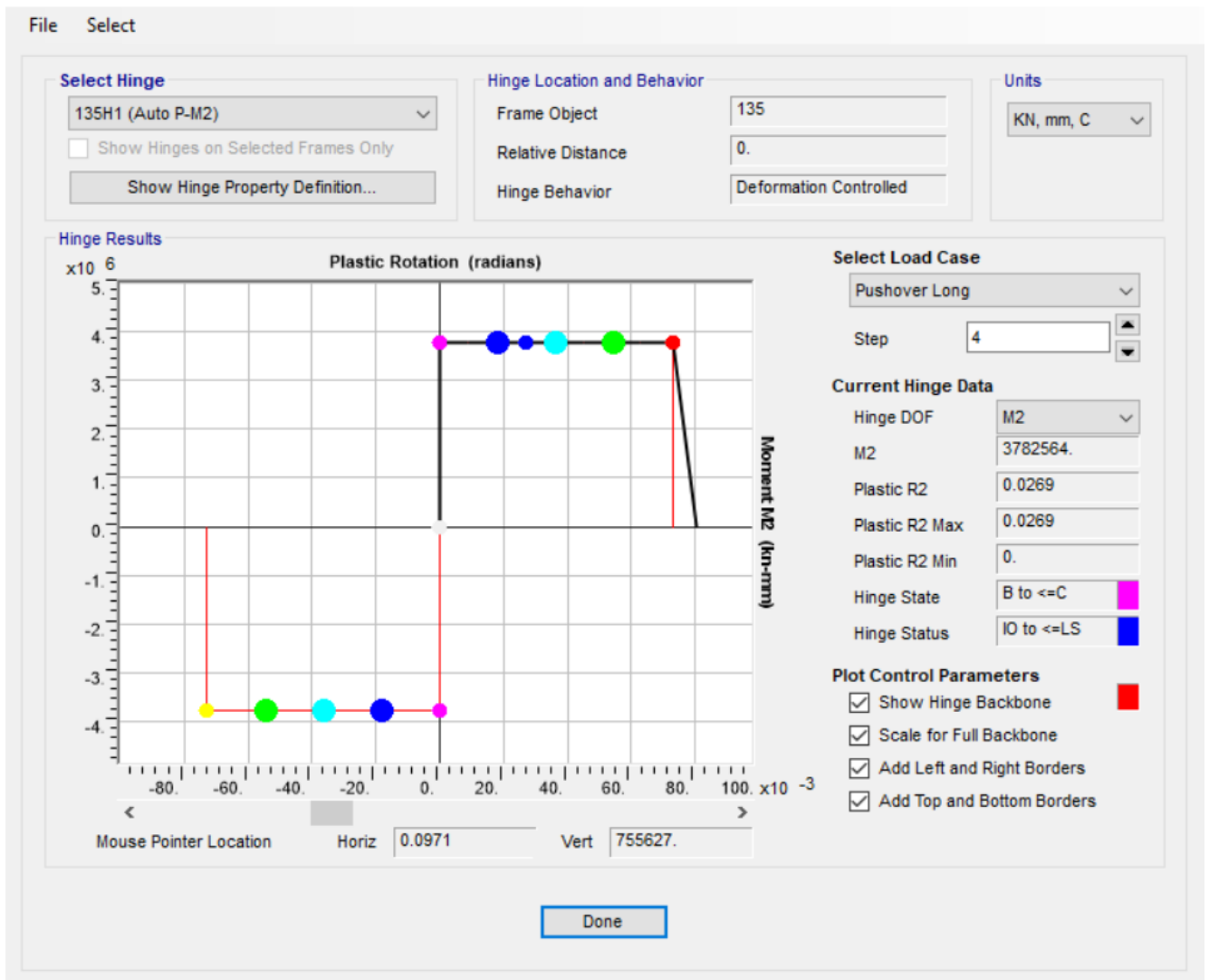


Fig39. Comportamiento de rotula para pushover Longitudinal.

En el grafico anterior se observa una línea vertical que representa el comportamiento elástico, luego una segunda línea horizontal que representa la etapa de plastificación, sobre esta línea tenemos marcas con diferente geometría y colores que representan el estado de daño progresivo desde el color magenta hasta el rojo que representa el colapso.

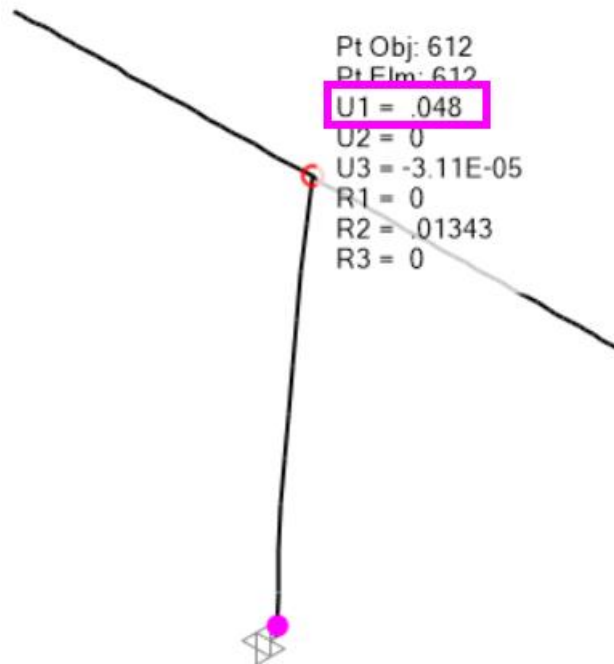
La grafica culmina con una tercera línea vertical que nos indica la caída brusca de capacidad lo cual imposibilita a la rótula seguir girando o soportando carga.

Es llamativo el final de la gráfica con una caída abrupta, pero es típico de este tipo de secciones, sumado a que en el modelado de la pila en csbridge no se considera la armadura de confinamiento y tampoco el aporte de la carga axial aplicada en la misma, motivos que elevarían la capacidad de rotulación.

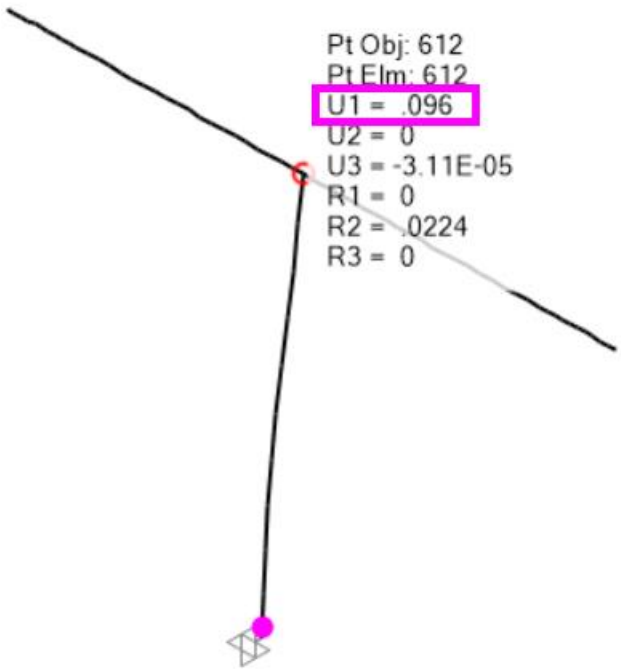
5.3.2 SECUENCIA ROTULACION

En las siguientes figuras observamos la secuencia completa en la formación de rotulas y posterior crecimiento de los giros, hasta llegar al colapso.

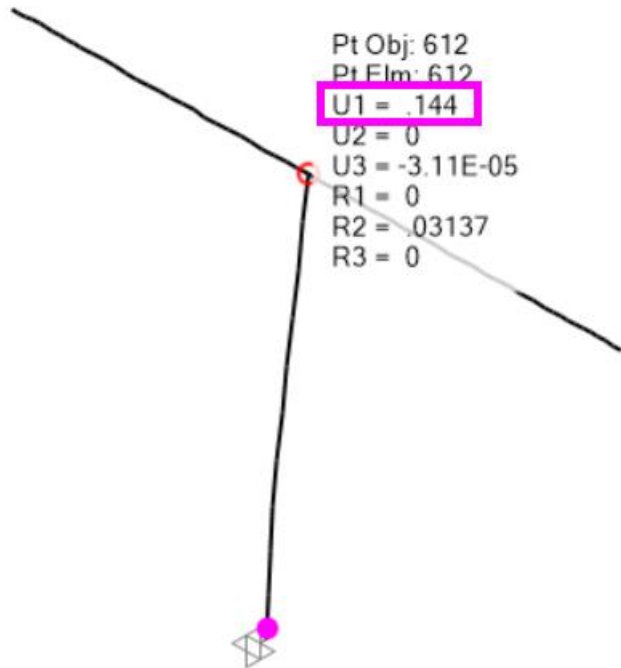
Donde:



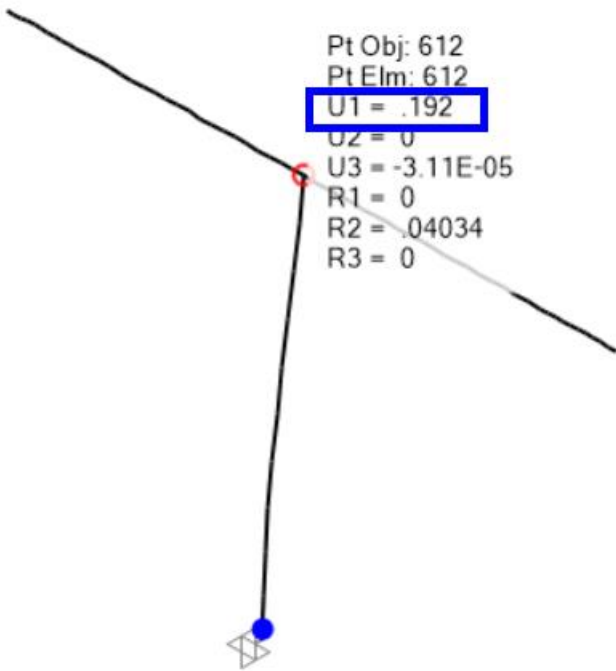
Step 1 (fig40)



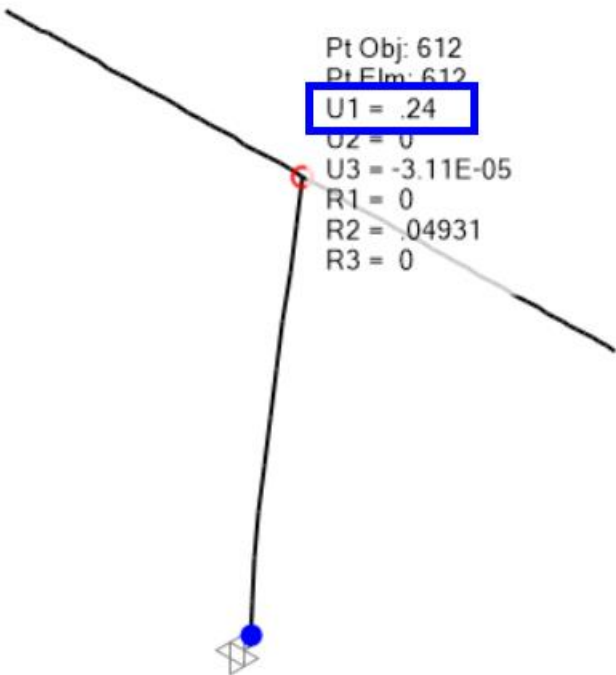
Step 2 (fig41)



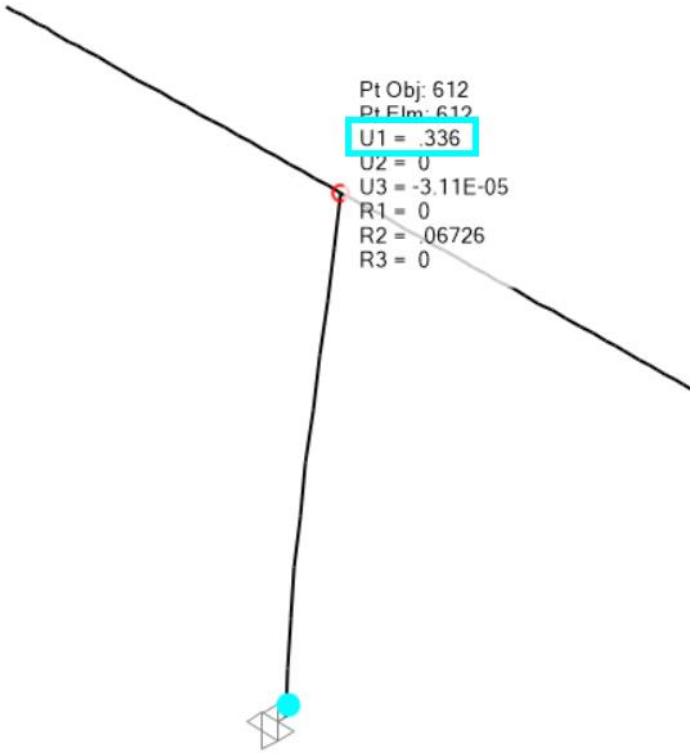
Step 3 (fig42)



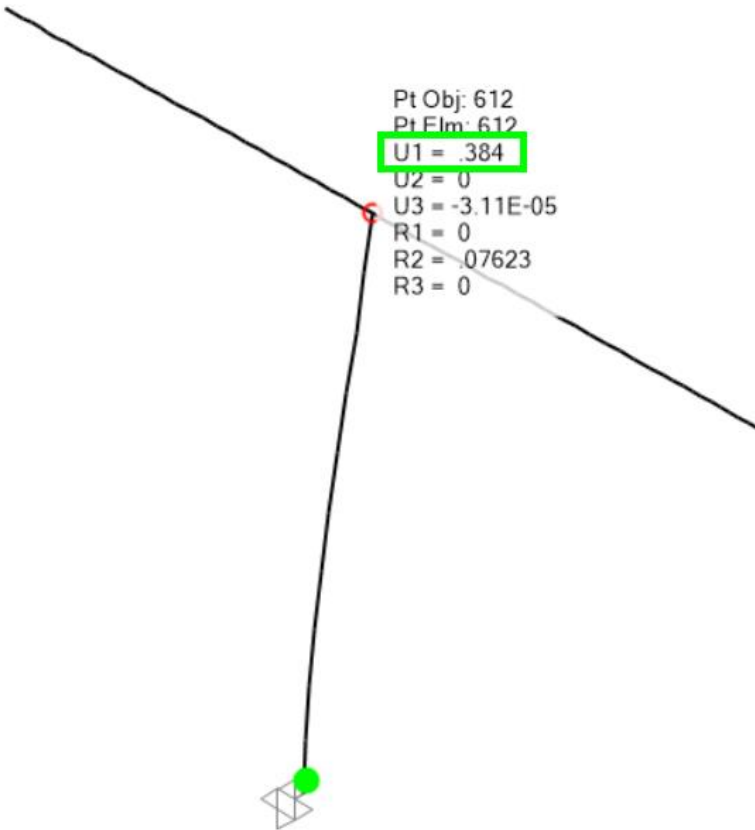
Step 4(fig43)



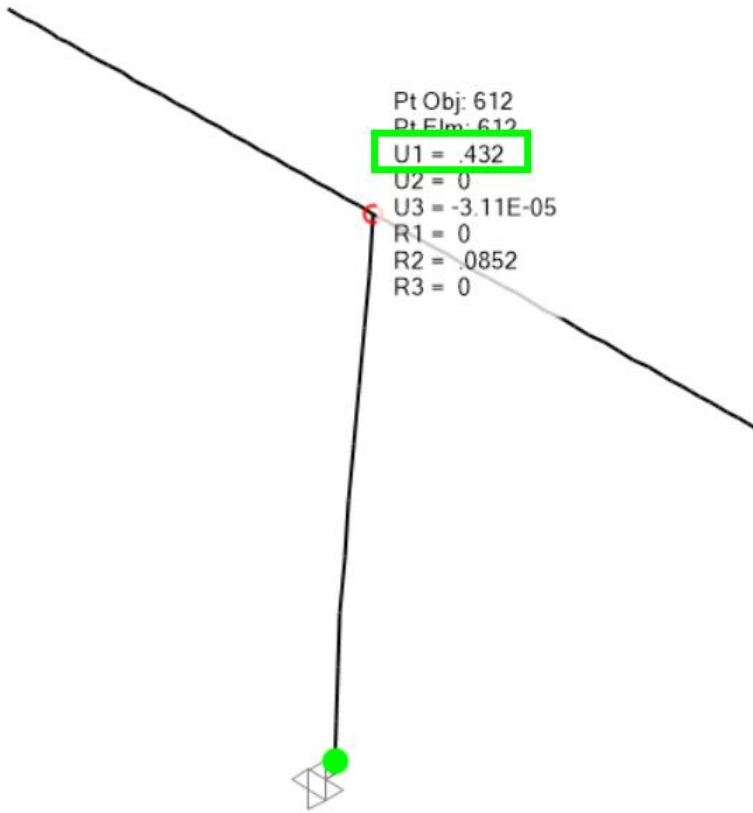
Step 5(fig44)



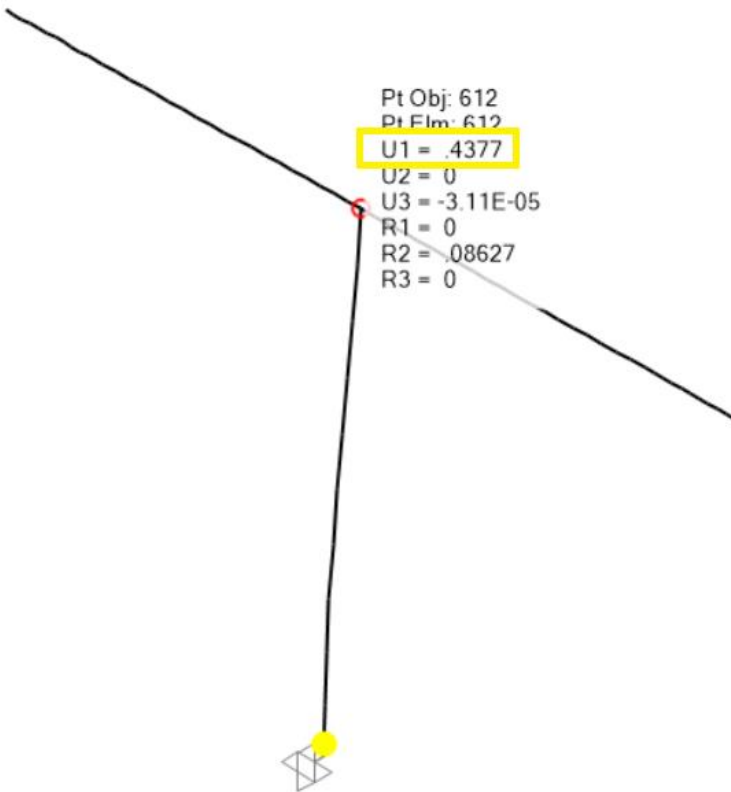
Step 6 (fig45)



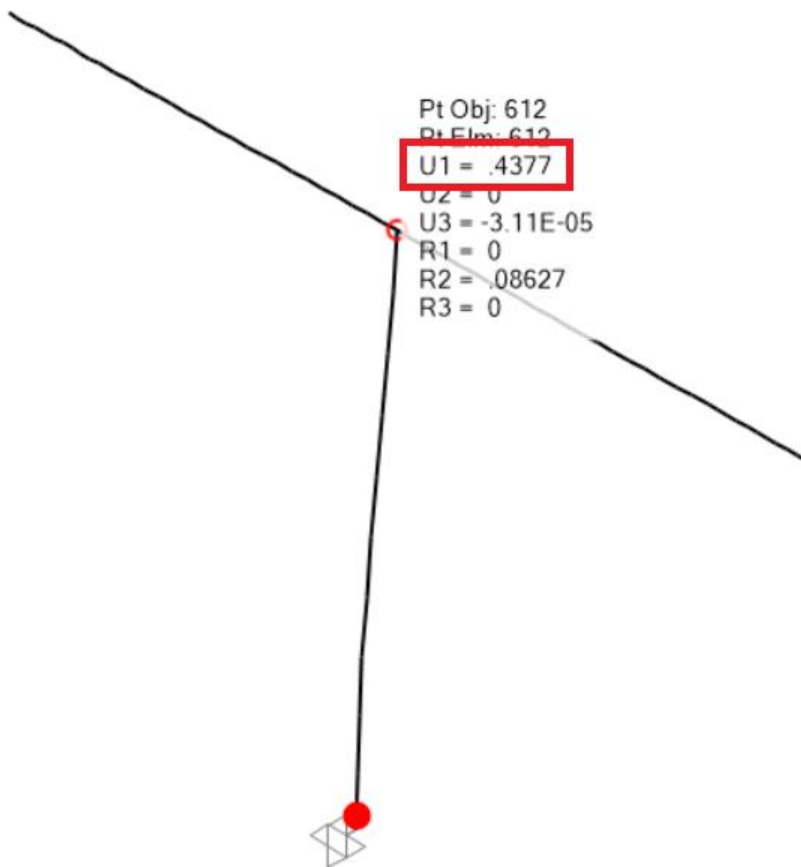
Step 7 (fig46)



Step 8(fig47)



Step 9(fig48)



Step 10(fig49)

5.4 OBTENCION DE CURVA PUSHOVER (CURVA CAPACIDAD)

En la figura 50, se puede observar un comportamiento inicial del tipo lineal hasta la formación de la rótula plástica. Al formarse la rótula plástica la gráfica se asemeja a un plafón y en todo su desarrollo la reacción de su base, se mantiene constante produciéndose un aumento del giro plástico en la rótula formada. Al aumentar el desplazamiento y sobrepasarse la capacidad de giro de la rótula plástica se forma un mecanismo de colapso. Esto produce la pérdida abrupta de la resistencia con el aumento de los desplazamientos debido al tipo de pila presente en este puente del tipo tabique, esto difiere de gran manera cuando se analizan pilas del tipo columna cuya pérdida de resistencia la manifiestan de manera gradual. Es importante señalar que nuestro tipo de pila es muy poco probable que falle por rotulación debido a su diseño, hay más probabilidades que la falla se haga presente por corte y la misma sería del tipo frágil.

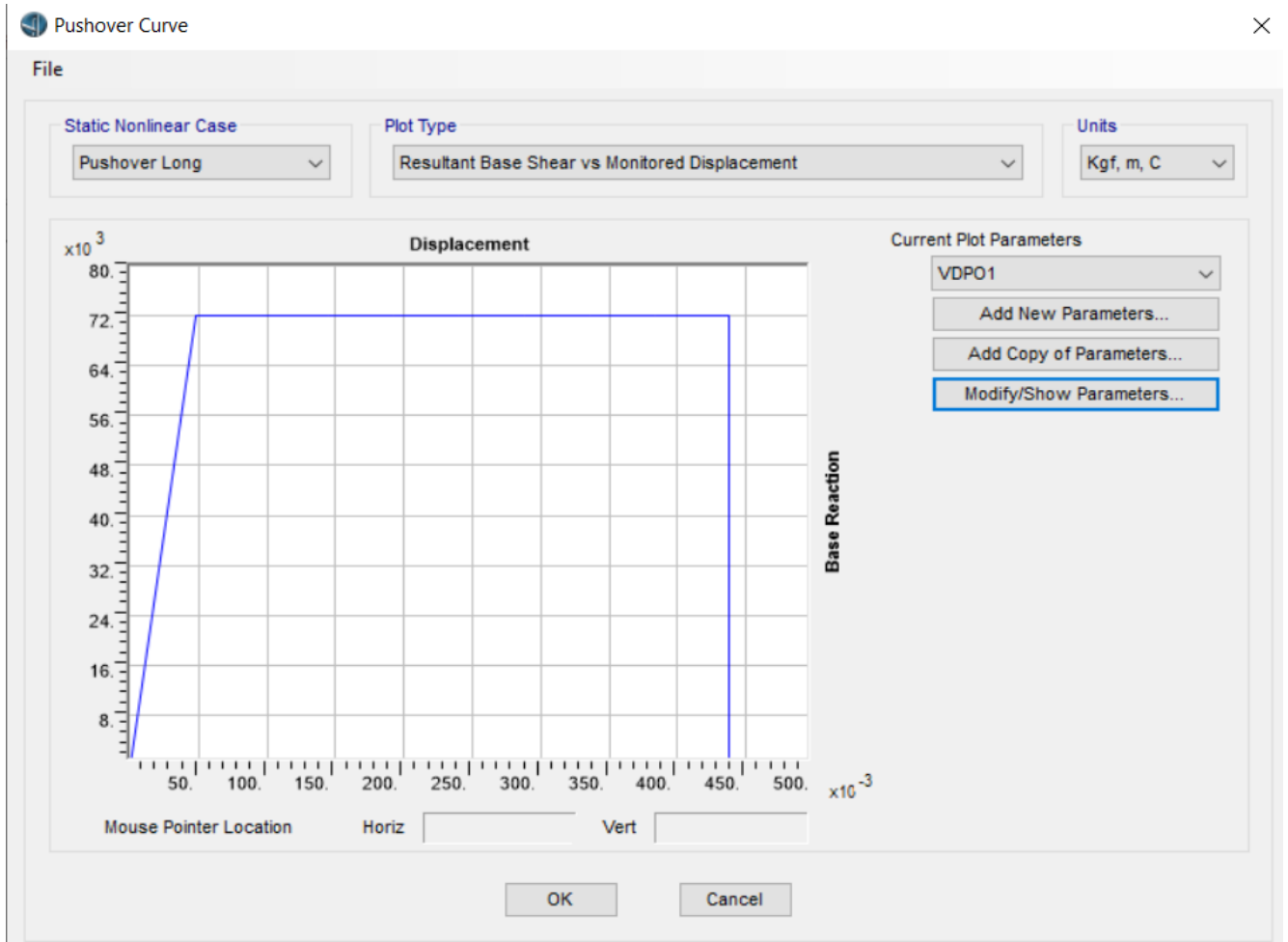


Fig50. Extracto grafica Curva Pushover Longitudinal.

5.5 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD

A continuación, se realizará la determinación de capacidad por Desplazamiento de la Superestructura, Corte en pilas y Ductilidad Flexional de pilas para luego obtener los coeficientes capacidad/Demanda para cada estado Límite. Los valores límites de capacidades los determinaremos gráficamente de la curva pushover (fig51)

5.5.1 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURA

Particularmente en nuestro caso no realizaremos dicho análisis debido a que el puente en estudio presenta restricción al desplazamiento longitudinal como transversal. (fig51-52)

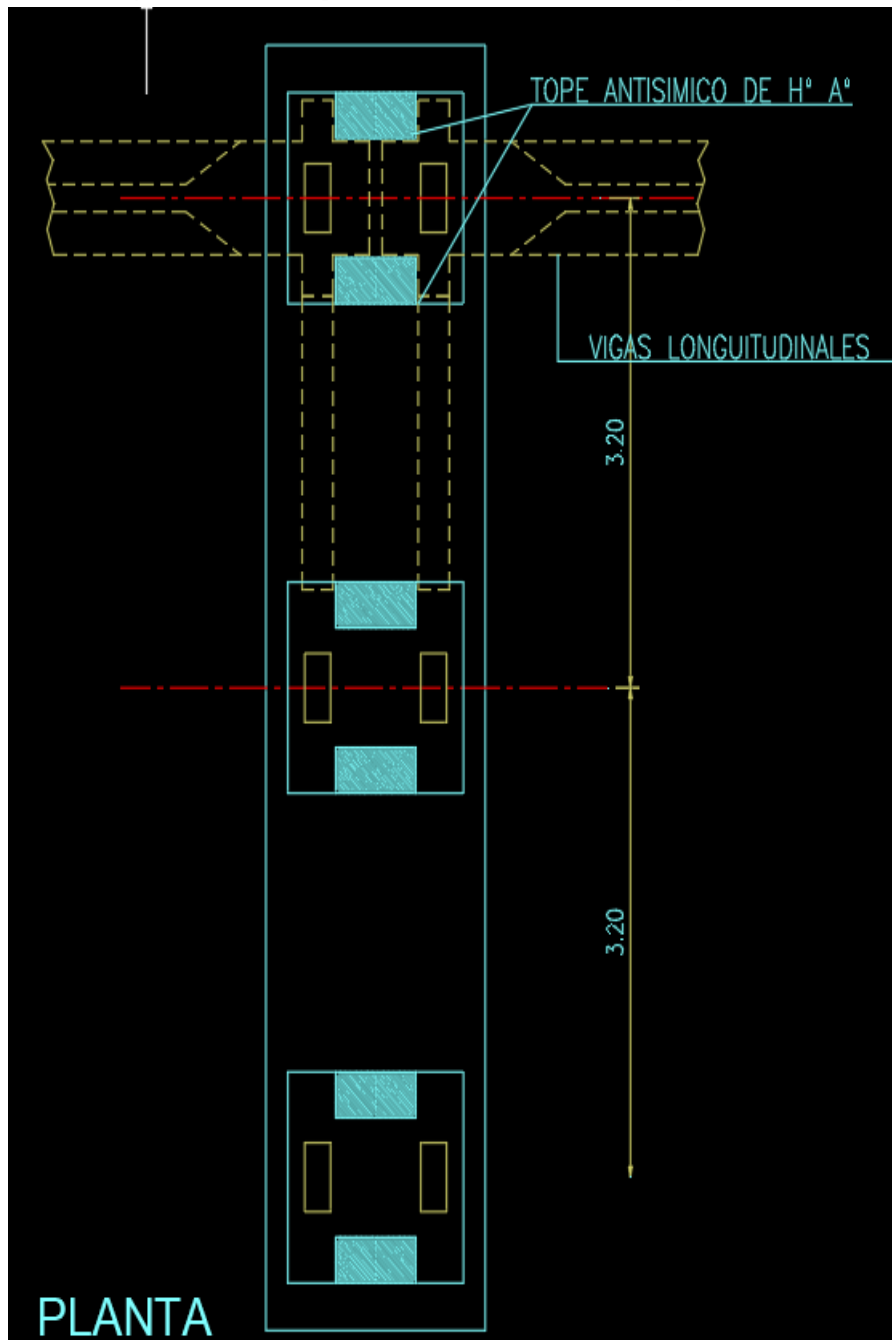


Fig51. Gráfico de vista planta pila.

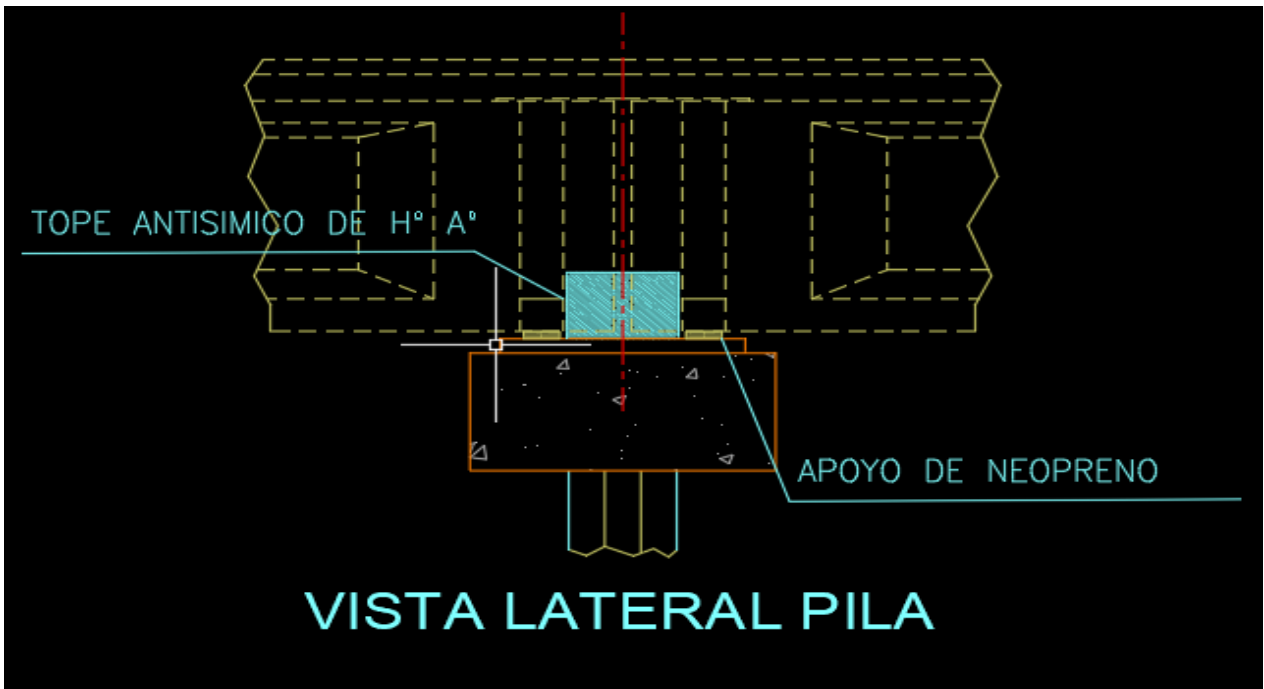


Fig52 Grafico de vista lateral pila.

En la dirección transversal se encuentran presentes topes antisísmicos tanto en pilas como en estribos que impiden grandes movimientos de vigas longitudinales en caso de importantes sismos. (fig. 53-54)

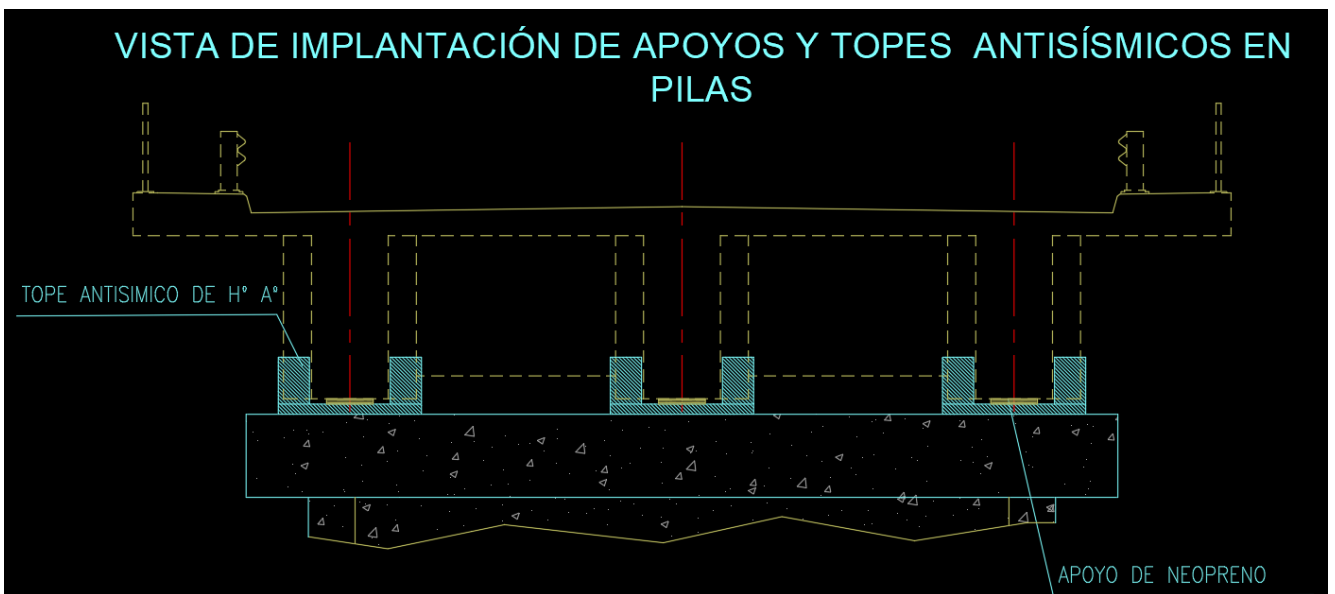


Fig53 Grafico de vista tablero -pila.

VISTA DE IMPLANTACIÓN DE APOYOS Y TOPES ANTISÍSMICOS EN ESTRIBOS (esc. 1:50)

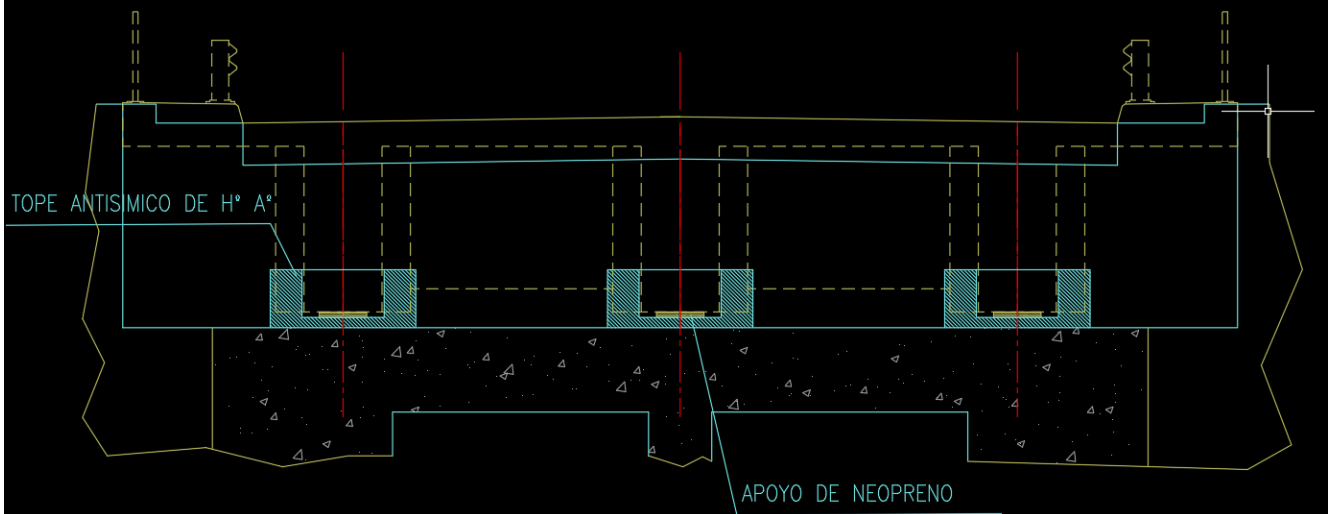


Fig54 Grafico de vista tablero -estribo.

En la dirección longitudinal, tenemos que el diseño de las vigas presenta unas salientes que encastran en los topes antisísmicos ubicados en pilas y estribos, cabe mencionar que los estribos son del tipo cerrados y son elementos masivos de gran rigidez lo cual impediría el movimiento en esta dirección, sumado a que en la parte inferior de las vigas se encuentran los topes de neopreno que otorgan un comportamiento elastoplástico ante el deslizamiento. (fig55)

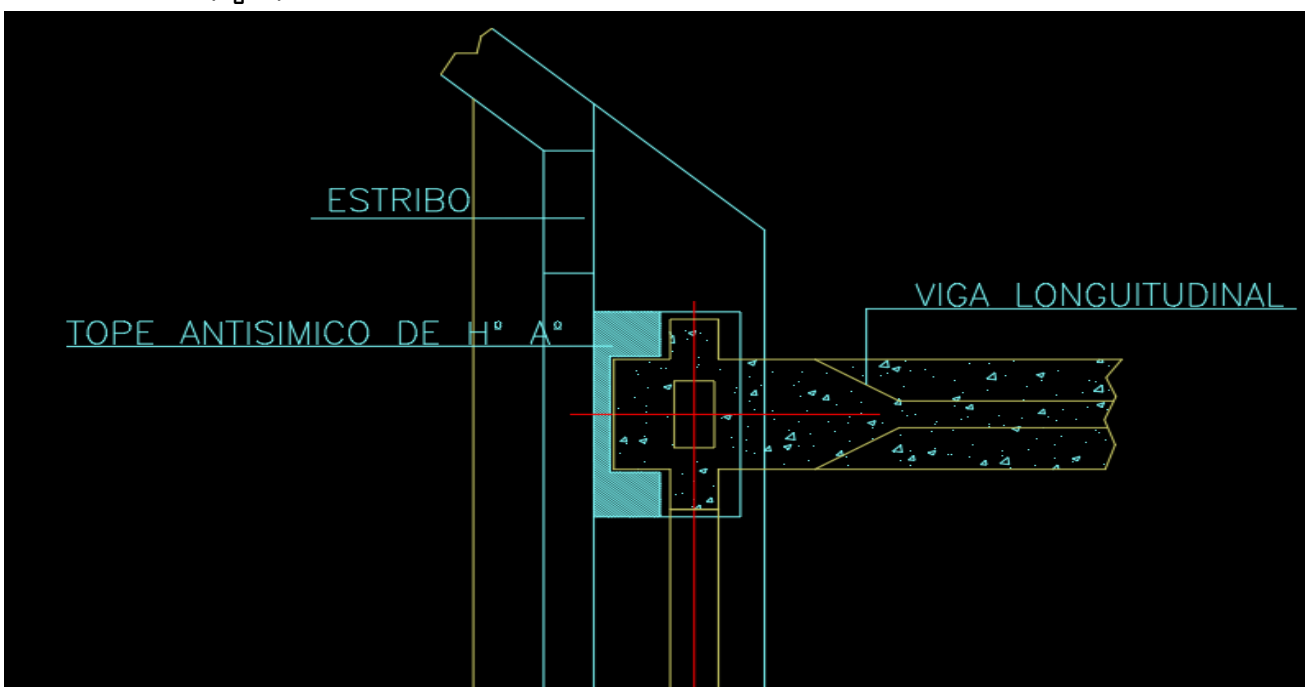


Fig55 Detalle encuentro viga-tope en zona de estribos

5.5.2 RESISTENCIA AL CORTE EN PILA

El cálculo de resistencia se realizará en ambas direcciones. La pila en estudio es un tabique del tipo robusto cumpliendo con la siguiente condición: $H_w/L_w = 5.75/7.20 = 0.80 \leq 3$

5.5.2.1 CORTE EN PILAS DIRECCIÓN LONGITUDINAL

Para determinar la capacidad el corte en dirección longitudinal utilizaremos las expresiones según Priestley.

Resistencia total al corte de la sección de pila longitudinal

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 5205.4 \text{ [kN]}$$

APORTE DEL Hº A LA RESISTENCIA AL CORTE

$$V_c = K \times \sqrt{F'_c} \times A_e$$

$$K = 0.29 \quad (\text{adoptado})$$

$$F'_c = 21 \quad [\text{mpa}] \quad (\text{resistencia especificada del Hº})$$

$$A = h \times l_w = 0.60 \times 7.20 = 4.32 \quad [\text{m}^2]$$

$$A_e = A \times 0.80 = 4.32 \times 0.8 = 3.456 \quad [\text{m}^2]$$

$$V_c = 4.59 \text{ [MN]} \quad 4590 \text{ [kN]}$$

APORTE DEL LOS ESTRIBOS A LA RESISTENCIA AL CORTE

$$V_s = \frac{A_{sw} \times F_y \times D'}{S} \times \text{Cotg}\theta =$$

$$A_{sw} = 2 \times \emptyset 12 = 2.26 \quad [\text{cm}^2] \quad 0.00026 \quad [\text{m}^2] \quad (\text{sección de estribos})$$

$$F_y = 420 \quad [\text{mpa}] \quad (\text{tensión de fluencia ADN 420})$$

$$h = 0.6 \quad [\text{m}] \quad (\text{espesor pila})$$

$$\text{recub} = 2.5 \quad [\text{cm}] \quad 0.025 \quad [\text{m}]$$

$$\emptyset \text{ estribos} = 12 \quad [\text{mm}] \quad 0.012 \quad [\text{m}]$$

$$D' = h - (2 \times \text{recub}) - (2 \times \emptyset e) = 0.526 \quad (\text{Dimensión del núcleo en la dirección de corte analizada})$$

$$S = 0.2 \quad [\text{m}] \quad (\text{separación del estribado})$$

$$\theta = 30 \quad [^\circ] \quad (\text{Ángulo de fisura inclinada crítica adoptado})$$

$$\text{Cotg}\theta = 1.73$$

$$V_s = 0.497 \text{ [MN]} \quad 496.849 \text{ [kN]}$$

SEGÚN CIRSOC 201(2005)

$F' c \leq 30$ [mpa] \rightarrow $\beta l = 0.85$

$F' c \geq 30$ [mpa] \rightarrow $\beta l = 0.85 - (F' c - 30/7)$

$\epsilon C = 0.03$

DE LOS DIAGRAMAS MOMENTO - CURVATURA (CSI BRIDGE V20)

PILA	P [KN]	ϵC	ϵS	a [m]	βl	c/2 [m]
2	357.03	0.03	0.0361	0.2566	0.85	0.109

a= (distancia de fibra extrema comprimida al eje neutro)

c= (longitud del bloque equivalente rectangular de compresion)

Direccion Longitudinal

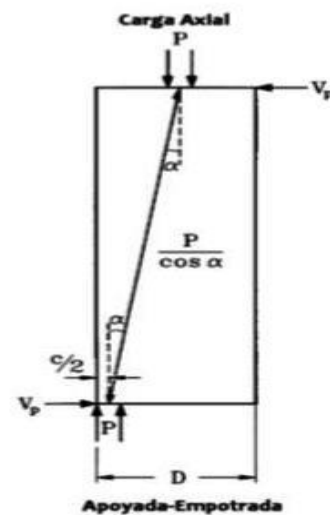
PILA	P [KN]	L [m]	D/2-C/2	α [°]
2	357.03	5.75	0.191	1.90

$D/2-C/2 = 0.60/2 - 0.109 = 0.191$

$tg\alpha = \frac{D/2-C/2}{L} = \frac{0.191}{5.75} = 0.0332$

$tg\alpha = 0.0332$ $\alpha = 1.90$

$V_p = p \times tg \alpha = 118.56$ [kN]



5.5.2.2 CORTE EN PILAS DIRECCIÓN TRANSVERSAL

La determinación de los esfuerzos de corte, horizontales en el plano del Tabique, se deben realizar de acuerdo con las disposiciones especiales para Tabiques de los artículos 11.10.2 a 11.10.9 Inclusive, del Reglamento INPRES CIRSOC 201.

Donde:

$F'c=$	21	MPA (resist. Especificada H ^o)
$Nu=$	3.57	MN
$Av=$	2Ø 12	2.26cm ² (área arm.en dirección analizada)
$Fy=$	420	MPA (tensión fluencia acero)
$S2=$	0.2	M (separación estribos)

$d=0.8xLw$ 5.76 [m]

$VN=VC+VS$	(expresion de calculo y verificacion) s/impres cirsoc 201							
$VN \leq \frac{5}{6} x \sqrt{F'c} x h x d =$	1320	MN	13200	KN	verificar condicion	(Resistencia al corte en el plano del tabique)		
$Vc= \frac{1}{4} x \sqrt{F'c} x h x d + \frac{Nu x d}{4 x lw} =$	4.665	MN	4600.00	KN	(Resistencia al corte aportada por el hormigon)			
$Vs= \frac{Av x Fy x d}{S2} =$	2.7337	MN	2730	KN	(Resistencia al corte aportada por armaduras-barras dobladas o estribos)			
$VN=VC+VS$	7.40	MN	7400	KN				

A manera de resumen, la resistencia al corte en pila seria:

- Longitudinal = 5205.4 [kN]
- Transversal = 7400 [KN]

5.5.3 DUCTILIDAD FLEXIONAL

La capacidad para cada estado Límite se determinará mediante una linealización bilineal de la curva pushover (Fig56) y el desplazamiento de fluencia Δy . A partir de los valores de ductilidad recomendados por CHOI (Choi E 2004) se obtienen las capacidades de desplazamiento para cada uno de los Estados Límite.

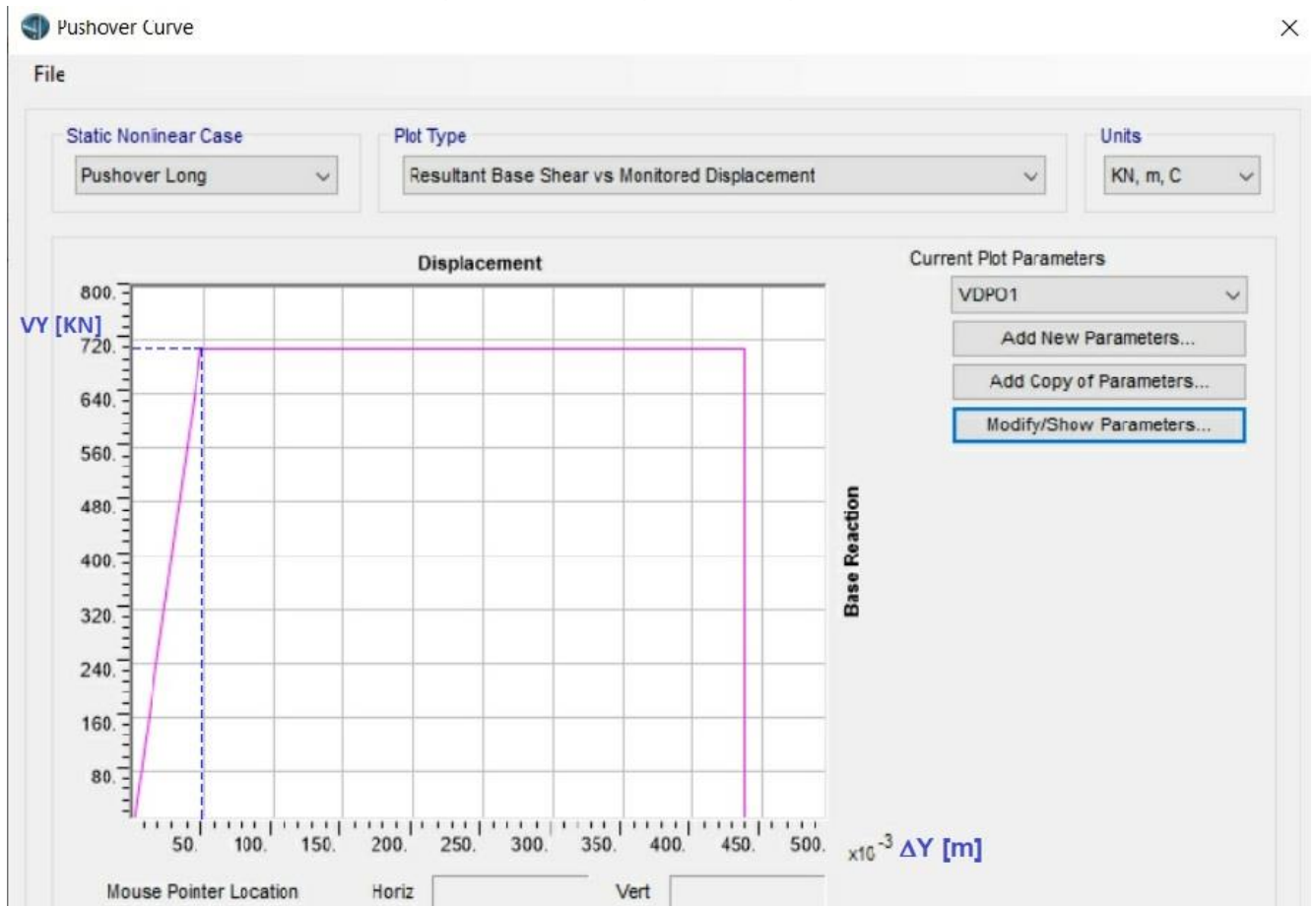


Fig56 Curva bilineal de capacidad

- $\Delta Y = 0.0496$ [m]
- $VY = 710$ [KN]

ESTADOS LÍMITES	DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO (CHOI)	ΔY (m)	CAPACIDAD DE DESPL. LONG.(m)
SERVICIABILIDAD	1.20	0.0496	0.0595
CONTROL DE DAÑO	1.76		0.0873
PREVENCIÓN DE COLAPSO	4.76		0.2361

5.6 DETERMINACION DE LOS COEFICIENTES C/D

5.6.1 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO SEGÚN DUCTILIDAD FLEXIONAL

En la siguiente tabla, se muestran los valores de demanda para el punto en estudio (joint612), es el nodo de intersección de la pila con la viga cabezal y es el mismo punto analizado en pushover.

Los valores de capacidad fueron obtenidos anteriormente y los valores de demanda son extraídos del programa luego de correr los 4 sismos obtenidos del método Aguiar-Falconi, puntualmente en la dirección Sx, recordando que el análisis es solo para la dirección longitudinal UI por el tipo de pila analizada.

Continuando con la METODOlogía para la evaluación de los coeficientes C/D, se obtienen los valores para los tres estados límites.

CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO SEGÚN DUCTILIDAD FLEXIONAL					
Sismo		Demanda Long "D"	C/D Longitudinal		
recurrencia	direccion	UI (m)	Serviciabilidad (c=0.071)	Control de Daños (c=0.1042)	Prevencion Colapso (c=0.2818)
frecuente	x	0.0028	25.37	26.72	100.64
OCASIONAL	x	0.0039	18.22	12.40	72.25
RARO	x	0.0084	8.46	9.56	33.55
MUY RARO	x	0.0109	6.52	9.56	25.85

Fig57 tabla de coeficientes c/d (modelo-estribos)

En la figura 57 podemos observar que los valores de demanda obtenidos son muy pequeños y consecuentemente los coeficientes de relación C/D nos resultan valores muy alejados de los parámetros normales, todo esto es debido a que el modelado del puente se realizó considerando las dimensiones de los estribos los cuales son de gran envergadura y se concluye que absorben gran parte de las demandas sísmicas, transfiriendo a las pilas valores ínfimos de demanda.

Motivo por el cual adoptamos una situación extrema, de considerar los estribos como dos secciones de pila que sería consecuencia de que el puente sufriera un gran daño en las defensas de los estribos ya sea por sismos o crecientes y quedaría en pie la sección recta que forma parte del estribo, haciendo mencionada adopción obtenemos una redistribución de esfuerzos más exigente en toda la estructura, (fig58)

CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO SEGÚN DUCTILIDAD FLEXIONAL					
Sismo		Demanda Long "D"	C/D Longitudinal		
Recurrencia	direccion	UI (m)	Serviciabilidad (c=0.0595)	Control de Daños (c=0.0873)	Prevencion Colapso (c=0.2361)
FRECUENTE	x	0.0429	1.39	2.03	5.50
OCASIONAL	x	0.0599	0.99	1.46	3.94
RARO	x	0.1285	0.46	0.68	1.84
MUY RARO	x	0.167	0.36	0.52	1.41

Fig58 tabla de coeficientes c/d (modelo-pila)

5.6.2 RESISTENCIA AL CORTE

Las Demandas se obtienen del modelado del Puente, en csbridge, sometiendo la pila a los 4 sismos en ambas direcciones, las capacidades fueron obtenidas con anterioridad. Luego encontramos los coeficientes c/d correspondientes a cada dirección y sismo especificado. (fig59)

CAPACIDAD/DEMANDA DEBIDO A CORTE						
Sismo	Demanda transv	Demanda long	Capacidad transv	Capacidad Long	C/D transv	C/D Long
	maxima V2 (kN)	maxima V3 (kN)	(kN)	(kN)		
FRECUENTE	774.20	939.11	7400.00	5205.41	9.56	5.54
OCASIONAL	1083.18	1315.87	7400.00	5205.41	6.83	3.96
RARO	2324.9	2820.11	7400.00	5205.41	3.18	1.85
MUY RARO	3021.46	3666.43	7400.00	5205.41	2.45	1.42

Fig59 tabla de coeficientes c/d (corte longitudinal -transversal)

5.7 EVALUACIÓN DE PROBABILIDAD ANUAL DE EXCEDENCIA DE CADA ESTADO LÍMITE

Para realizar esta evaluación se utiliza la curva dada por Priestley (Priestley, Seible y Calvi 1996) de la fig. (10), ingresamos en ordenadas con el valor de la relación c/d hasta interceptar la curva y en abscisas obtenemos la probabilidad.

5.7.1 CAPACIDAD SEGÚN RESISTENCIA AL CORTE EN PILA.

En la siguiente tabla se observan las probabilidades de excedencia anual para el Estado Límite de Prevención de Colapso según la resistencia al Corte de las Pilas. (fig60)

Sismo	Probabilidad Anual de Excedencia	
	Dirección transversal	Dirección longitudinal
Frecuente (43 años)	0.00002	0.00007
Ocasional (100 años)	0.00004	0.00016
Raro (475 años)	0.00027	0.00102
Muy Raro (1000 años)	0.00051	0.00194

Fig60. tabla de probabilidades de excedencia p/sismo debido al corte.

5.7.2 CAPACIDAD SEGÚN DUCTILIDAD FLEXIONAL DE PILA.

Sismo		Probabilidad Anual de Excedencia		
		Direccion Longitudinal		
Recurrencia	Direccion	Serviciabilidad	Control de Daño	Prev. De Colapso
Frecuente (43 años)	x	0.0020	0.0008	0.00007
*Ocasional (100 años)	x	0.0046	0.0018	0.00016
Raro (475 años)	x	0.0302	0.0118	0.00103
**Muy Raro (1000 años)	x	0.0573	0.0224	0.00196

(fig61) Probabilidad de excedencia anual de estados Límites según ductilidad flexional de pila

5.8 VERIFICACION DE CRITERIO DE PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ANUAL ADMISIBLE

Basados en la tabla de desempeños dada por la FHWA, consideramos en nuestro caso, el puente de importancia esencial y teniendo en cuenta una vida útil remanente superior a los 50 años, se esperan unos niveles de desempeño mínimo de acuerdo a dos sismos recomendados (Ocasional [97≈100 años] y Muy raro [970≈1000 años]) (fig. 62)

Sismo de Diseño	Importancia del Puente y Vida Útil Restante					
	Estándar			Esencial		
	0-15 años	16-50 años	>50 años	0-15 años	16-50 años	>50 años
50% probabilidad de excedencia en 75 años: Período de Retorno de apróx. 100 años.	ND0	ND3	ND3	ND0	ND3	ND3
7% probabilidad de excedencia en 75 años: Período de Retorno de apróx. 1000 años.	ND0	ND1	ND0	ND1	ND1	ND2

OBS: Nivel de Desempeño 0 (ND0) se refiere a que no se recomienda ningún nivel de desempeño

(fig62) Tabla de desempeños mínimos esperados según FHWA.

5.8.1 VERIFICACION DE PROBABILIDAD ANUAL DE EXCEDENCIA PARA DUCTILIDAD FLEXIONAL.

Para la verificación utilizaremos los valores de probabilidad de excedencia anual propuestos por Priestley (Priestley, Seible y Calvi 1996) para Puentes comunes y los asociaremos con los niveles de desempeños de tabla de FHWA, verificando que los valores obtenidos no superen los recomendados. (fig63)

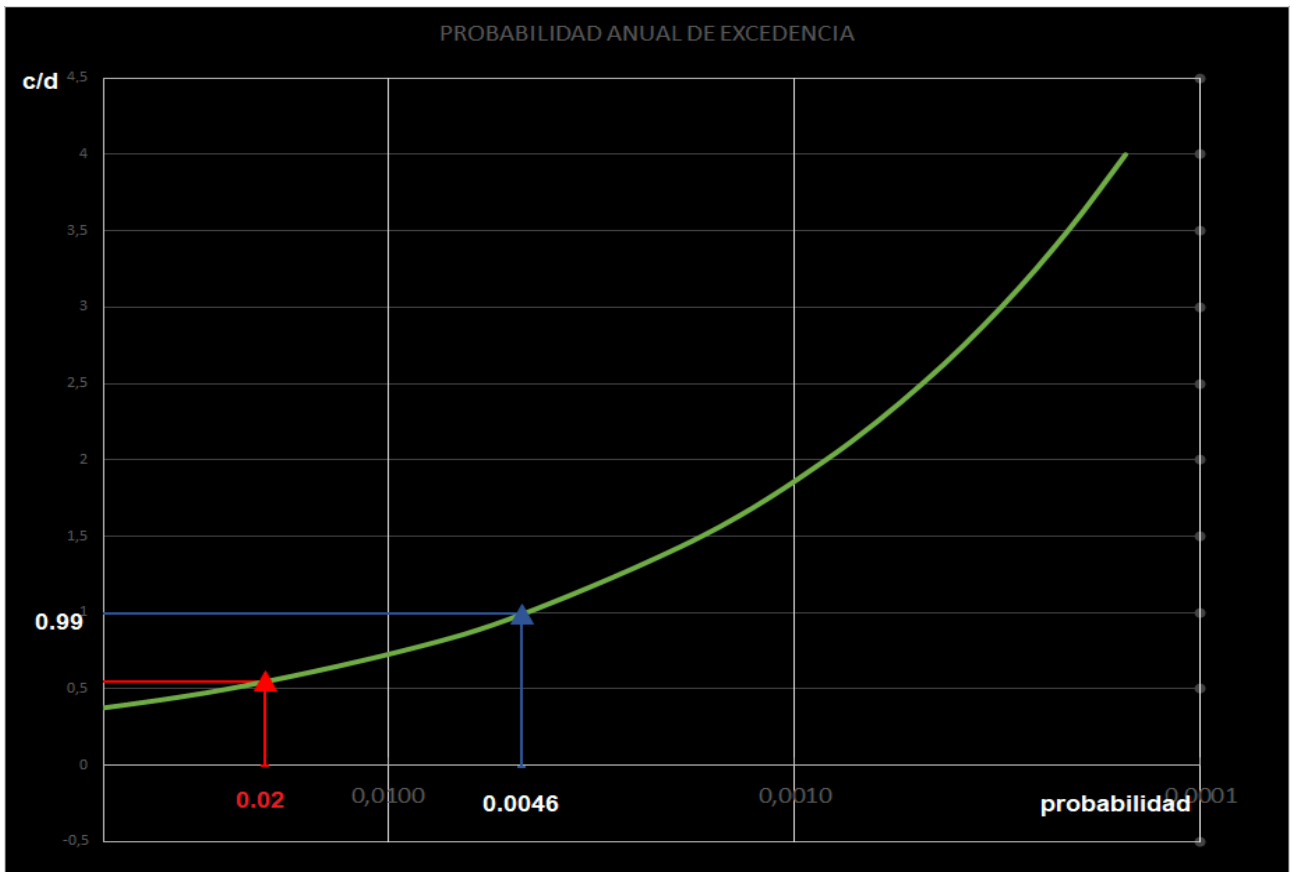
S/ FHWA		S/ PRIESTLEY	
NIVEL DESEMPEÑO	CONDICION ESPERADA	ESTADO LIMITE ASOCIADO	PROBABILIDAD EXCED. ANUAL PERMITIDA
ND1	PROTECCION DE VIDA	PREVENCION DE COLAPSO	0.0002
ND2	OPERACIONAL	CONTROL DE DAÑOS	0.002
ND3	TOTALMENTE OPERACIONAL	SERVICIABILIDAD	0.01-0.02

(fig63) Tabla de probabilidad anual de excedencia, niveles de desempeño y estados límites.

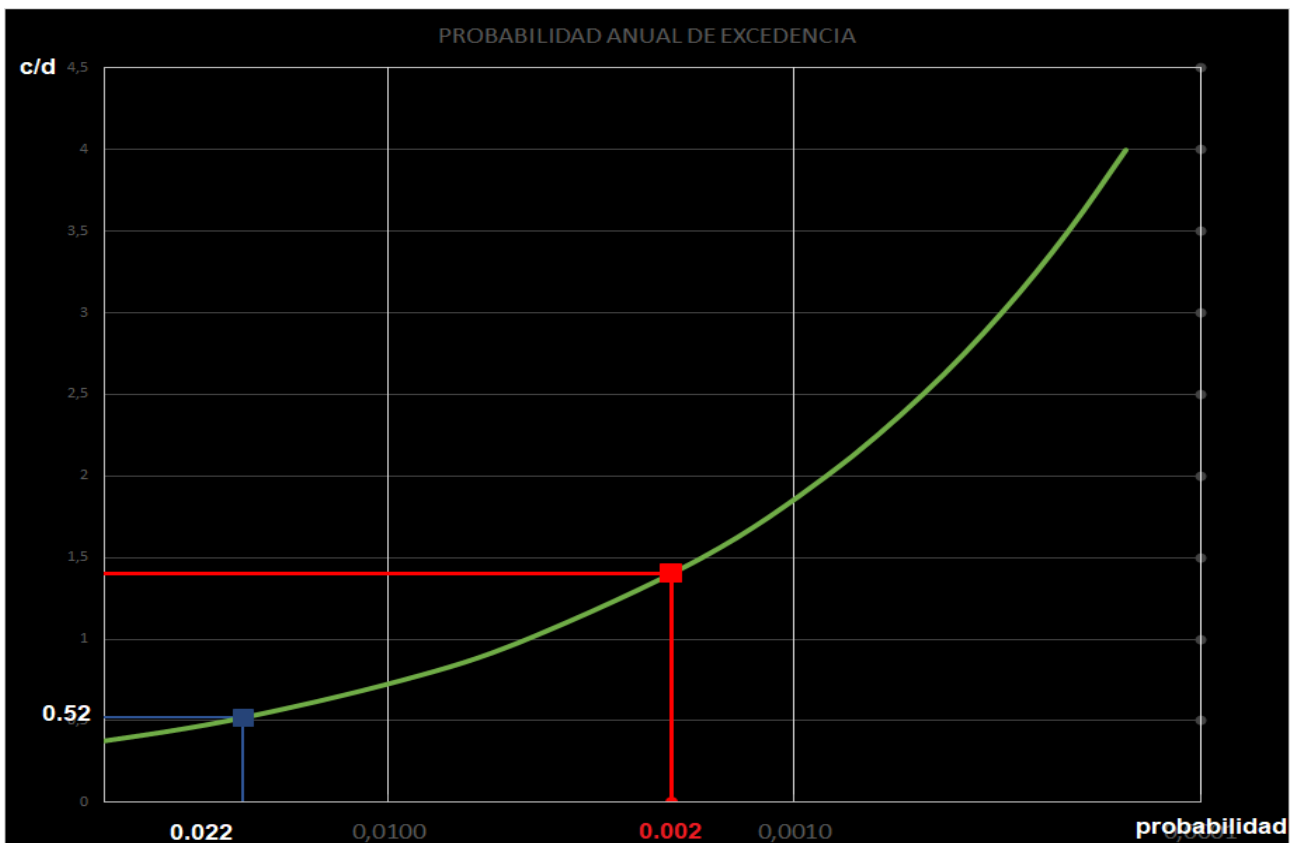
En este caso se verifica para un sismo del tipo "Ocasional" un nivel de desempeño (ND3) TOTALMENTE OPERACIONAL y para un sismo "Muy Raro" (ND2) OPERACIONAL. En el caso de ductilidad flexional solo se verifica en dirección longitudinal. (Fig64)

Sismo		Probabilidad Anual de Excedencia		
		Direccion Longitudinal		
Recurrencia	Direccion	Serviciabilidad	Control de Daño	Prev. De Colapso
Frecuente (43 años)	x	0.0020	0.0008	0.00007
*Ocasional (100 años)	x	0.0046	0.0018	0.00016
Raro (475 años)	x	0.0302	0.0118	0.00103
**Muy Raro (1000 años)	x	0.0573	0.0224	0.00196
	Comprobar	ND3	ND2	

(fig64) Tabla de probabilidad anual de excedencia en ductilidad flexional en pila y niveles a comprobar.



(fig65) Probabilidad de excedencia anual sismo ocasional – estado límite de serviciabilidad.



(fig66) Probabilidad de excedencia anual sismo muy Raro – estado límite de control de daño

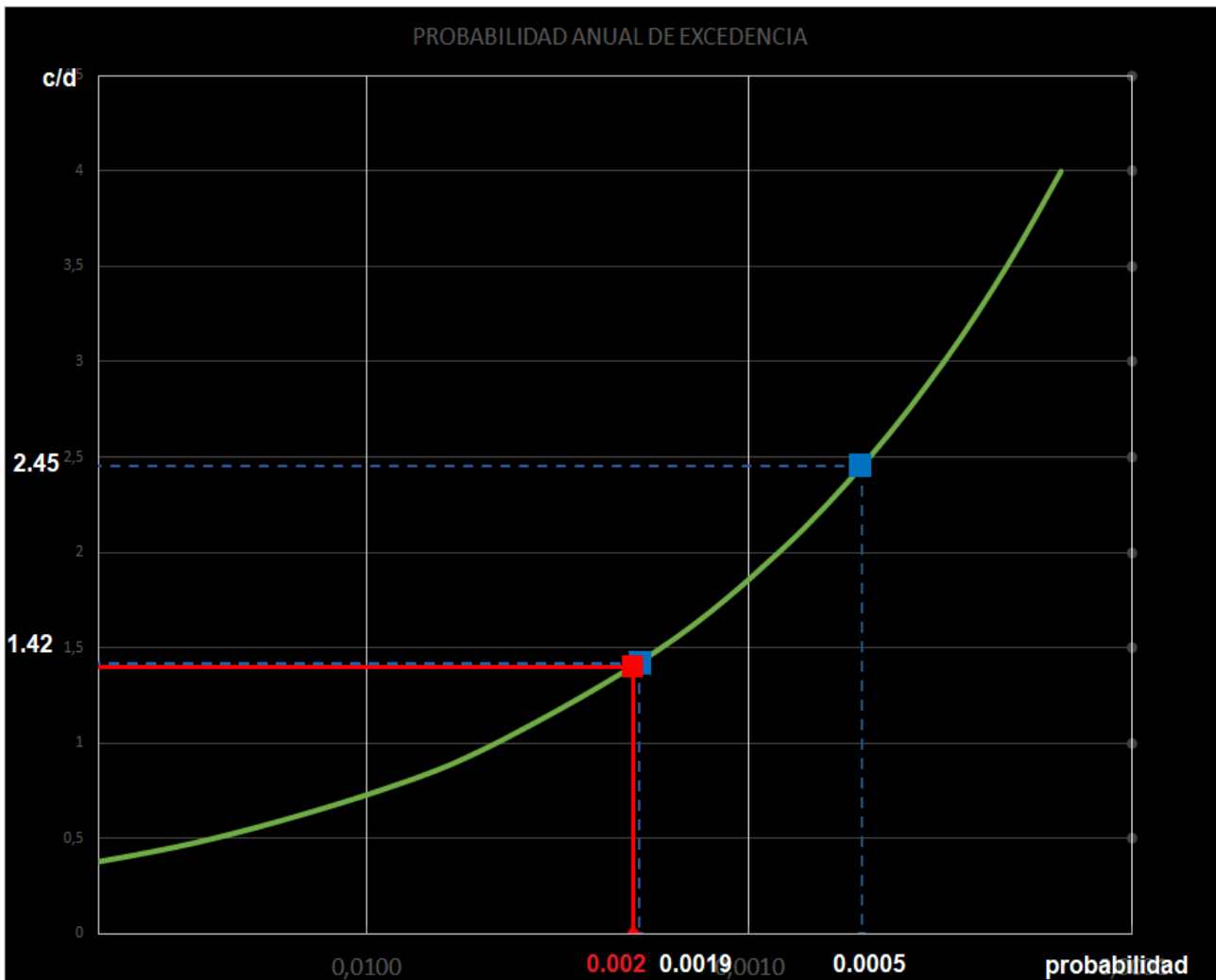
TABLA RESUMEN DUCTILIDAD FLEXIONAL

Estado Limite	probabilidad de excedencia Anual permitida	sismo de control	Verificacion Ductilidad Flexional Longitudinal	
	Serviciabilidad	0.02	Ocasional (100 años)	0.0046
Control de Daño	0.002	Muy Raro (1000 años)	0.0224	NO VERIFICA

(fig67) Tabla de verificación de probabilidad anual de excedencia en ductilidad flexional en pila

5.8.2 VERIFICACION DE PROBABILIDAD ANUAL DE EXCEDENCIA DEBIDO AL CORTE.

Generalmente el tipo de falla por corte se genera sin previo aviso, es una falla del tipo frágil.



(fig68) Probabilidad de excedencia anual sismo muy Raro – estado límite de control de daño ambas direcciones

TABLA RESUMEN ESFUERZO DE CORTE

Estado Limite	probabilidad de excedencia Anual permitida	sismo de control	Verificacion	
			corte transversal	corte Longitudinal
Control de daños	0.002	Muy Raro (1000años)	0.0019	0.0005
			VERIFICA	VERIFICA

(fig69) Tabla de verificación de probabilidad anual de excedencia a corte.

CAPÍTULO VI

Conclusiones y Recomendaciones.

6.1 CONCLUSIONES

La evaluación de Vulnerabilidad sísmica de los puentes existentes es un proceso necesario para cuantificar el Riesgo Sísmico que presentan ciertos puentes.

Esta evaluación permitirá estimar de manera anticipada las consecuencias socio-económicas potenciales, que se producirían por los daños que un cierto sismo podría generar en un conjunto de estructuras. Debido a los escasos recursos económicos con los que cuentan las instituciones encargadas del mantenimiento de redes viales, no todos los puentes podrán ser reforzados. Por lo tanto, deber seleccionarse rigurosamente aquellas intervenciones que arrojen la mayor relación costo/beneficio. Para esto se hace necesario crear un criterio de Priorización basados en diferentes parámetros entre los que podemos mencionar: importancia del puente, zona sísmica de implantación, caudal de tránsito, vida útil remanente, etc.

En el presente trabajo se realizó una modelación, en el programa CSI Bridge V20.0.0, de los componentes estructurales y materiales constitutivos del puente, de forma tal de representar su respuesta sísmica ante la acción sísmica definida mediante espectros de pseudoaceleración de distintas frecuencias.

Se determinó la demanda sísmica, en términos de desplazamientos y corte en pilas, a partir de los espectros de pseudoaceleración, representativos de los sismos de distinta frecuencia, "Frecuente", "Ocasional", "Raro" y "Muy Raro". Estos espectros fueron obtenidos, mediante la METODOLOGÍA propuesta por (Aguar -Falconi), expuesta en este trabajo, a partir del espectro definido por el reglamento vigente INPRES CIRSOC 103 (sismo "Raro"), representativo de la peligrosidad sísmica de la zona de ubicación del puente.

Para determinar la demanda sísmica se realizó un análisis modal espectral, de forma tal de determinar los valores máximos de respuesta sísmica, en términos de corte en pilas, desplazamiento de superestructura y desplazamiento de la pila central, para cada uno de los sismos analizados.

Luego se determinó la capacidad sísmica intrínseca de la estructura, dada por la capacidad de desplazamiento de la superestructura, la resistencia al corte de las pilas y la capacidad de desplazamiento de la sección intermedia de apoyo de la superestructura obtenida, esta última, obtenida mediante la aplicación del Método Pushover.

A partir de los resultados obtenidos se determinaron los coeficientes Capacidad/Demanda para cada estado límite y cada sismo analizado. Luego se determinó la probabilidad de excedencia anual de cada estado límite y la posterior comparación de esta probabilidad con la probabilidad de excedencia anual admisible dada por la importancia del puente, la cual fue considerada "Esencial". Al mismo tiempo se verificó si el puente cumplía con los requisitos de Nivel de Desempeño esperado de acuerdo a la tabla proporcionada por la FHWA.

En el ejemplo analizado consideramos que no presenta vulnerabilidad sísmica para el estado Límite por desplazamiento de la superestructura una dirección longitudinal y transversal debido a que en las pilas y

estribos se encuentran topes antisísmicos de $H^0 A^0$ dispuestos estratégicamente para anular esos movimientos indeseados que se producirían durante un sismo, si bien se encuentran unas holguras entre la superestructura y esos topes pero es para absorber movimientos propios del puente en servicio además la superficie de asiento de la superestructura presenta un amplio espacio. Se concluye que no es necesario realizar un refuerzo a nivel de apoyo de la superestructura.

En lo referente a la resistencia al corte de pilas, se observa que el puente no es vulnerable en ambas direcciones ya que la probabilidad de excedencia anual admitida para un cierto estado Límite no es superada, por lo cual no es necesario en este caso realizar algún refuerzo.

Respecto a la capacidad de desplazamiento según la ductilidad flexional de las pilas, se observa que las probabilidades de excedencia anual obtenidas para el estado límite de Serviciabilidad son menores a las admisibles para la dirección longitudinal, por lo cual cumplen con el criterio de nivel de desempeño esperado. En cambio, la probabilidad de excedencia para el estado límite de control de daños es superado el límite admisible, esto indica que el puente presenta vulnerabilidad sísmica para ese estado Límite y debería reforzarse. Dicho refuerzo debería aumentar la ductilidad flexional de la pila, confinando las secciones de formación de rotulas plásticas, mediante camisas de acero, hormigón o compuestas.

Una vez realizado el refuerzo se debe realizar nuevamente el estudio de vulnerabilidad de forma tal de verificar si las nuevas probabilidades de excedencia anual de los estados Límites que no verificaban en la etapa anterior, cumplen debido al refuerzo planteado.

Recordemos que la evaluación de vulnerabilidad se realizó en base a una medida extrema adoptada de considerar las secciones de estribos similar a las pilas.

6.2 RECOMENDACIONES PARA FUTUROS TRABAJOS

Realizar este tipo de estudio tienen como principal inconveniente el acceso a la información detallada y actualizada debido a diversos motivos entre los que podemos mencionar: la antigüedad de construcción de puentes existentes en la red vial de nuestra provincia y país.

Se recomienda realizar nuevos convenios de cooperación entre las universidades y los entes encargados del mantenimiento de redes viales y obras de arte ya sea Vialidad Provincial o Vialidad Nacional ya que ellos poseen la escasa información presente en la actualidad y de esa manera agilizar el acceso a la información para estudiantes de carreras afines.

Realizar una base de datos de los diferentes parámetros ingenieriles de demanda de puentes existentes de una determinada zona y crear una matriz de priorización para tomar decisiones sobre cual o cuales puentes se deberían intervenir con más urgencia.

En lo posible realizar charlas de capacitación de uso software de modelación de puentes ya que son parte de la formación actualizada de futuros ingenieros. En nuestro caso utilizamos el programa CSIBRIDGE V20.0.0, diseñado específicamente para modelar puentes y trabaja con análisis estáticos lineales, no lineales y modal espectral. Recomendamos su utilización ya que permite modelar fielmente las características geométricas y calidad de materiales empleadas en los puentes, como así también la caracterización de la amenaza sísmica ya sea por acelerogramas o espectros de pseudoaceleración.

BIBLIOGRAFIA

1. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications–Third Edition. Washington D.C.: AASHTO, 2005.
2. Aguiar Falconí, Roberto. "Análisis Sísmico por Desempeño." Quito: CEINCI-ESPE, 2003.
3. Basöz N.I., Kiremidjian A.S. Risk Assessment for Highway Transportation Systems. J. A. Blume Earthquake Center, 1996.
4. Buckle, I. G., I. Friedland, J. Mander, G. Martin, R. Nutt, and M. Power. "FHWA–Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges Part I –Bridges." New York, 2006.
5. Caltrans Seismic Desing Criteria V.1.4. Sacramento: California Departmen of Transportation, 2006.
6. Calvi, G. M., K. Kawashima, and I. Billings. FIB–Bulletin 39–Seismic bridge design and retrofit – structural solutions. Stuttgart: Sprint–Digital–Druck, 2007.
7. Choi E., DesRoches R. and Nielson B., Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zones. Engineering Structures., 2004.
8. DR.JAVIER ALEJANDRO DANNA "Caracterización y EVALUACIÓN de la Vulnerabilidad sísmica de puentes " .Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología. San Migue de Tucuman ,junio 2017.
9. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Existentes. Konevky D. N. San Miguel de Tucumán. Diciembre de 2011.
10. Priestley, M. J. N. Priestley. Seismic Design and Retrofit of Bridge. John Wiley & Sons Inc. 1996.
11. Reglamento CIRSOC 201. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Armado. Buenos Aires, Julio de 2005.
12. Reglamento INPRES-CIRSOC 103. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte I y Parte II. Buenos Aires, Julio de 2003.
- 13.Csi análisis reference manual-computers & structures, Inc, 1978-2017.
- 14.EVALUACIÓN de la Vulnerabilidad SÍSMICA Del Puente Rio Seco. M.Romero Vega- G. Herrera Carrizo. La Rioja, diciembre 2018.

ANEXOS

ANEXO (A)

Planos del Puente sobre Rio Capayan, Ruta Nacional N°40

- Los planos correspondientes a este anexo, se encuentran en la carpeta de planos adjunta a este informe.

ANEXO (B)
Modelación del Puente "Rio Capayan"



MODELACION DEL PUENTE (CSI BRIDGE V 20.0.0)

7.1 HIPOTESIS DE CALCULO

- Se considera la pila central empotrada y libre en dirección longitudinal y empotrada en ambos extremos en dirección transversal, con una altura libre total de 5.75m.
- En el modelado de estribos ,adoptamos una situación extrema y se consideró la sección de estribos similar a la sección de pilas ,debido a la elevada rigidez de los estribos , estos absorbían gran parte de la demanda y no se transfería suficiente esfuerzos a las pilas que son principal objeto de análisis en este tipo de trabajo y además obteníamos valores de relación capacidad/demanda fuera de los parámetros normales ,por este motivo para lograr una redistribución de esfuerzos se adoptó esta medida que es resultado de que fallaran las juntas de dilatación o se trabaran los topes por algún sismo muy raro , el puente no se comportaría como un diafragma rígido y se fragmentara en diversas secciones de este modo las pilas tomarían carga por área de influencia que sería una situación más desfavorable puntualmente para la pila central .
- El puente tiene una importancia "Esencial"
- Se adopta suelo Tipo II y Zona Sísmica 2, para la evaluación de la demanda mediante espectros de repuesta.
- Para el análisis de demanda se considera solamente el peso propio del puente y se desprecia el peso de las barandas.

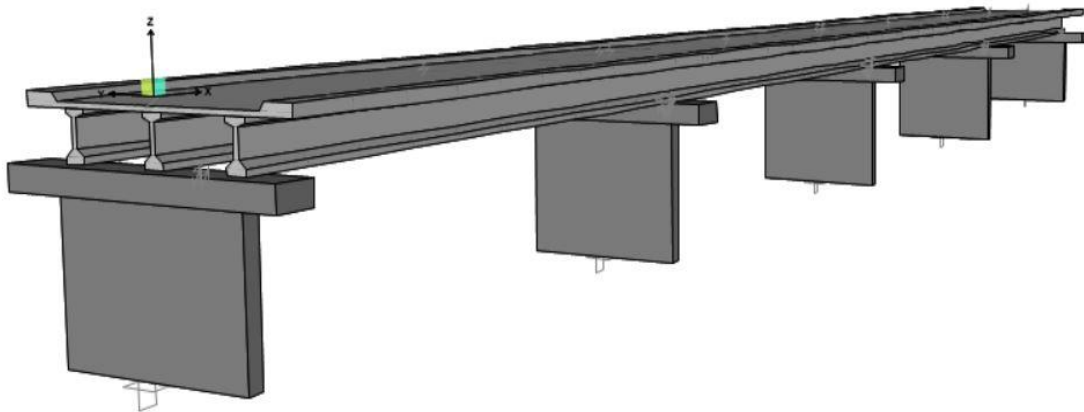


FIG 70: ilustración del modelo analizado.

7.2 CONFIGURACION GEOMETRICA.

El primer paso para la modelación del puente es la DEFINICIÓN del eje del puente, el cual es definido mediante una línea de referencia utilizada para definir tanto el alineamiento horizontal como vertical del puente. Esta línea de referencia se define utilizando progresivas para las distancias, rumbos para el alineamiento horizontal y grados para el alineamiento vertical. La línea de eje puede ser entonces recta, quebrada o curva tanto en horizontal como en vertical. En nuestro modelo el eje es una línea recta con dos progresivas, la inicial en 0.00m y la final en 100.00 m. En la Fig.68 se observa cómo se definió el eje del puente en el software CSI Bridge V20.

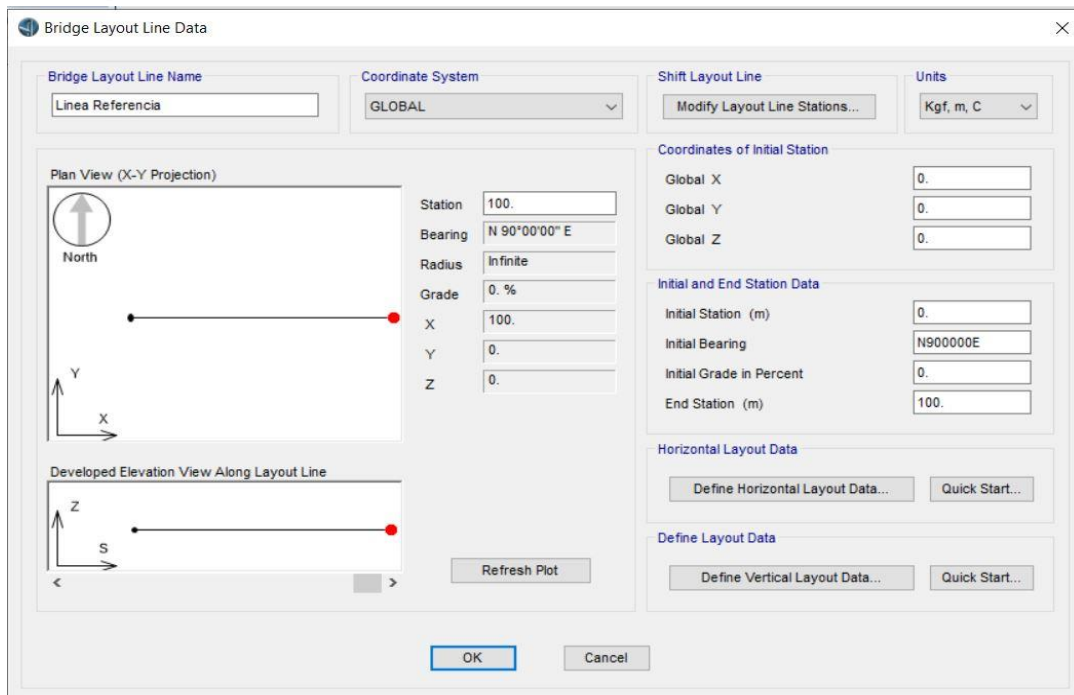


Fig. 71: DEFINICIÓN del eje del puente.

7.3 MODELACION DE MATERIALES.

El siguiente paso es la modelación de las propiedades de los materiales que constituyen el puente. Para la modelación del acero de refuerzo ADN 420 se debe especificar el uso que se le va a dar, en este caso se especifica refuerzo. También se especificó el Módulo de Elasticidad de 210000 MPa, tensión de fluencia de 420 MPa, tensión de rotura de 500 MPa y una densidad de 7850 kg/m³. Como se trabajará con un análisis no lineal se requiere de las curvas esfuerzo-deformación del acero las cuales fueron introducida en el modelo. (fig. 72-73)

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	Refuerzo adn 420
	Material Type	Rebar
	Material Grade	
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	7850,
	Mass per Unit Volume	800,4772
Units	Units	Kgf, m, C
Uniaxial Property Data	Modulus Of Elasticity, E	2,141E+10
	Poisson, U	0,
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	1,170E-05
	Shear Modulus, G	
Other Properties For Rebar Materials	Minimum Yield Stress, Fy	42828081,
	Minimum Tensile Stress, Fu	50985811,
	Expected Yield Stress, Fye	47110888,
	Expected Tensile Stress, Fue	56084391,

Fig. 72: propiedades del acero de refuerzo.

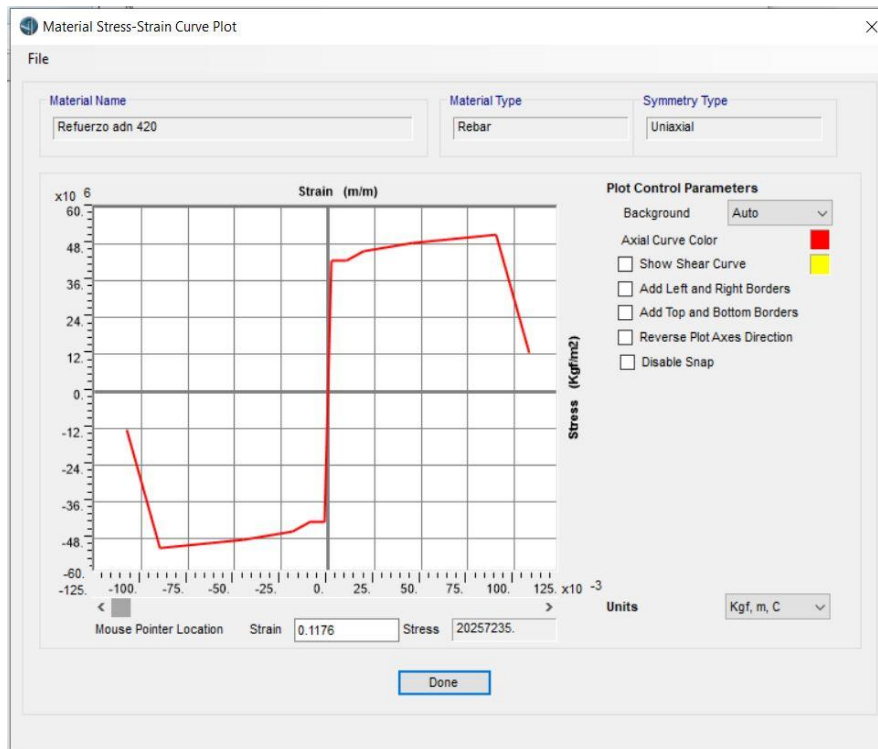
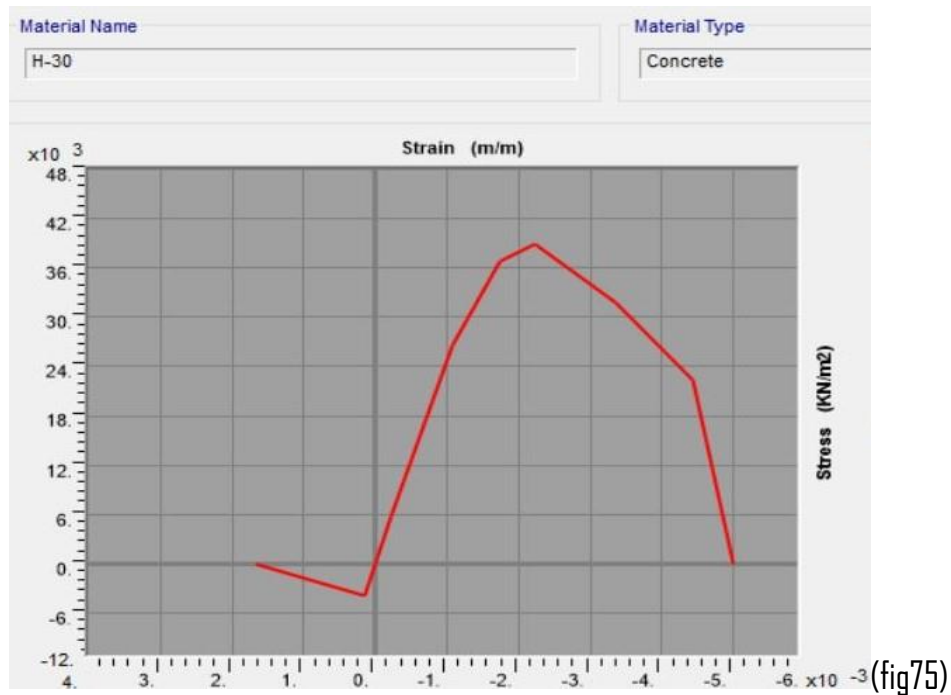
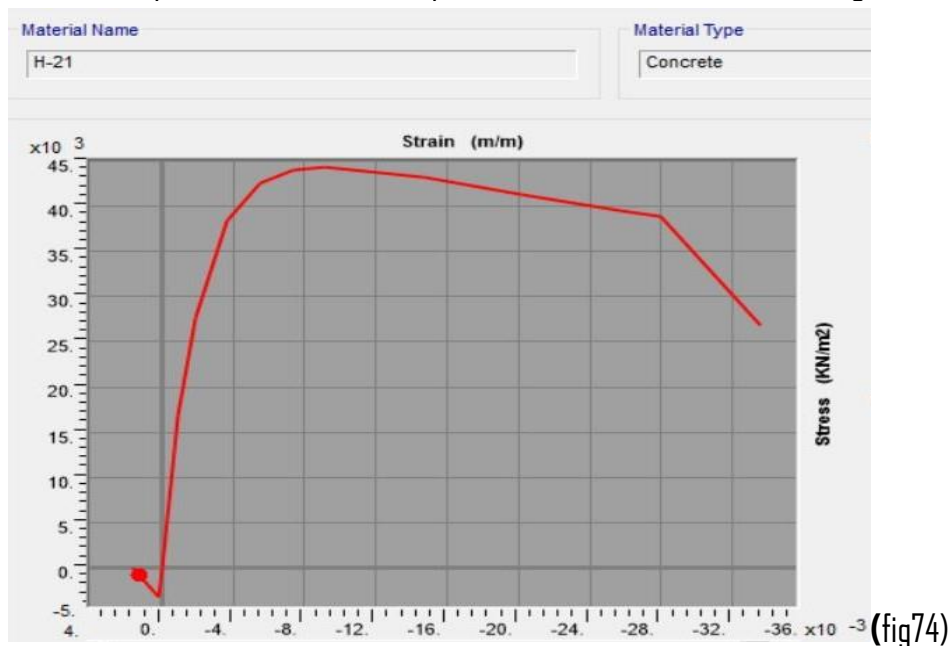


Fig. 73: curva esfuerzo-deformación ADN420

En cuanto al hormigón H-21 se especificó una resistencia especificada $f'c = 21$ MPa, un peso específico de 2400 kg/m³, un módulo de Poisson $\mu=0.2$ y un módulo de elasticidad $E_c=21535.4$ MPa obtenido mediante la aplicación de la fórmula dada en el reglamento CIRSOC 201-2005 que especifica que $E_c=4700\sqrt{f'c}$ Para el hormigón H-30 se especificó una resistencia especificada $f'c = 30$ MPa, un peso específico de 2400 kg/m³, un módulo de Poisson $\mu=0.2$ y un módulo de elasticidad $E_c= 25693.42$ MPa obtenido mediante el uso de la misma fórmula expuesta anteriormente.

Como se observa en las Fig.74 y Fig.75 se especificaron curvas-esfuerzo deformación para los hormigones H-21 y H-30 respectivamente de forma tal de representar el comportamiento no lineal de estos materiales.

Es importante destacar que se consideró el comportamiento no confinado del hormigón en ambos casos.



7.4 MODELACION DE ELEMENTOS "FRAME"

Luego de haber definido las propiedades básicas, continuamos con las propiedades de los componentes del puente:

- Pilas
- Vigas cabezales (apoyos)
- Vigas longitudinales
- Estribos

Para la modelación de las pilas se utilizó el "Section Designer" de CSI Bridge V20, el cual permite definir la sección de la pila, la distribución de armadura longitudinal de la misma y los materiales. (fig76)

Se utilizó la propiedad de material H-21 para la sección de la pila, 32 barras $\varnothing 25$ por cara y con un recubrimiento de 4 cm como se especifica en los planos de detalle.

En la (fig. 77) podemos observar propiedades estáticas de la sección.

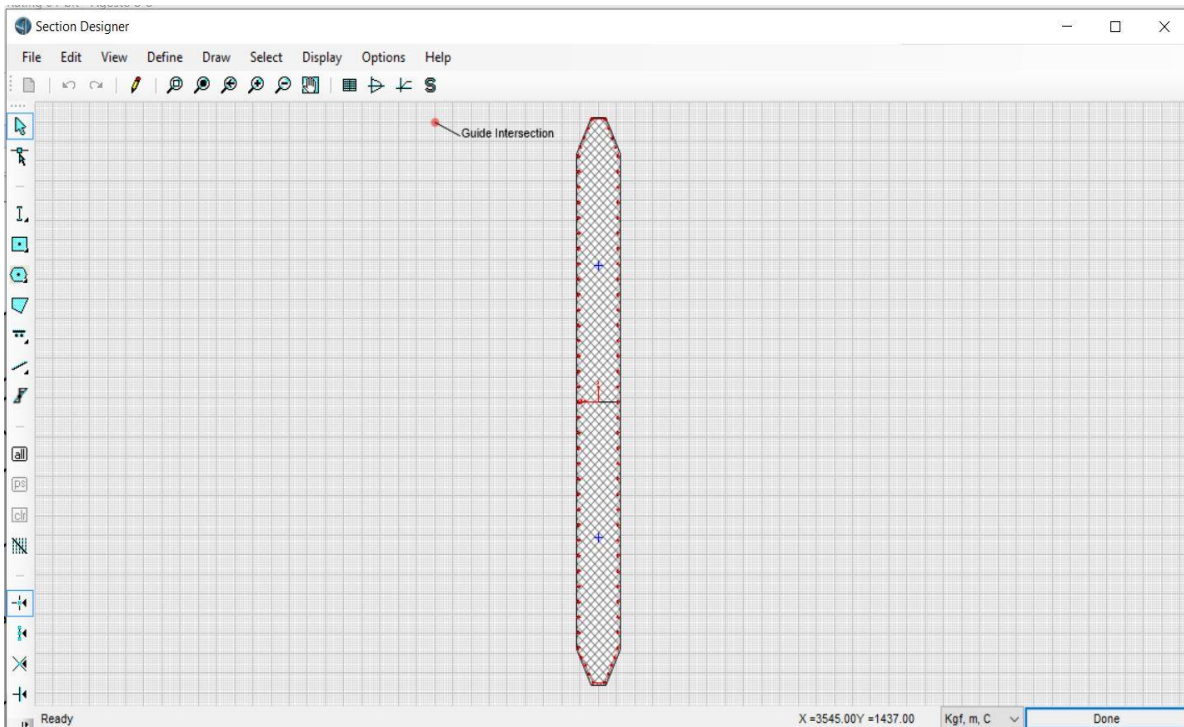


Fig. 76: modelación de pila con "section designer"

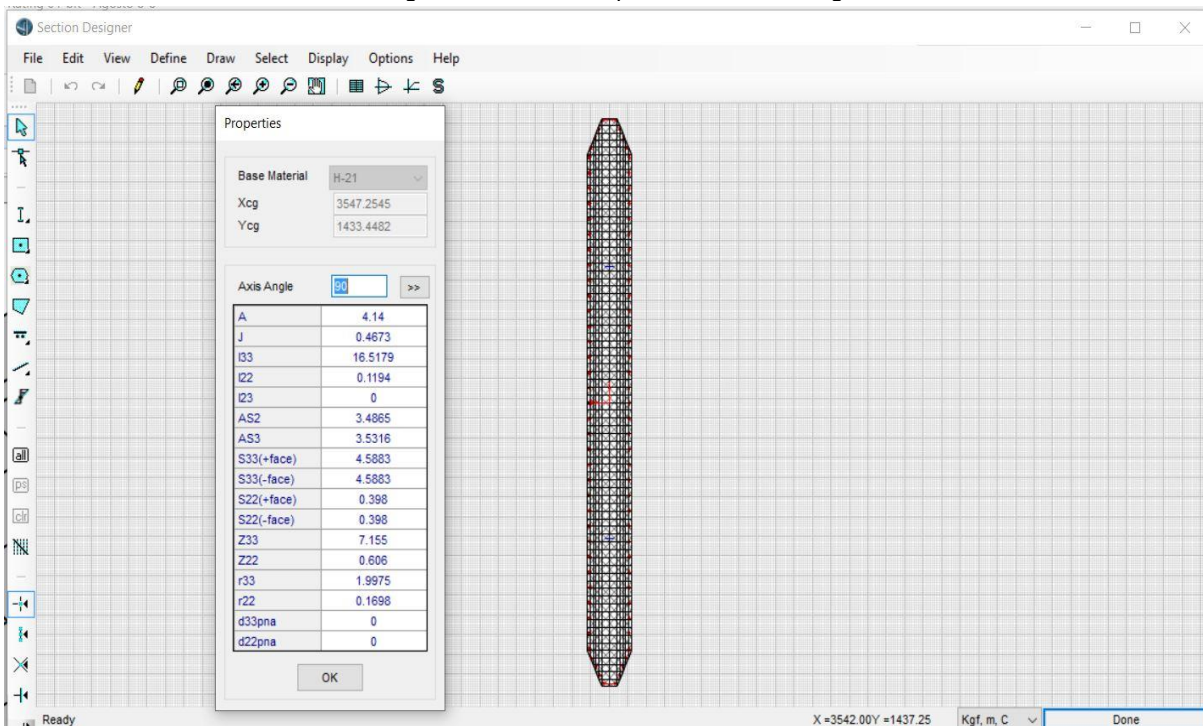


Fig. 77: Propiedades estáticas de la sección.

Existe otra variante para modelar secciones mediante "Add frame section property", allí también podemos especificar la armadura de la sección. (fig. 78-79)

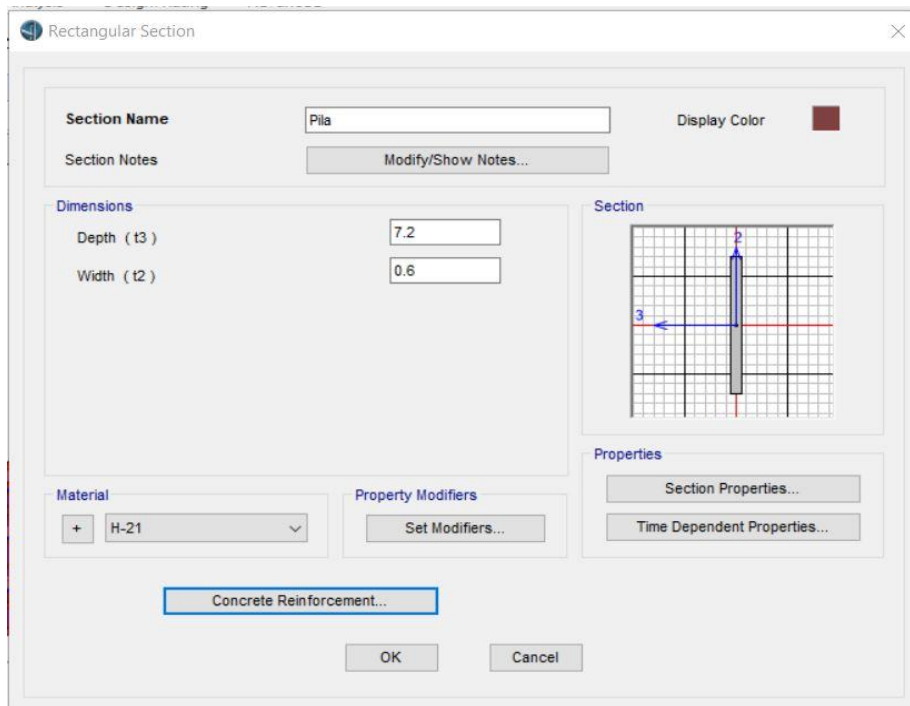


Fig. 78: dimensionado de pila

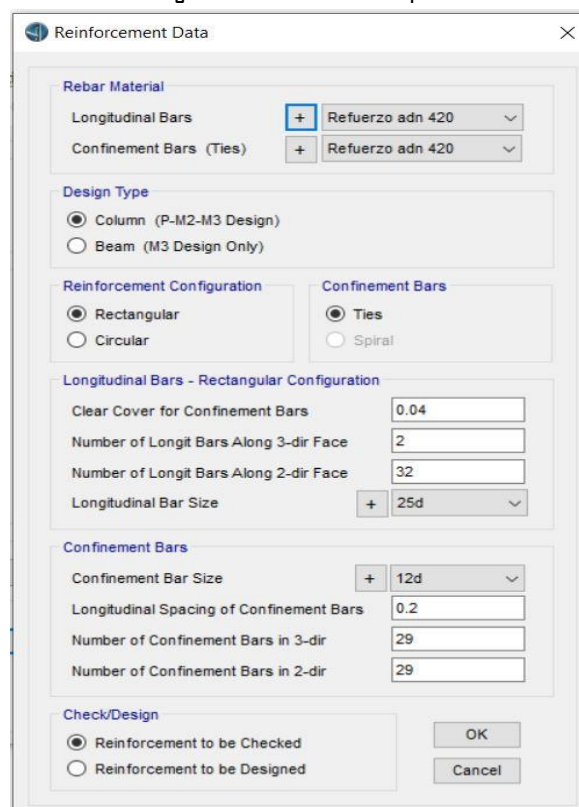


Fig. 79: configuración de armadura de pila.

Para el modelado de las vigas cabezal en pilas y estribos utilizaremos el comando "frame Propieties" en donde definiremos las dimensiones, material y correspondiente armadura. (fig80-81)

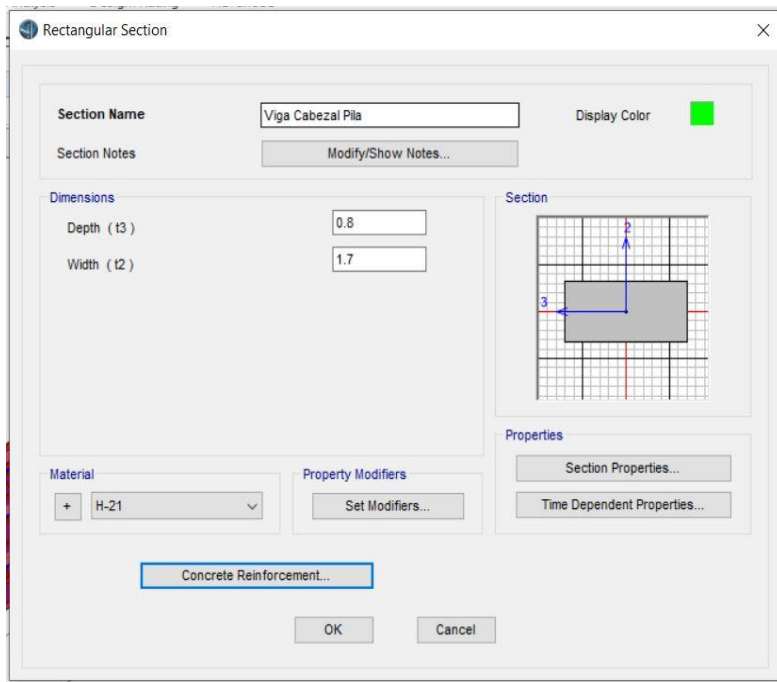


Fig. 80: configuración de viga cabezal pila.

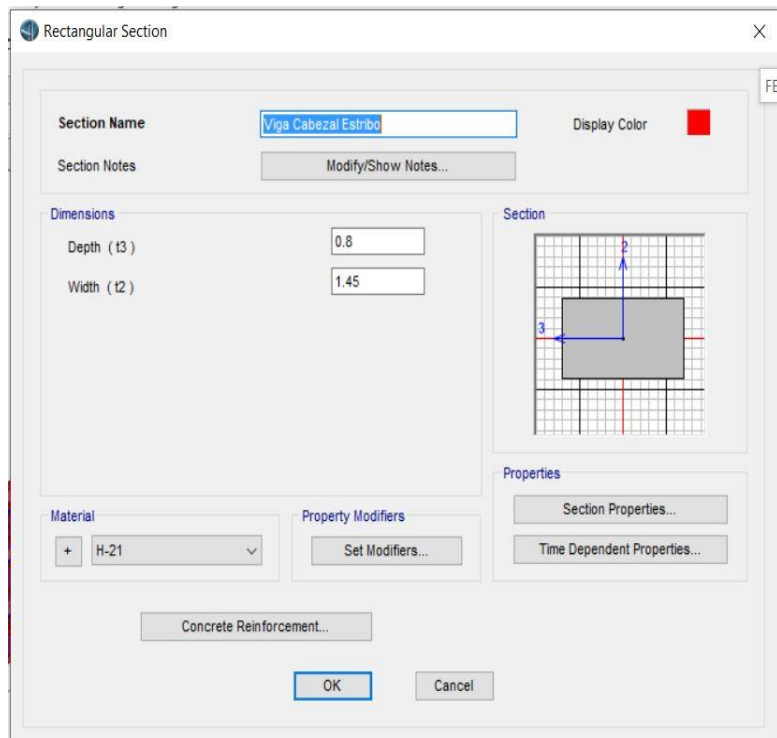


Fig. 81: configuración de viga cabezal estribos.

El modelado de vigas longitudinales lo hicimos con el comando "Precast concrete I/Bulb tee Grider", materiales que la componen y sus correspondientes características estáticas. (fig82-83)

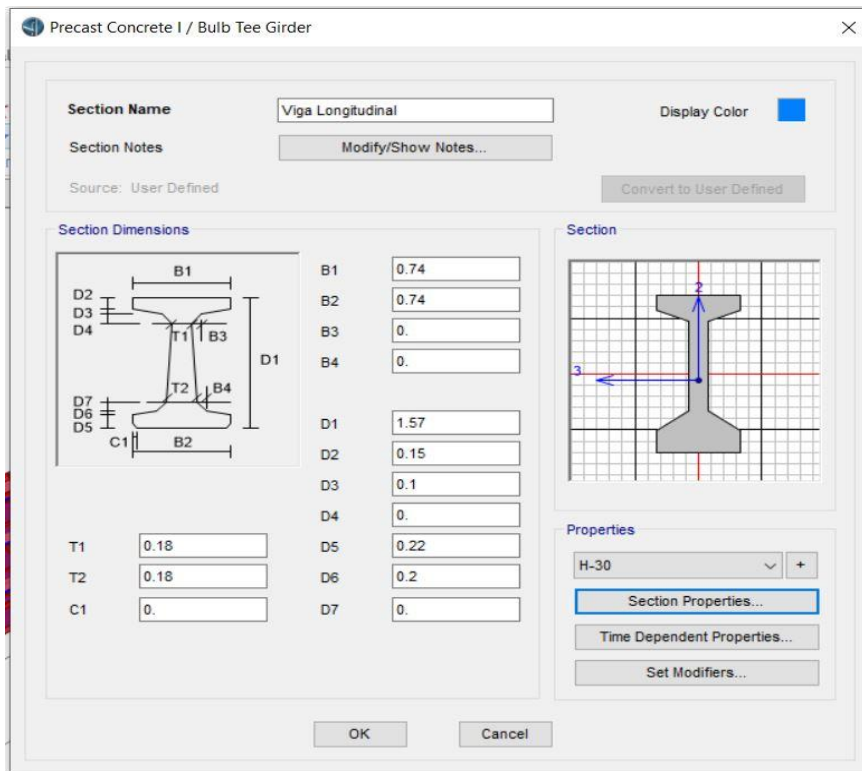


Fig. 82: dimensiones de vigas longitudinales.

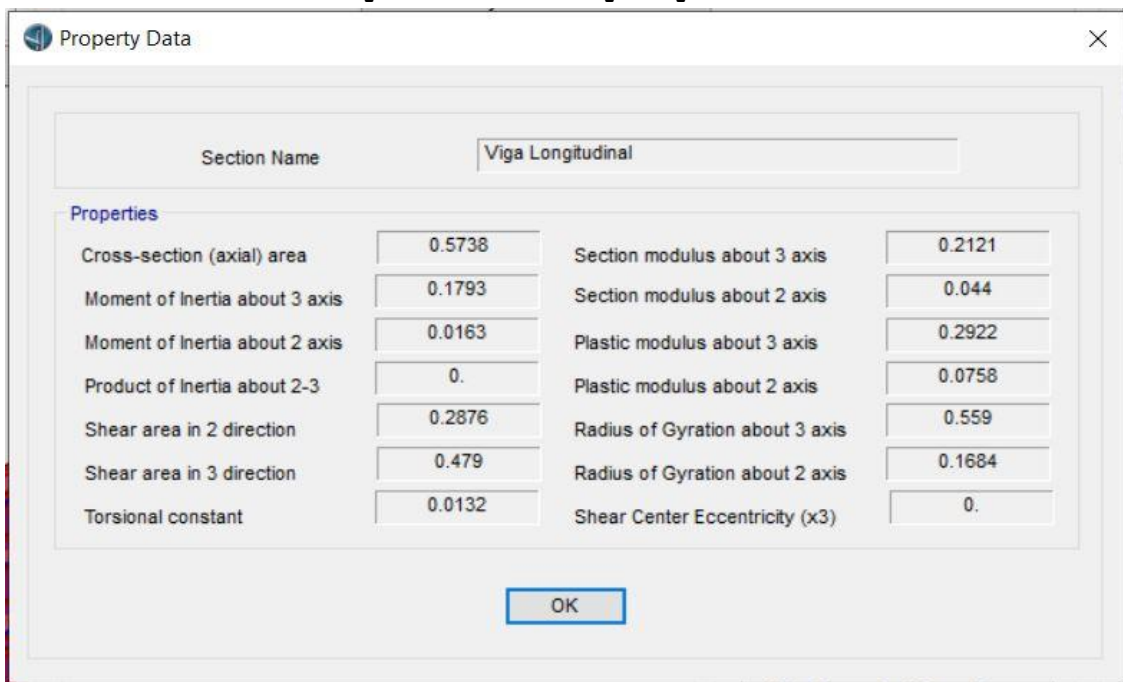


Fig. 83: Propiedades estáticas de vigas longitudinales

En el modelado de Estribos se realizó en 3 oportunidades las primera según las dimensiones extraídas de los planos , como segunda medida se realizó una sección equivalente debido a la complejidad geométrica de los estribos pero ambas opciones tenían como consecuencia que absorbían la mayor parte de las demandas , tema ya explicado en capítulos anteriores , con lo cual se decidió tomar una medida más extrema de asemejar la sección de estribo a la sección de pilas para lograr una redistribución de esfuerzos y así continuar con la evaluación.

7.5 MODELACION DE SECCION TRANSVERSAL DE SUPERESTRUCTURA.

Para la sección transversal de la superestructura se realizó una DEFINICIÓN paramétrica y se especifican la cantidad y separación de vigas longitudinales, como también el espesor del tablero y su material (hormigón H^o21), mediante el comando "define bridge section data" (fig84)

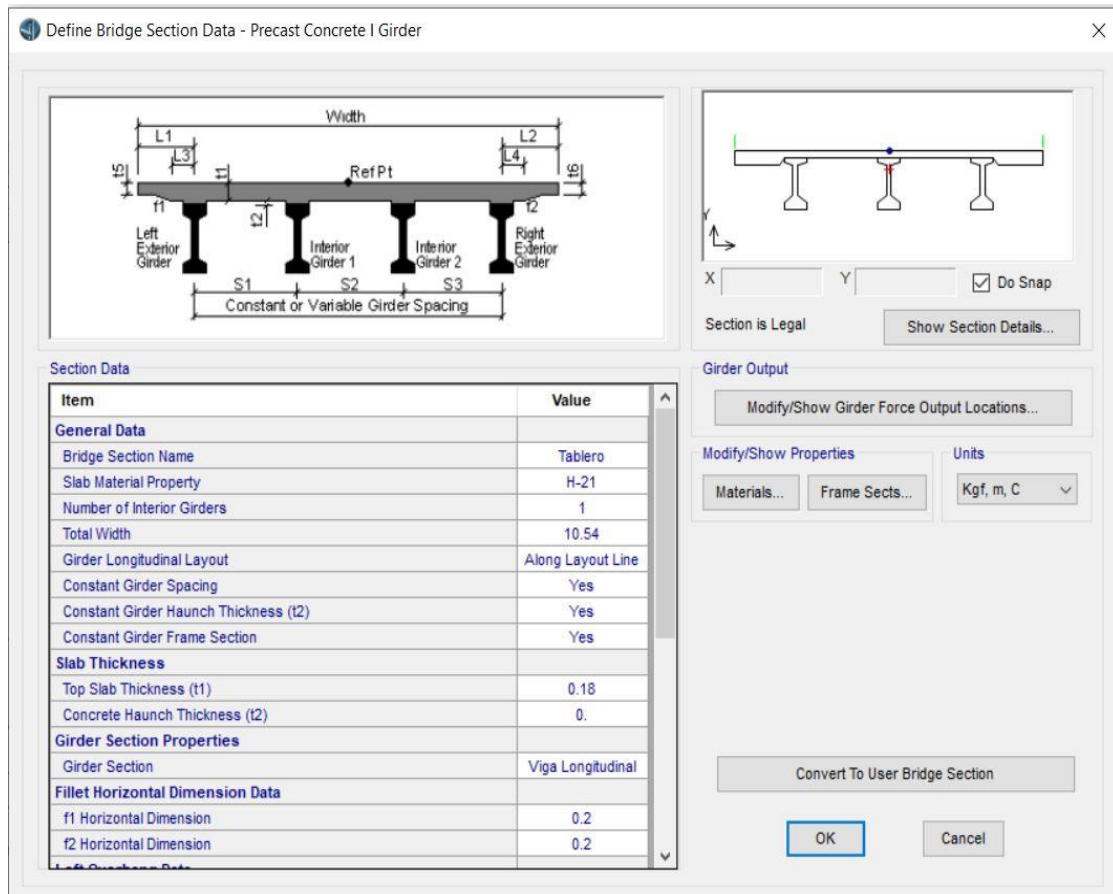


Fig. 84: Modelación de tablero.

Para la modelación de las Vigas Transversales se utilizó la propiedad de "diafragmas" especificando su espesor, separación y materiales. (fig85)

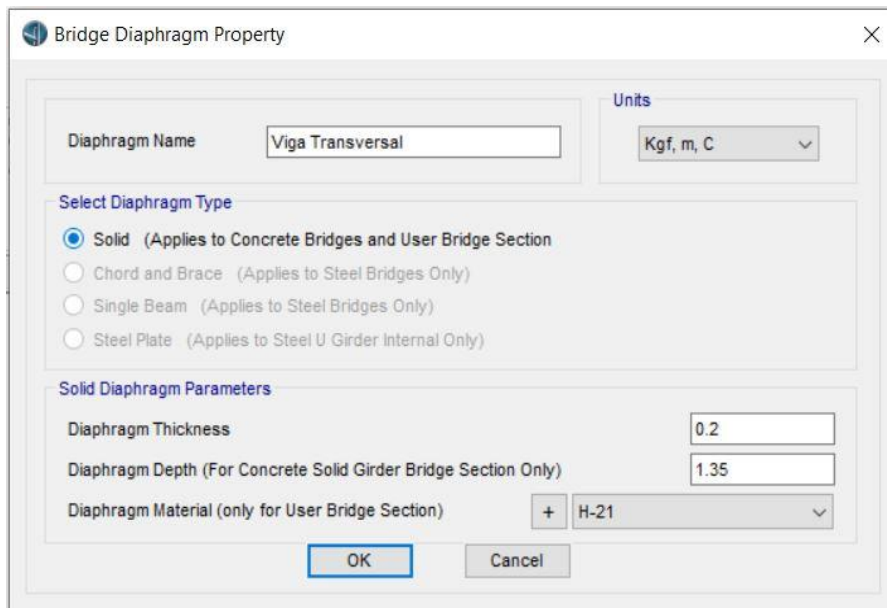


Fig. 85: Modelación de diafragmas.

7.6 APOYOS DE NEOPRENO Y TOPES ANTISISMICOS.

A continuación, deben definirse las propiedades de los apoyos como elementos tipo “link” o de conexión. En este ejemplo se define un tipo de apoyo de neopreno + tope antisísmico a utilizarse como vínculo de las vigas longitudinales y la subestructura. Para los apoyos de neopreno internos se utilizó la propiedad de vínculo

multilíneal – elástica que permite modelar el comportamiento bilineal del apoyo de neopreno en las direcciones transversal y longitudinal al eje del puente (Fig. 83) y en nuestro caso las direcciones (U1, U2) se consideraron fijas representando la imposibilidad de desplazamiento de la superestructura debido al diseño de los topes antisísmicos considerada como hipótesis de comportamiento. Las rotaciones R1, R2 y R3 fueron consideradas libres ya que se considera que el apoyo permite la rotación de la superestructura como se puede observar en la siguiente figura (86)

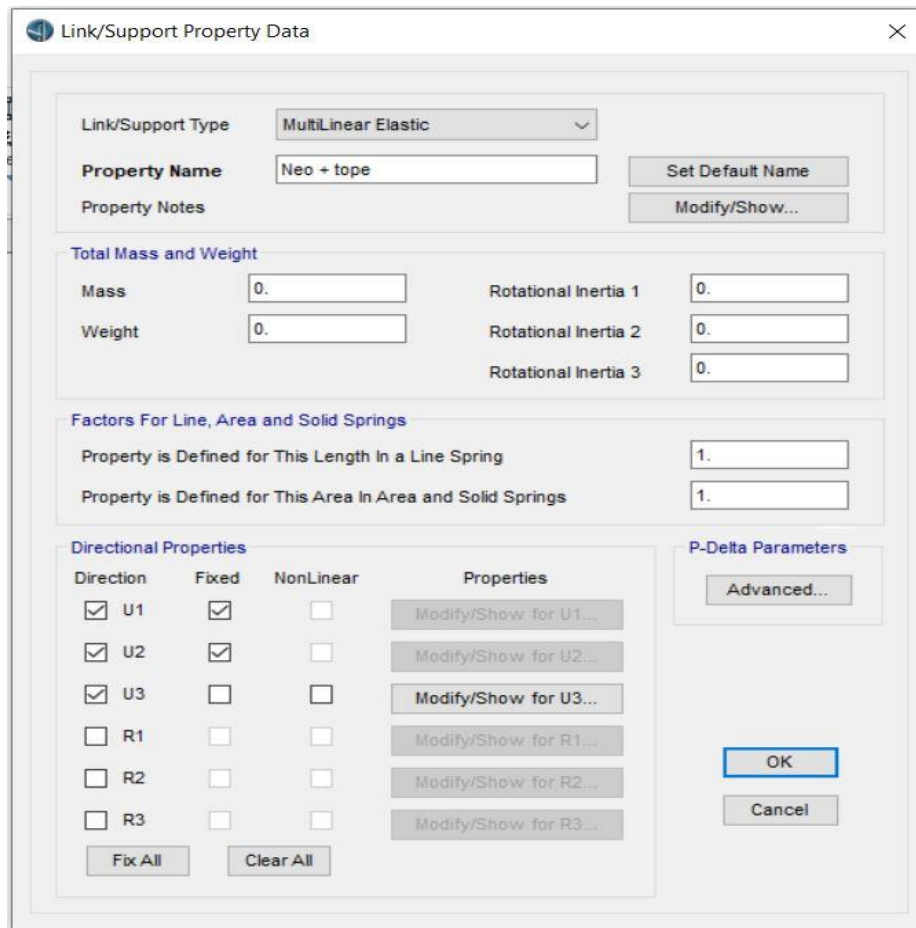


Fig. 86: propiedades direccionales de apoyos de neopreno

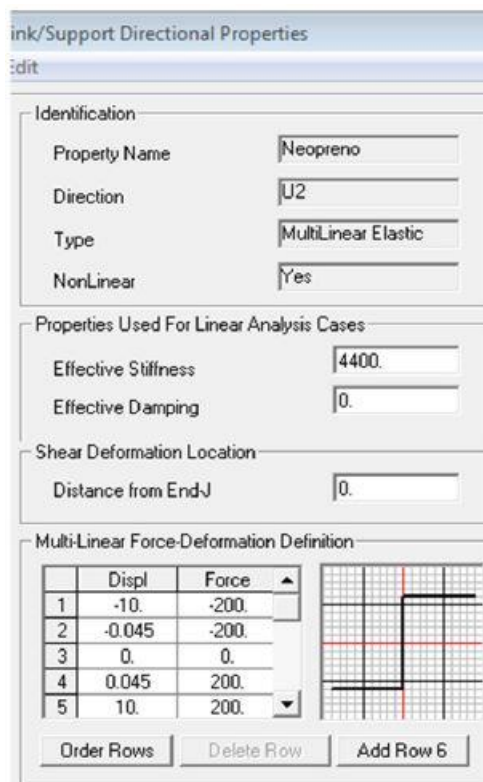


Fig. 87: Modelación Bilineal de apoyos de neopreno.

7.7 MODELACION DE CONEXIONES DE ESTRIBOS Y PILA CON SUBESTRUCTURA.

Para la modelación de los Estribos se utilizó el comando "bridge Abutment data" y supuso que las vigas longitudinales se encuentran apoyadas directamente en viga cabezal a través de los apoyos de Neopreno. (fig. 88-89)

Bridge Abutment Data

Bridge Abutment Name: Estribo

Units: Kgf, m, C

Girder Support Condition:
 Integral
 Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type:
 Foundation Spring
 Continuous Beam (Continuously Supported)
Section Property: + Viga Cabezal Estribo
Beam Length: 7.68

Foundation Spring:
Foundation Spring Property: + Fixed

Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

OK Cancel

(fig88)

Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: Estribo Pila

Units: Kgf, m, C

Girder Support Condition:
 Integral
 Connect to Girder Bottom Only

Bent Data:
Cap Beam Section: + Viga Cabezal Estribo
Cap Beam Length: 7.68
Number of Columns: 1
Modify/Show Column Data...

Bent Type:
 Single Bearing Line (Continuous Superstructure)
 Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

OK Cancel

Fig. 89: Modelación de apoyo en sección de estribos.

El modelado de la sección de apoyo intermedia, donde se encuentra la pila más desfavorable se puede observar en la siguiente figura 90.

Bridge Bent Data

Bridge Bent Name:

Units:

Bent Data

Cap Beam Section:

Cap Beam Length:

Number of Columns:

Bent Type

Single Bearing Line (Continuous Superstructure)

Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

Girder Support Condition Before Bent

Integral

Connect to Girder Bottom Only

Location of Bearing Line Before Bent

Distance from Bent to Bearing Line:

Girder Support Condition After Bent

Integral

Connect to Girder Bottom Only

Location of Bearing Line After Bent

Distance from Bent to Bearing Line:

Fig. 90: Modelación de apoyo intermedio.

Se considero 1 pila y una línea de apoyos doble, es decir se consideró la discontinuidad de la superestructura, por lo que ambos tramos se encuentran simplemente apoyados en esta sección, con una distancia el eje de la viga cabezal de 0.45 m a cada lado.

Se observa que se especificó la ubicación de la pila respecto a la longitud de la viga cabezal, una altura de 6.15m, considerada como la suma de altura desde la fundación hasta el eje de la viga cabezal empotrada en ambos extremos. (fig. 91)

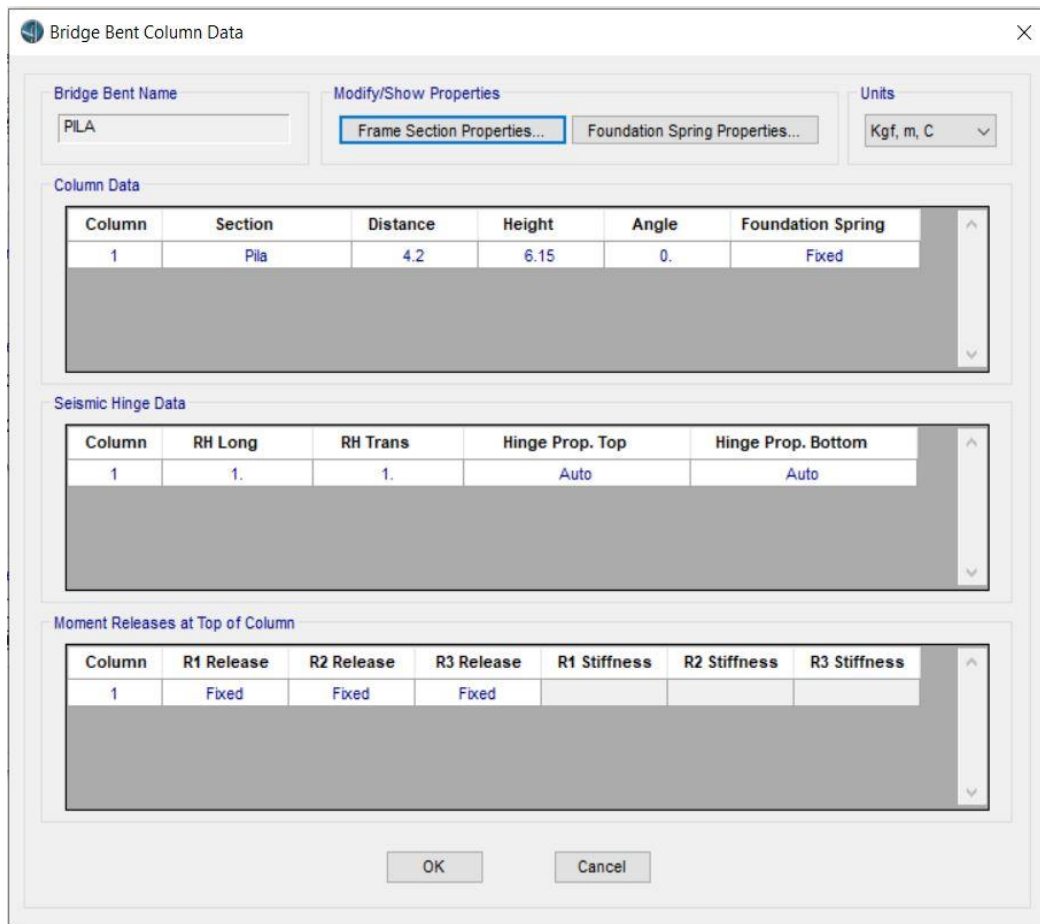


Fig. 91: Modelación de pila central.

7.8 DEFINICION DE "BRIDGE OBJECT DATA"

A continuación, debe realizarse la unión de todos los componentes del puente y la DEFINICIÓN del "objeto- puente "(fig92). Es en esta etapa donde:

- ✓ Se definen las luces de tramos del puente
- ✓ Se asignan las propiedades del tablero a cada luz
- ✓ Se asignan las secciones intermedias de apoyo
- ✓ Se asignan las vigas transversales, definidas como diafragmas
- ✓ Se definen tipos de estribos.

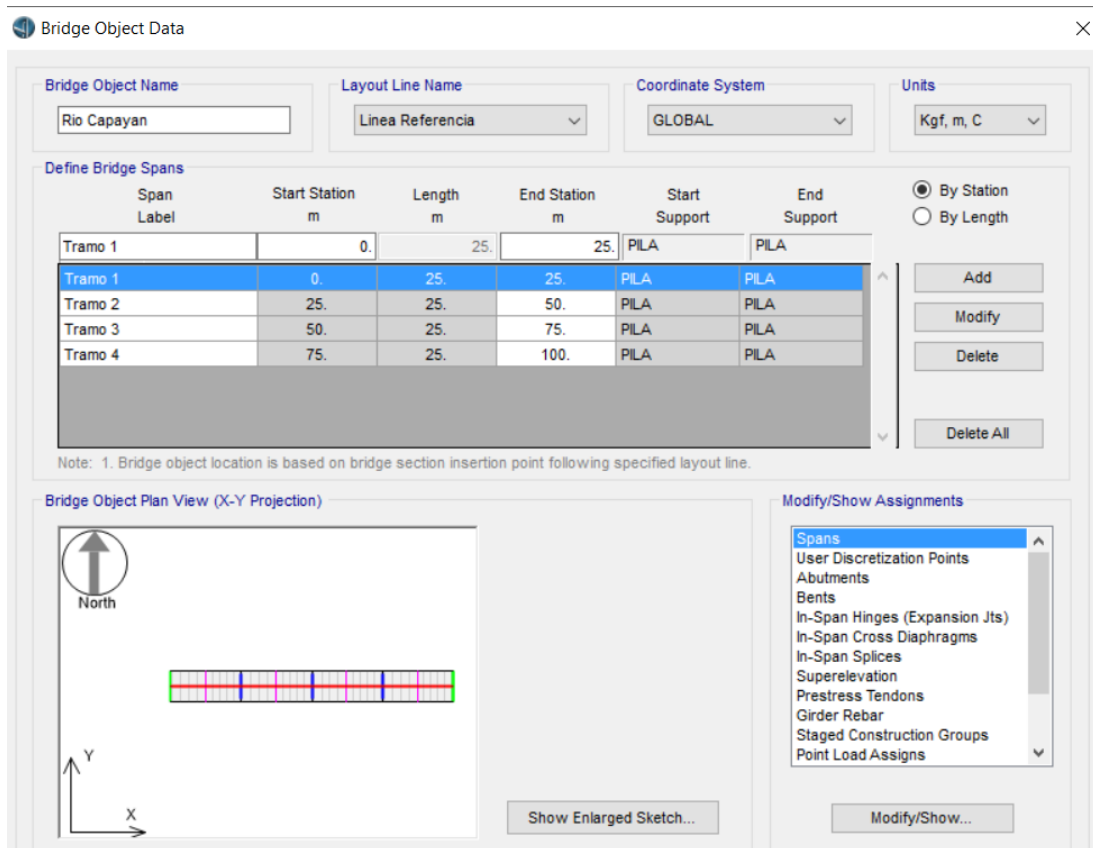


Fig. 92: DEFINICIÓN de "Objeto Puente "

En la figura se observa que se asignó el nombre al "Objeto Puente" de Rio Capayan y se asignó el eje del puente Línea de referencia, creado anteriormente. Sobre este eje se asignan las ubicaciones de los estribos (verde), vigas transversales (violeta) y secciones de apoyo intermedias (azul), cómo se puede observar en la vista de planta de la (Fig. 92).

La primera cota se definió como de -1.78 m respecto del eje del puente que se encuentra en la cota 0,00 y pasa por el centro de gravedad del tablero. Para la segunda cota se asignó -1.80 m respetando lo que dicen los planos. En, también en la (figura93) observamos la disposición de vigas transversales en ambos lados de la sección de apoyo.

Fig. 93: Cotas de viga cabezal, punto de acción de apoyos de neopreno.

También se procedió a integrar al modelo del Puente, ambos Estribos, de igual manera que se caracterizó anteriormente la sección intermedia que corresponde a la Pila. (fig94)

Fig. 94: Cotas de viga cabezal, en sección de estribos.

Por último, se asignaron la distribución de vigas transversales en ambos tramos del puente y se designan como diafragmas.

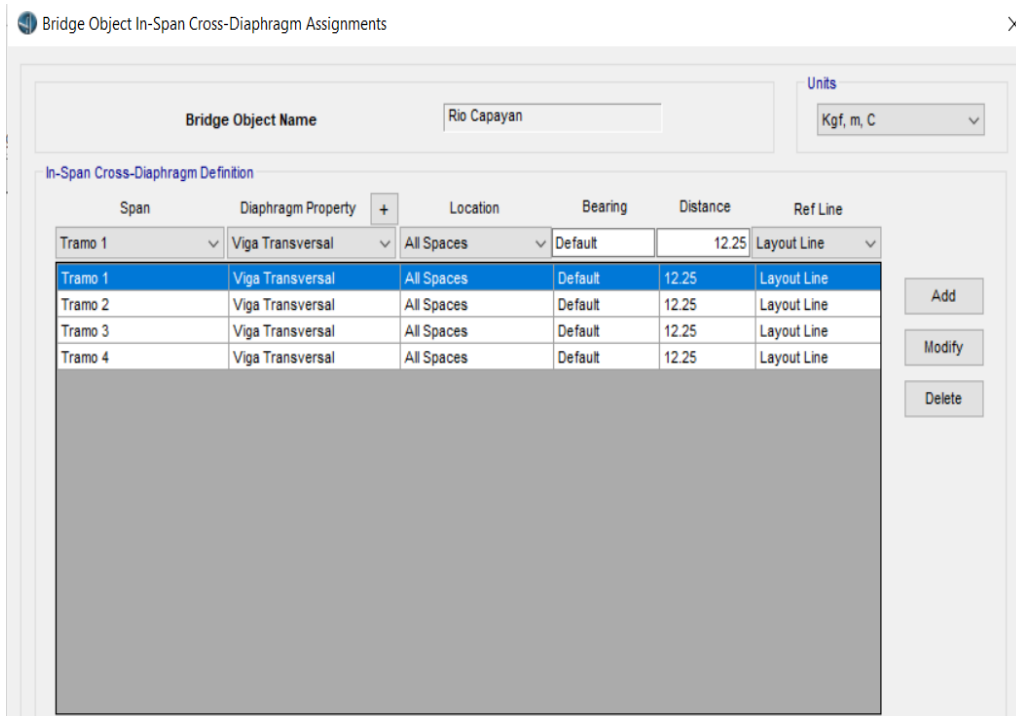


Fig. 95: DEFINICIÓN de vigas transversales.

Una vez introducidos todos estos parámetros se debe ensamblar el modelo y asignar un tipo de modelo para la superestructura. En el caso del ejemplo se asignó un modelo del tipo Shell para la superestructura como se observa en la Fig.95.

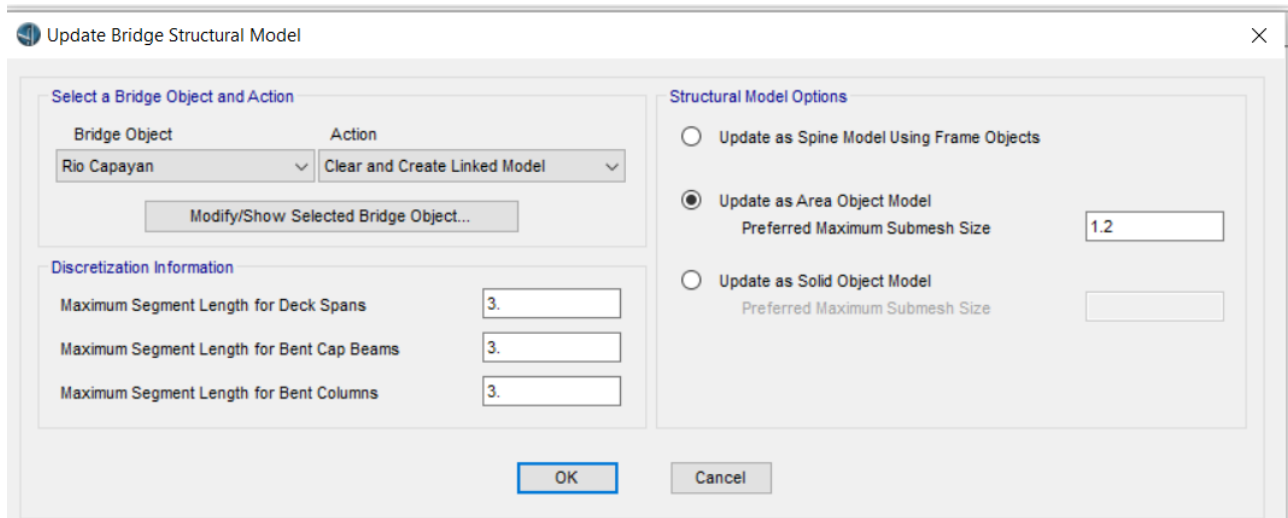


Fig. 96: Ensamblaje del modelo y elección de modelo estructural de la superestructura.

Ensamblado el modelo se procede a realizar modificaciones en los apoyos de neopreno intermedios fueron modificados para considerarlos topes antisísmicos asignándoles la propiedad de elemento link "Neopreno+tope" (fig97)



Fig. 97: Modelación de vinculación de superestructura y subestructura en pila.

La sección intermedia de apoyo se resolvió como se observa en la figura. Existen tres tipos de elementos "links" BFIXSS-1, BFIX-1, y Neopreno+Tope22. Los dos últimos son los mencionados anteriormente como Neopreno+Tope22. BFIXSS-1 representa la vinculación de las vigas longitudinales con el tablero y con los apoyos de neopreno. El punto de acción de este vínculo se encuentra en el tablero por lo que tiene propiedades de rigidez infinita en todas las direcciones de desplazamiento y rotación como se observa en la figura siguiente. El elemento "Link" BFIX- 1, es un elemento auxiliar que permite considerar la excentricidad de los apoyos de neopreno respecto al eje de la viga cabezal, por lo que se le asigna las mismas propiedades de rigidez de los elementos BFIXSS-1. (fig98)

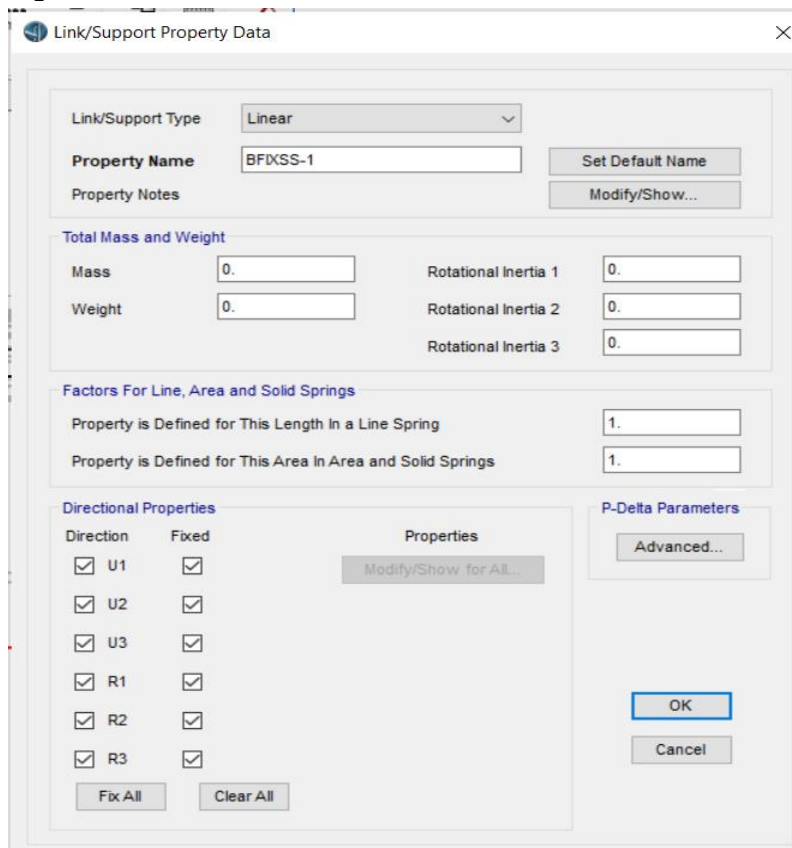


Fig. 98: Propiedades del vínculo BFIXSS-1.



Fig. 99: Modelación de estribos.

En la siguiente figura 100, observamos el modelo 3d resultante.

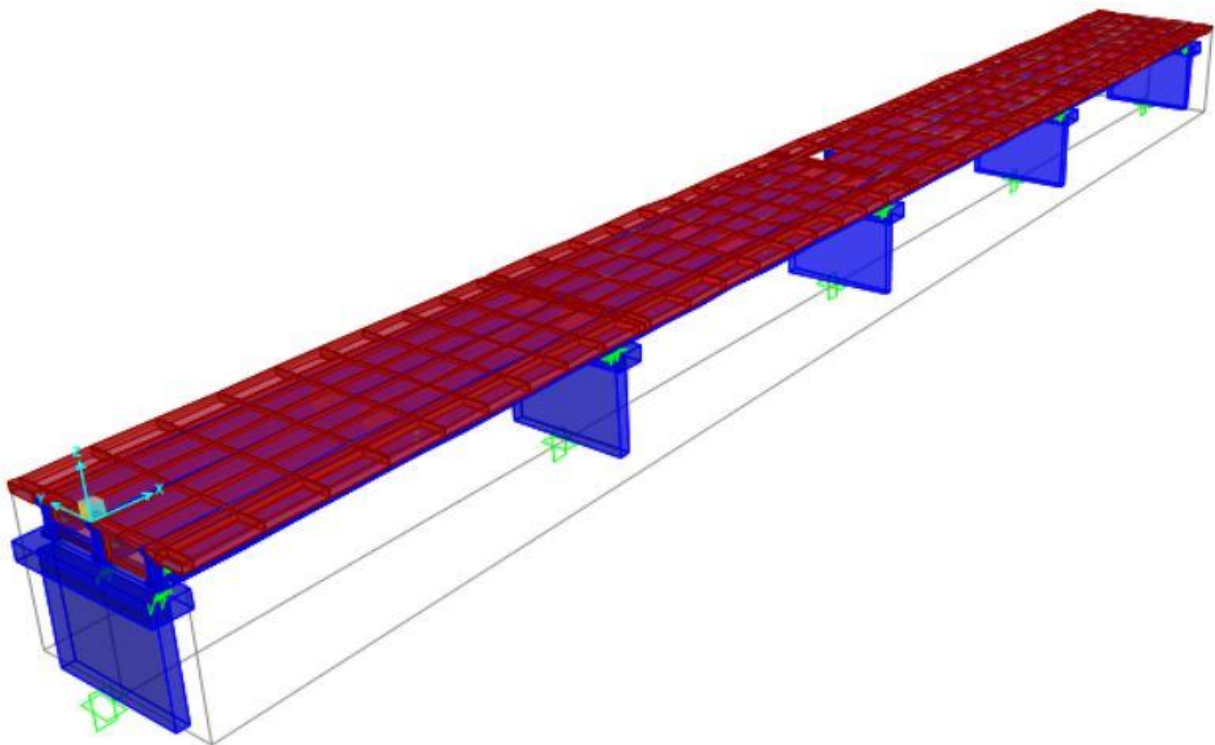


Fig. 100: vista en perspectiva

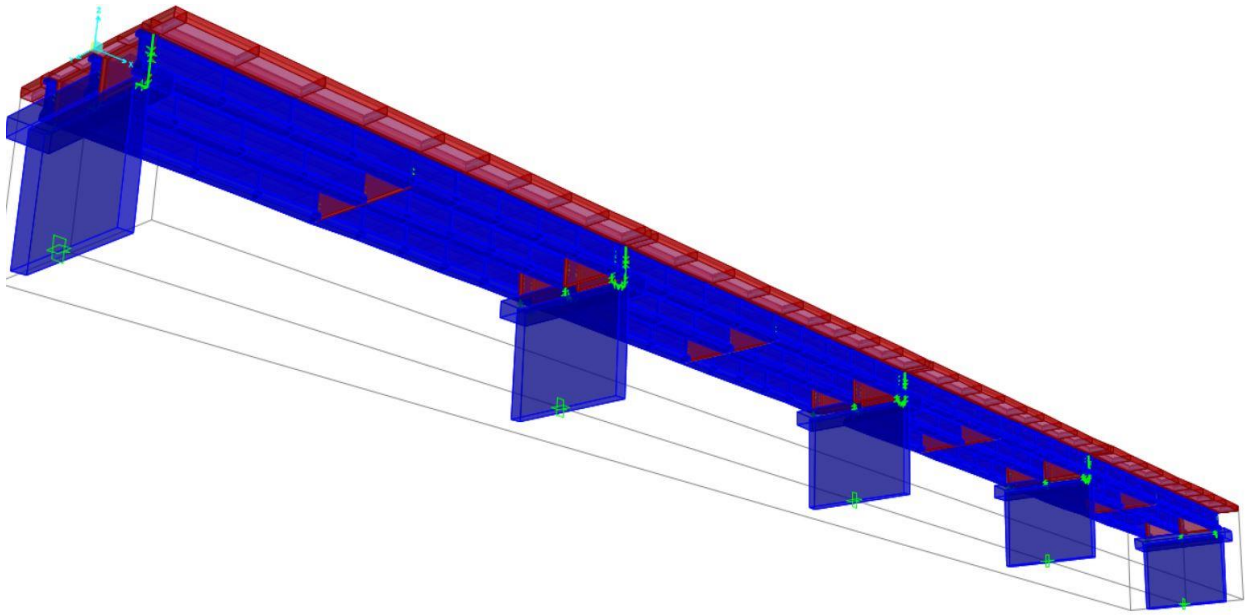


Fig. 101: vista en inferior

7.9 ESTADOS DE CARGA A APLICAR

Por último, se deben asignar las cargas y acciones sísmicas. Las cargas gravitatorias se obtienen automáticamente de la modelación de todos los elementos, a los cuales se les asignó un material, donde se incluye el peso específico, y una dimensión. Por cuestiones de simplicidad del modelo se desprecian las cargas gravitatorias debido al peso de las barandas y capa de rodamiento. Para las acciones sísmicas se modelaron funciones de espectros de pseudoaceleración para los sismos Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro para Zona Sísmica II y Suelo Tipo II (ver CAPÍTULO IV) obtenidos mediante la MÉTODología expuesta anteriormente. (fig102)

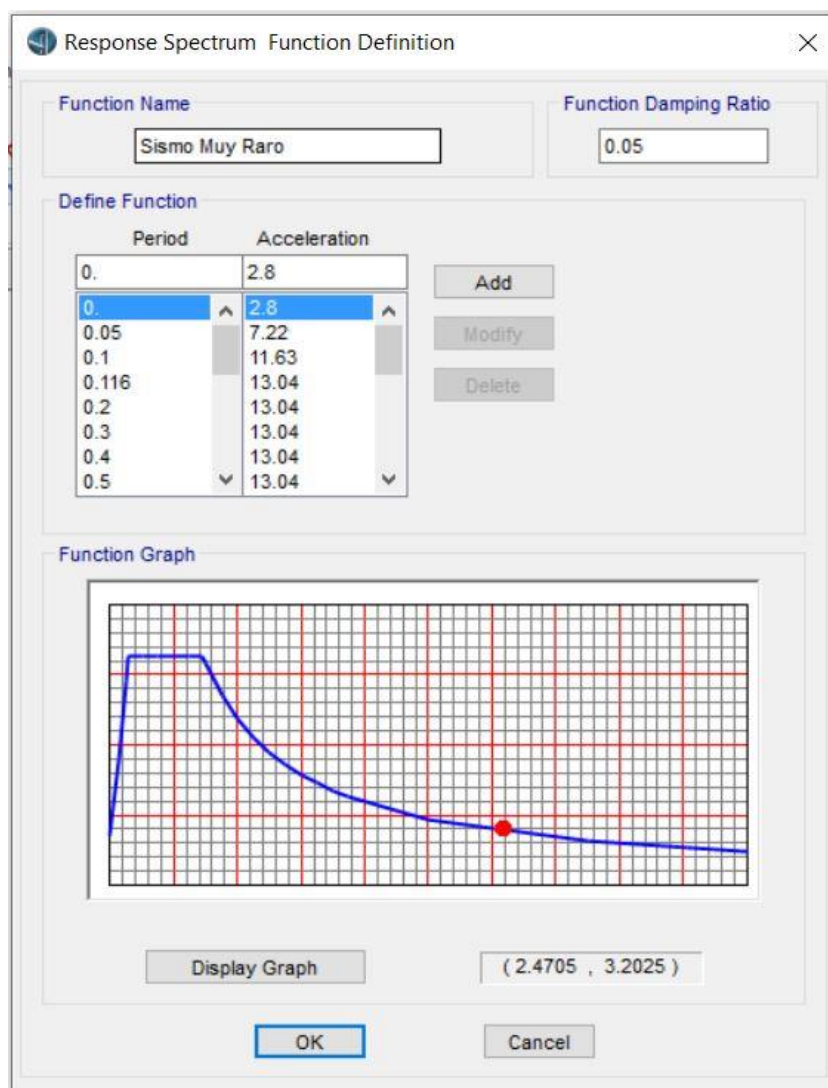


Fig. 102: Espectro de Sismo Muy Raro.

7.9.1. ESTADOS DE CARGA "DEAD"

El estado de carga "DEAD" representa el Peso Propio de la estructura. Como se puede observar en la Fig.103, es del tipo Estático Lineal. donde la carga aplicada es el peso propio de la estructura. Este análisis se hace para sección no fisurada.

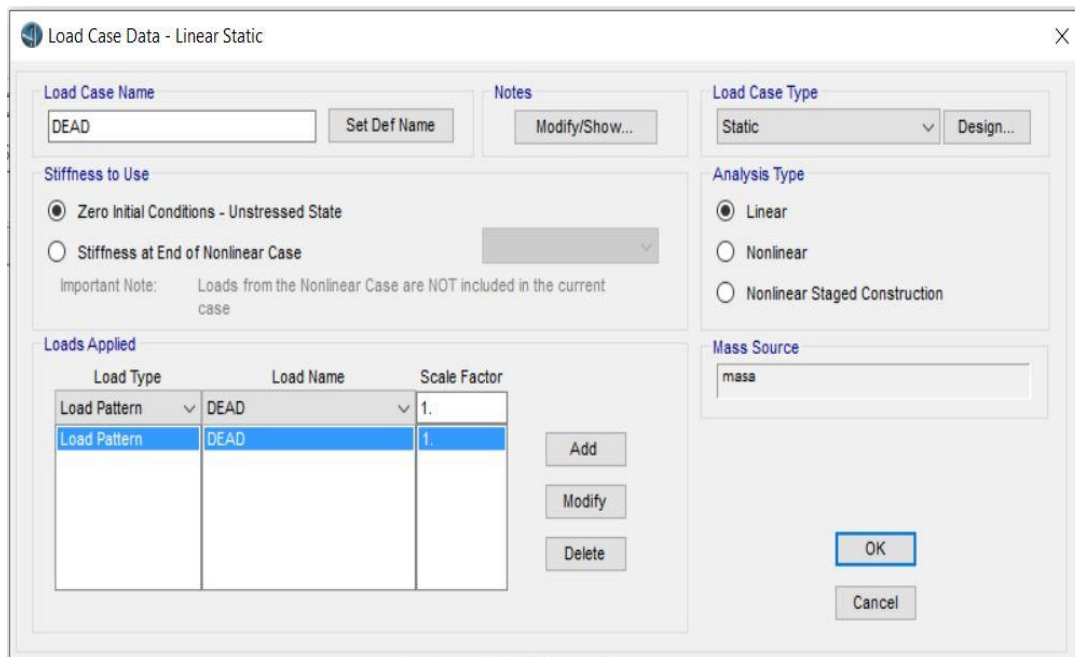


Fig. 103: Estado de carga "DEAD".

7.9.2. ESTADOS DE CARGA "MODAL"

El estado de carga MODAL permite realizar un análisis modal, de forma tal de obtener las formas modales y los períodos de la estructura. Como se observa en la Fig. 104 solicitó obtener 15 modos de forma de obtener una respuesta más precisa mediante el Método de Superposición Modal Espectral. En anexo C podemos observar los resultados del análisis modal.

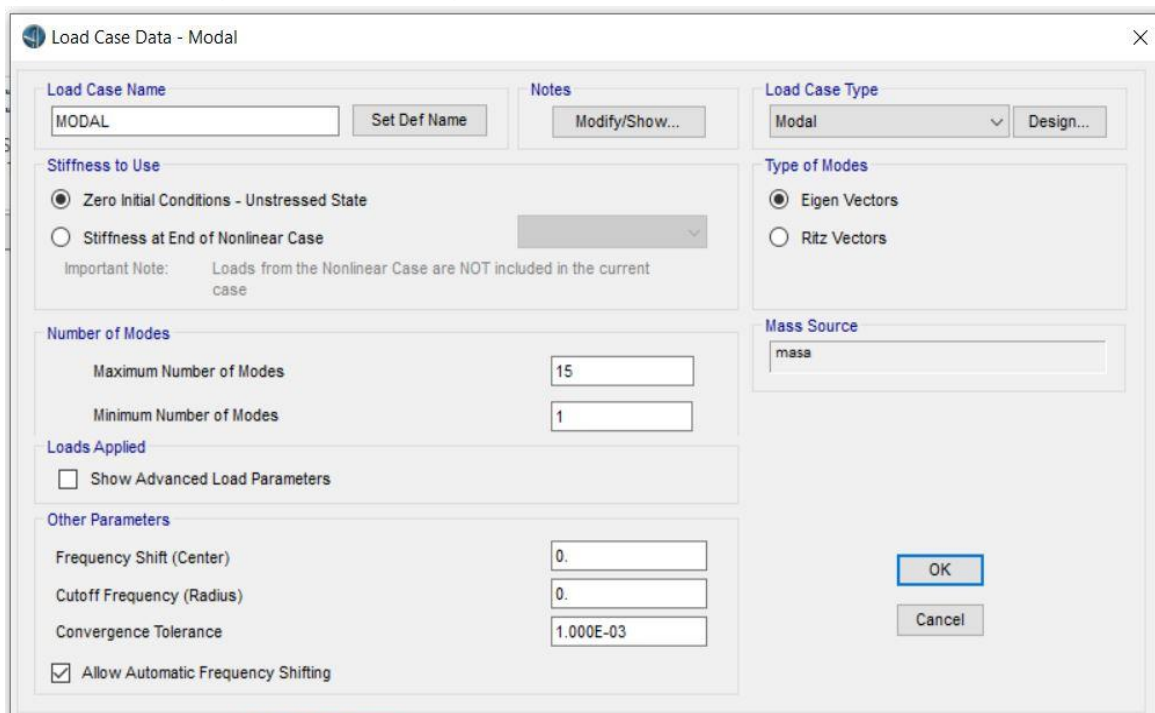


Fig. 104: Estado de carga "MODAL".

7.9.3. ESTADOS DE CARGA “-DEAD”

El estado de carga “_DEAD” permite obtener los modos de la estructura considerando la sección fisurada de la pila, al fisurarse la sección disminuye su momento de inercia, modificando la respuesta estructural. Por lo que deben modificarse las propiedades de sección, mediante modificadores.

Se recurre al diagrama Momento-Curvatura, obtenido del CSI BRIDGE (equiparando las superficies por arriba y por abajo entre la curva y la idealización) y obtiene así el momento de inercia efectivo (I_e). Obteniendo la relación entre (I_g), e (I_e), definimos unos coeficientes con los cuales alteramos las propiedades para hacer la adaptación de sección. (Fig105)

Moment Curvature Curve (Limits: P(comp.) = -9070525.973, P(ten.) = 1603055.138)

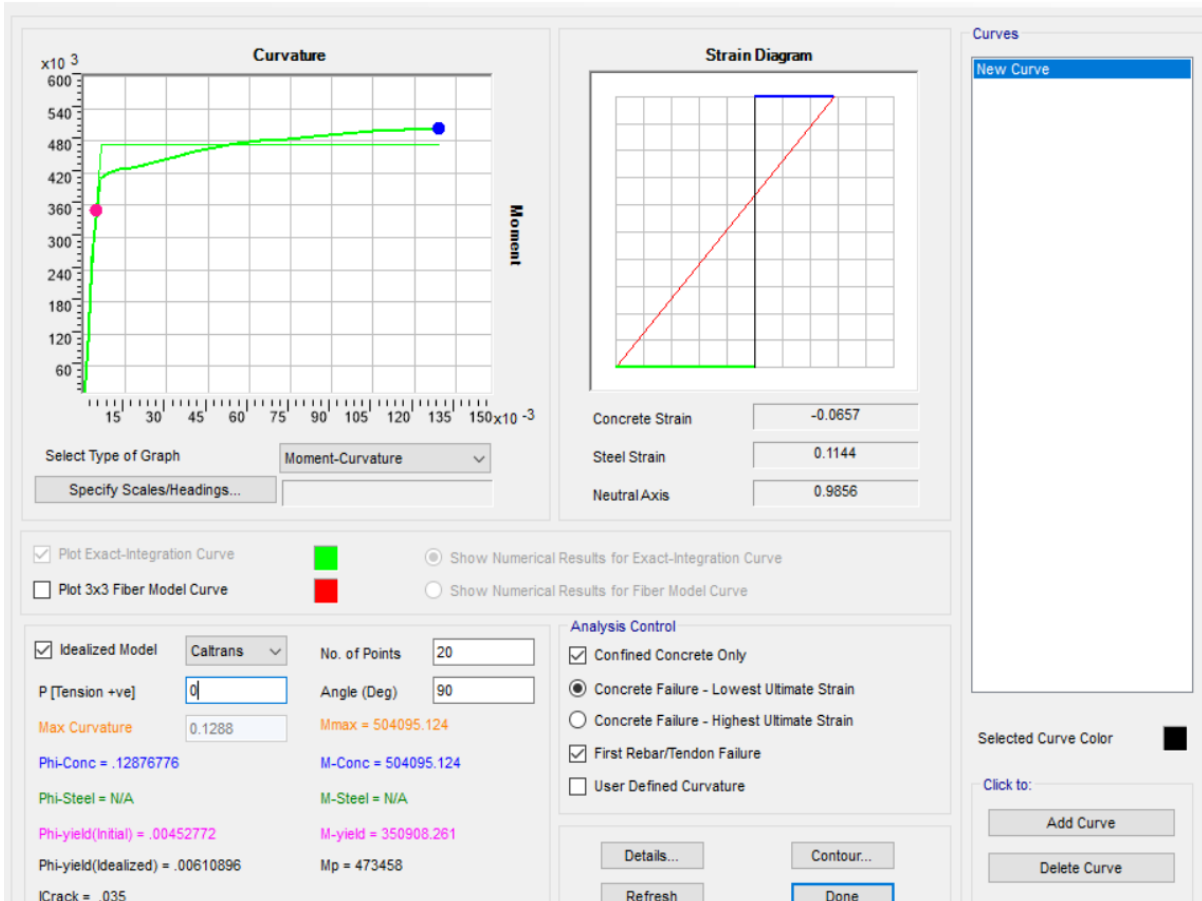


Fig. 105: Diagrama momento-curvatura idealizado de pila.

También se trabaja con el análisis del tipo “Construcción por Etapas” en una sola etapa, donde se agrega a la estructura la carga muerta y las modificaciones de las propiedades de la pila analizada.

$$I_{e3-3} = 3.735 m^4 \quad I_{e2-2} = 0.035 m^4$$

De las propiedades estáticas de la sección, obtenemos los momentos de inercia para la sección sin fisuras:

$$I_{3-3} = 18.66 m^4 \quad I_{2-2} = 0.1296 m^4$$

Con estos valores y la siguiente relación I_e/I_g , modificamos las propiedades de la sección de manera de considerar el agrietamiento.

$$I_{e3-3}/I_{g3-3} = 3.735/18.66 = 0,20$$

$$I_{e2-2}/I_{g2-2} = 0.035/0.1296 = 0,27$$

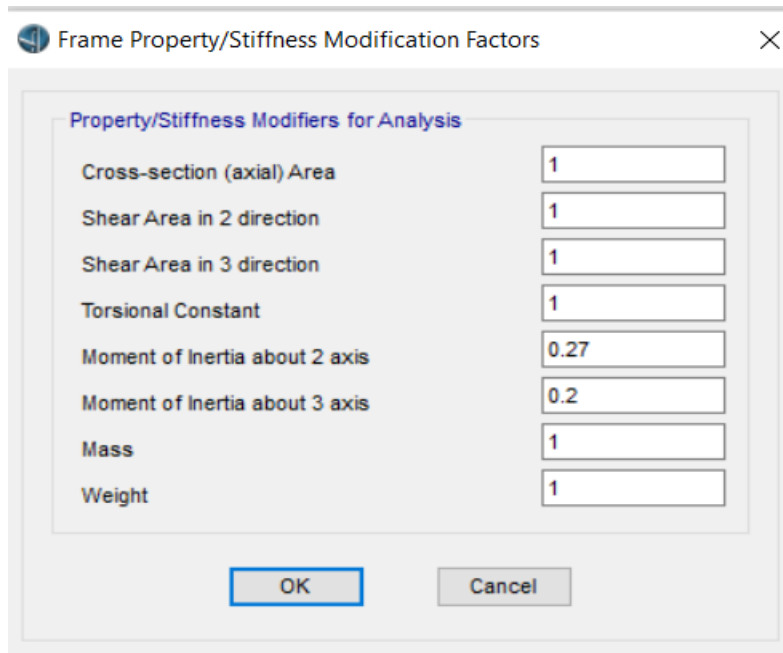


Fig. 106: Modificación de propiedades de elementos "frame".

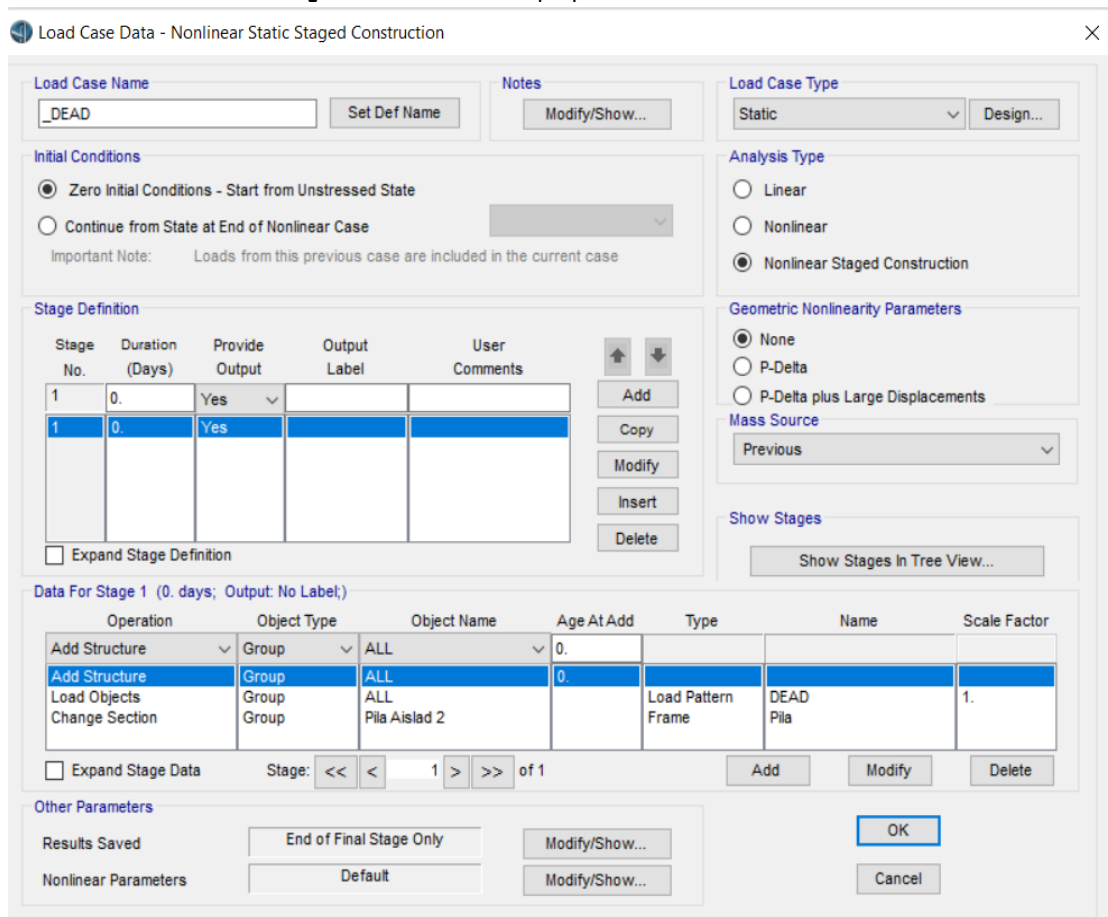


Fig. 107: DEFINICIÓN de estado de carga "-dead".

7.9.4. ESTADOS DE CARGA “-MODAL”

A continuación, se define el estado de carga “_MODAL” que permitirá realizar un análisis modal con la sección fisurada obteniendo formas modales y periodos modificados. Para esto se utiliza un análisis del tipo modal que utilice rigideces que surjan luego de aplicar el estado de carga “_DEAD” como se observa en la Fig. 108.

Load Case Data - Modal

Load Case Name: Set Def Name

Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Modal Design...

Stiffness to Use

Zero Initial Conditions - Unstressed State

Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes

Eigen Vectors

Ritz Vectors

Mass Source

Number of Modes

Maximum Number of Modes:

Minimum Number of Modes:

Loads Applied

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters

Frequency Shift (Center):

Cutoff Frequency (Radius):

Convergence Tolerance:

Allow Automatic Frequency Shifting

OK Cancel

Fig. 108: DEFINICIÓN de estado de carga “-Modal”.

7.9.5. ESTADOS DE CARGA “ESPECTRALES”

Al definir los estados de carga Espectrales en la dirección X, se utilizan los espectros definidos anteriormente en la dirección U1, que representa la dirección longitudinal del puente. Se especifica también que se utilicen los modos obtenidos del estado de carga “_MODAL”.

Se procederá a realizar la DEFINICIÓN de los estados Espectrales Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro.

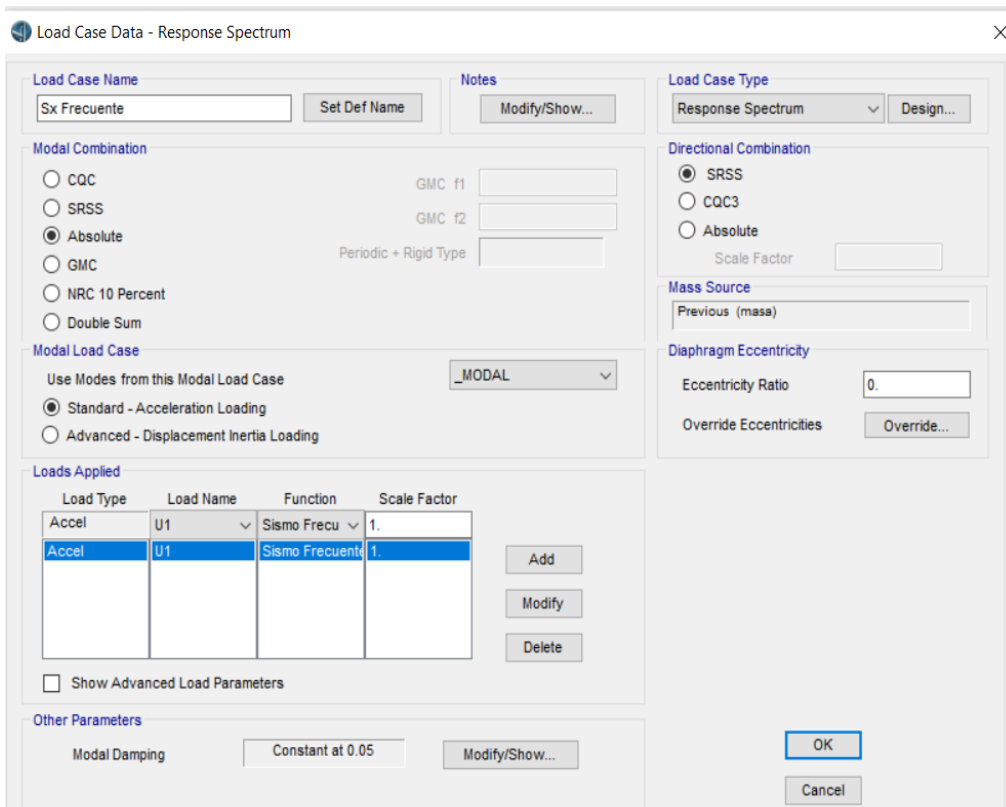


Fig. 109: DEFINICIÓN de estado de carga "Sx frecuente".

Para el caso de los estados de carga Espectrales en la dirección Y, se procede de igual forma que para el estado Espectral anterior, pero en dirección U2, que representa la dirección transversal al eje del puente.

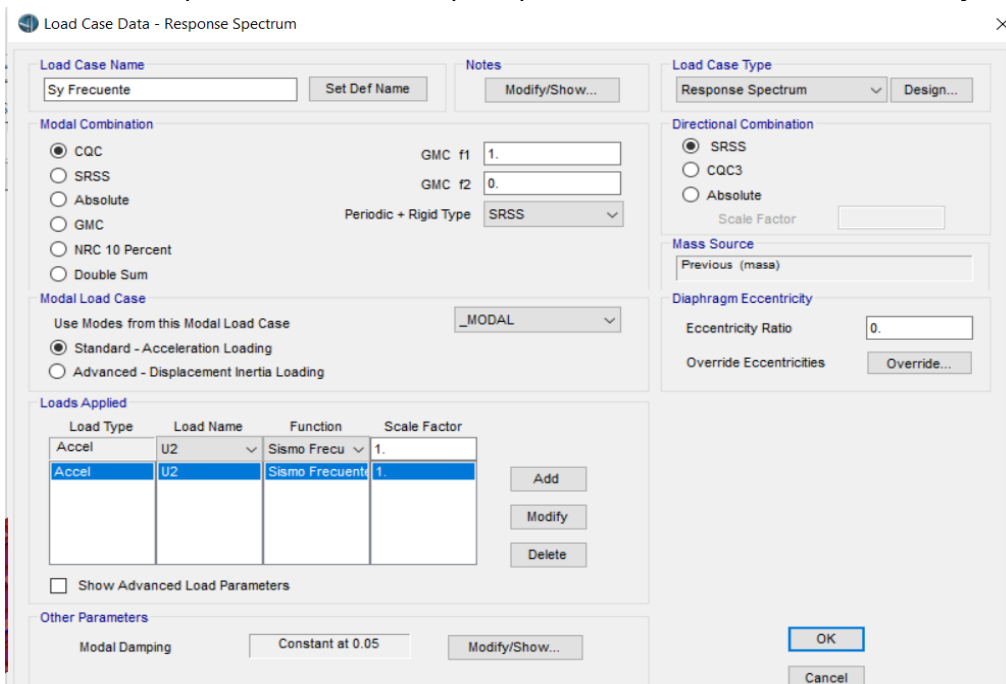


Fig. 110: DEFINICIÓN de estado de carga "SY frecuente".

Por último, vamos a designar los estados de carga Espectrales combinados XY, se utiliza la mayor de las combinaciones siguientes, $SismoU1 \pm 0.3 \times SismoU2$ ó $SismoU2 \pm 0.3 \times SismoU1$, como especifica el reglamento INPRES CIRSOC 103-2013.

Load Case Data - Response Spectrum X

Load Case Name
 Sxy Frecuente Set Def Name Modify/Show...

Modal Combination
 CQC GMC f1 1.
 SRSS GMC f2 0.
 Absolute Periodic + Rigid Type SRSS
 GMC
 NRC 10 Percent
 Double Sum

Modal Load Case
 Use Modes from this Modal Load Case: _MODAL
 Standard - Acceleration Loading
 Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Sismo Frecu	1.
Accel	U1	Sismo Frecuente	1.
Accel	U2	Sismo Frecuente	1.

Add
Modify
Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters
 Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Load Case Type
 Response Spectrum Design...

Directional Combination
 SRSS
 CQC3
 Absolute Scale Factor 0.3

Mass Source
 Previous (masa)

Diaphragm Eccentricity
 Eccentricity Ratio: 0.
Override Eccentricities Override...

OK
Cancel

Fig. III: DEFINICIÓN de estado de carga "Sxy frecuente".

ANEXO (C)
RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL

TABLE: Modal Participation Factors

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	ModalMass	ModalStiff
Text	Text	Unitless	Sec	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m-s2	Kgf-m
MODAL	Made	1	0.948312	-376.789487	8.087E-07	-0.000546	0.000001313	-42.27968	0.000035	1	43.899
MODAL	Made	2	0.274211	0.000277	-168.479123	0.000696	1062.510261	0.154488	45.274409	1	525.036
MODAL	Made	3	0.269098	0.001018	2.458554	0.00109	-15.366877	0.179519	3655.191435	1	545.178
MODAL	Made	4	0.257256	0.075226	-0.002667	-227.634964	0.009204	-3.263756	0.567669	1	596.525
MODAL	Made	5	0.246022	0.003136	23.626702	-0.003559	-284.886252	0.05537	10.397354	1	652.245
MODAL	Made	6	0.230264	-2.277422	0.009099	0.064159	0.037749	-792.044	0.932986	1	744.574
MODAL	Made	7	0.226376	-0.033841	-0.011862	106.556988	0.011029	-6.127481	0.69189	1	770.368
MODAL	Made	8	0.225724	1.020887	0.025326	-0.727910	0.079706	3511.939599	-1.412019	1	774.824
MODAL	Made	9	0.224044	0.006005	-0.05401	-0.005641	1.108512	-0.514619	-504.560681	1	786.492
MODAL	Made	10	0.142316	0.009709	-285.199654	-0.03783	-76.37966	-2.372661	753.273887	1	1949.168
MODAL	Made	11	0.140468	-0.001352	25.474931	-0.059018	11.737024	-2.585765	8862.233802	1	2000.817
MODAL	Made	12	0.131089	0.003504	-62.596929	0.133412	-222.517752	3.09259	124.441034	1	2297.339
MODAL	Made	13	0.122071	0.012823	-0.986687	-0.043074	-0.325903	-0.312451	903.482664	1	2649.312
MODAL	Made	14	0.118327	0.000203	-16.754188	0.051799	-83.515429	1.63537	19.572543	1	2819.627
MODAL	Made	15	0.099704	0.014612	-0.01404	-152.136214	-0.257931	4.267026	2.829742	1	3971.307
MODAL	Made	1	0.948312	-376.789487	6.274E-09	-0.000544	1.013E-08	-42.279693	2.414E-07	1	43.899
MODAL	Made	2	0.274211	-8.03E-08	-168.475276	2.388E-07	1062.514529	0.000018	45.100388	1	525.036
MODAL	Made	3	0.269098	1.449E-07	2.455407	-6.476E-07	-15.377436	0.000019	3654.82172	1	545.177
MODAL	Made	4	0.257256	0.077956	-0.000001209	-227.642991	0.000001824	-3.328801	0.000129	1	596.525
MODAL	Made	5	0.246023	-0.000001028	-23.622988	-7.023E-07	284.676425	0.000036	-9.980693	1	652.242
MODAL	Made	6	0.230265	-2.27688	-0.000011	0.047355	-0.000028	-792.9336	0.000361	1	744.569
MODAL	Made	7	0.226378	0.034469	8.022E-07	-106.528287	-0.000009523	1.998348	0.000122	1	770.357
MODAL	Made	8	0.225726	1.02342	0.000011	-0.888916	0.000048	3511.234404	-0.000547	1	774.813
MODAL	Made	9	0.224045	0.000001949	-0.059537	-0.00000289	1.092371	0.000168	-504.159959	1	786.486
MODAL	Made	10	0.14232	-0.000001916	285.152536	0.000021	76.298572	0.000601	-769.09883	1	1949.084
MODAL	Made	11	0.140471	3.17E-07	25.783327	-0.000012	11.733625	-0.000802	8864.184234	1	2000.734
MODAL	Made	12	0.1311	0.000005738	62.537663	-0.000017	222.513154	0.00075	-128.977733	1	2296.967
MODAL	Made	13	0.122079	0.00000903	0.973179	-0.000029	0.351163	0.001651	-908.282294	1	2648.977
MODAL	Made	14	0.118328	0.000025	16.699767	-0.000096	83.313344	0.00087	-17.544475	1	2819.582
MODAL	Made	15	0.099706	-0.025312	-0.000011	152.172823	-0.000035	-1.329446	-0.000245	1	3971.62

Proyecto final de carrera de INGENIERÍA CIVIL 1

EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

PUENTE “RÍO CAPAYÁN”

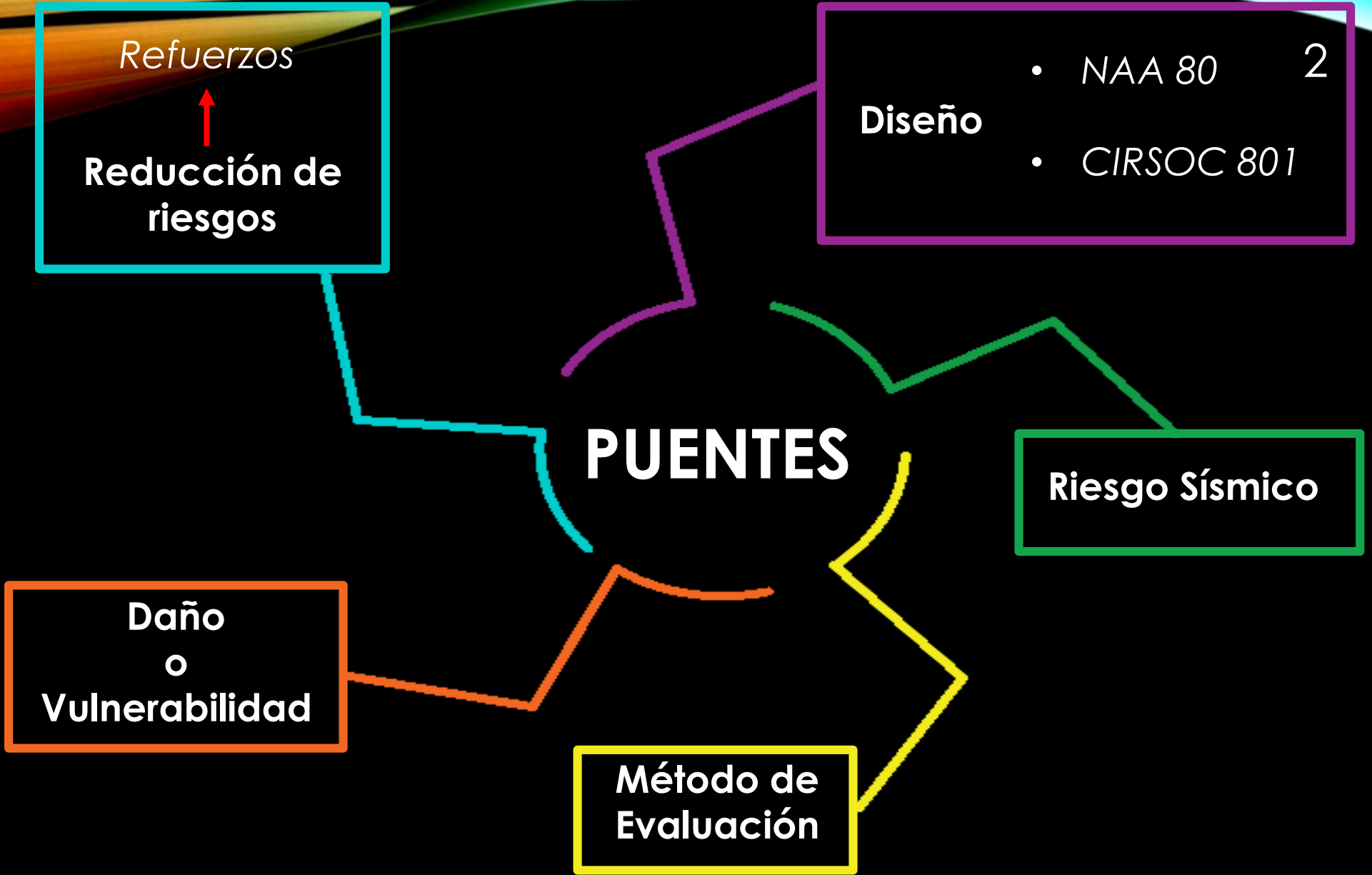
Autores: MALDONADO, Emilio
VILLACORTA, Fernando

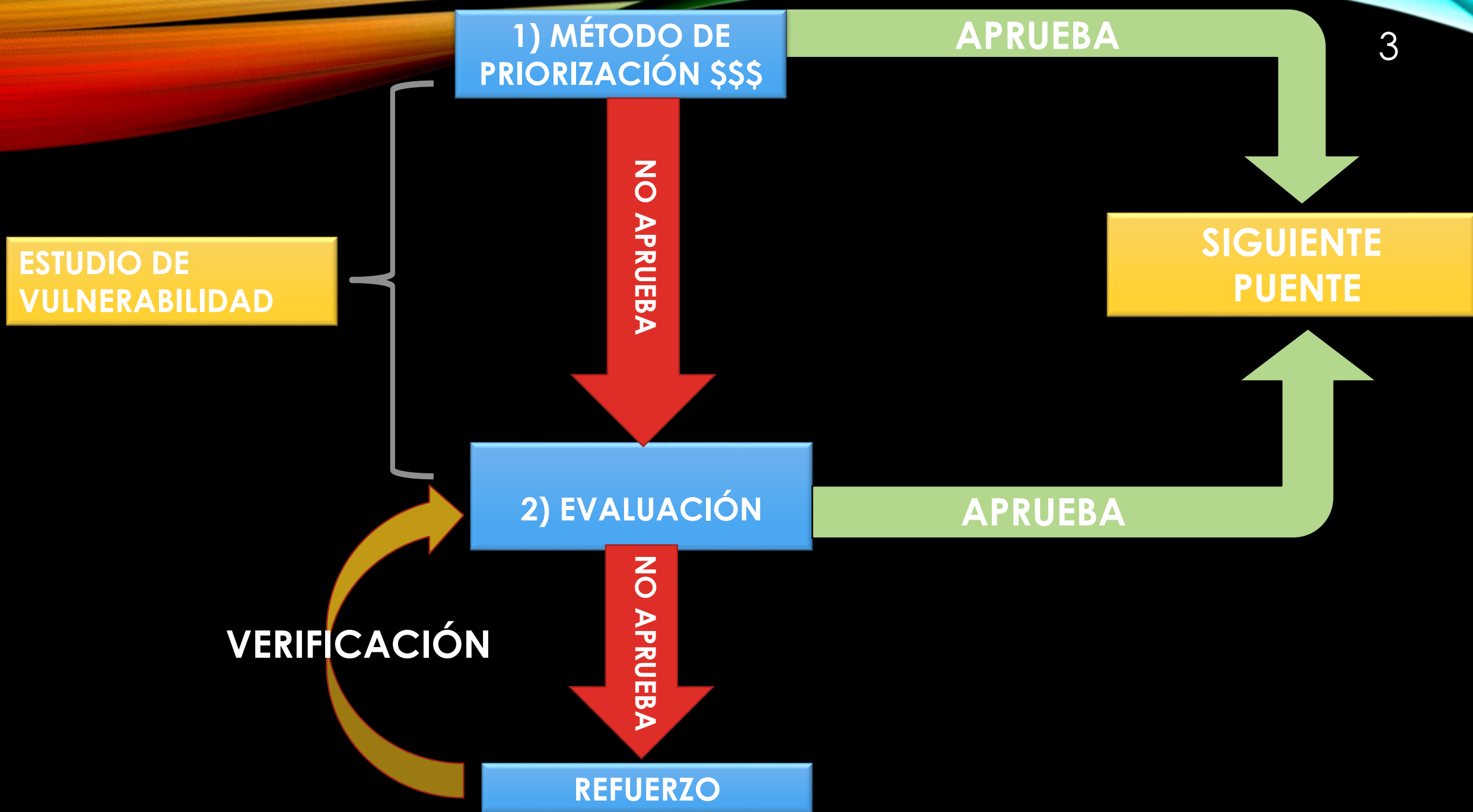
Tutor: Ing. BRIZUELA, Pablo

Directores de P.F.: Ing. BARBEITO PEREZ, Javier
Ing. WHITAKER, Federico
Ing. ANDRADE, Ariel

La Rioja – Nov 2019

I
N
T
R
O
D
U
C
C
I
Ó
N





ESTUDIO DE VULNERABILIDAD

1) MÉTODO DE PRIORIZACIÓN \$\$\$

APRUEBA

3

SIGUIENTE PUENTE

2) EVALUACIÓN

APRUEBA

VERIFICACIÓN

REFUERZO

METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN

4

Consiste en definir:

Tipos de daños

Estados de daño

Estados límites

Parámetros ingenieriles de demanda

Nivel de amenazas en el sitio

Información de la estructura

Niveles de desempeño esperados

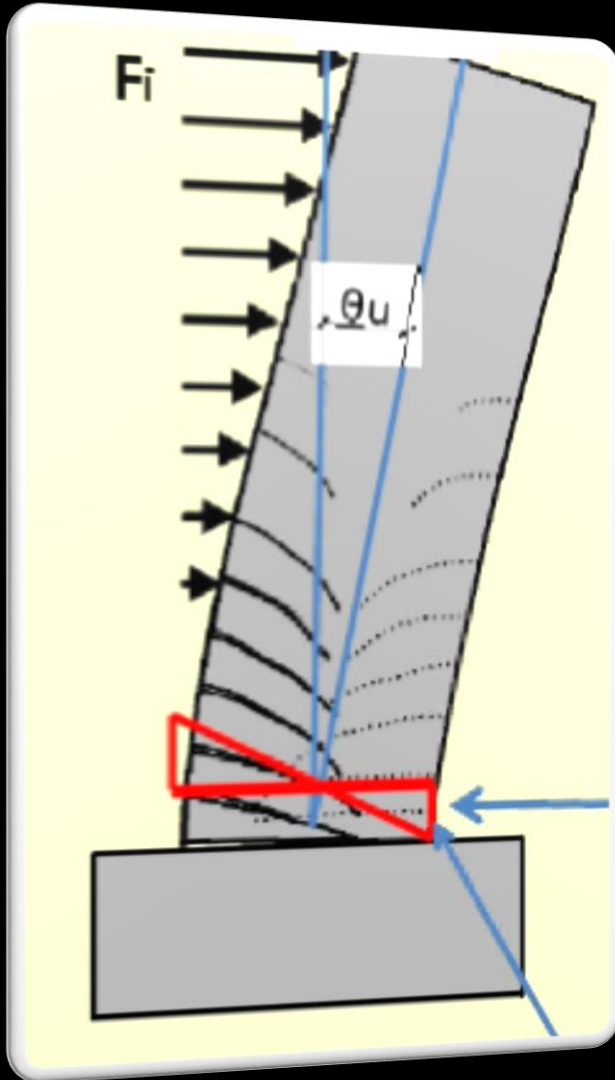
TIPOS DE DAÑOS

5

CAÍDA DE TRAMOS DE LA SUPERESTRUCTURA



FALLA EN PILA POR INAPROPIADA DUCTILIDAD FLEXIONAL



FALLA DEBIDO A CORTE



ESTADOS DE DAÑO Y ESTADOS LÍMITES ⁸

ESTADO DE DAÑO	OBSERVACIONES	ESTADO LÍMITE
LEVE	No hay peligro de colapso estructural inminente o daños mínimos que no necesitan reparaciones.	SERVICIABILIDAD
MODERADO	Desprendimiento del recubrimiento o grietas de cizalle, daños importante en las juntas de los estribos/pilas.	CONTROL DE DAÑO
SIGNIFICATIVO	Agrietamiento severo localizado y desprendimiento de recubrimiento quedando refuerzo expuesto en ciertas zonas	PREVENCION DE COLAPSO
COLAPSO	Estructura fuera de servicio	

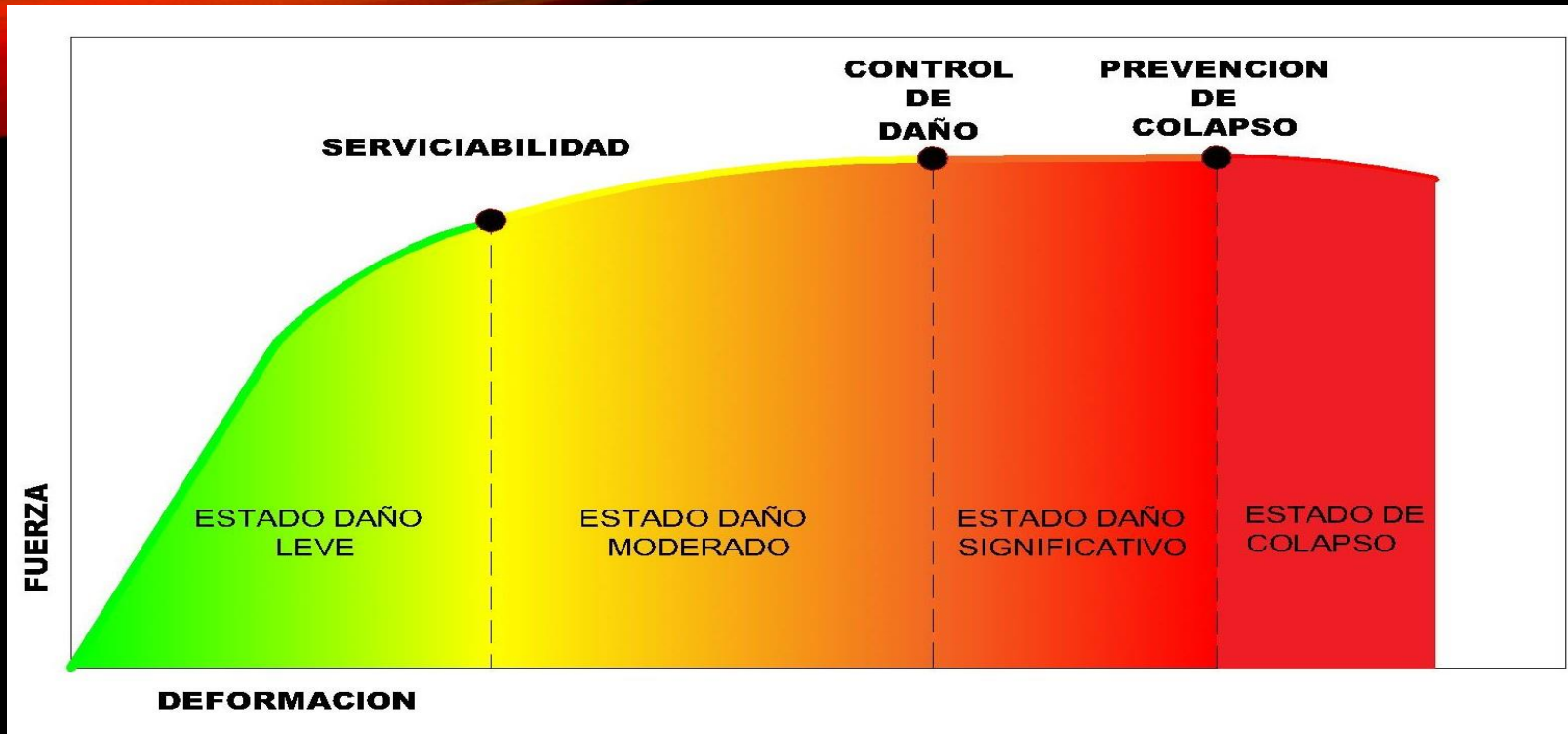
PARÁMETROS INGENIERILES DE DEMANDA⁹

1. Demanda de curvatura en pilas de hormigón armado.

2. Demanda de corte de las pilas de hormigón armado.

3. Desplazamiento relativo de la superestructura respecto a los apoyos

1. Demanda de curvatura en pilas de hormigón armado ¹⁰



Según Choi

SERVICIABILIDAD

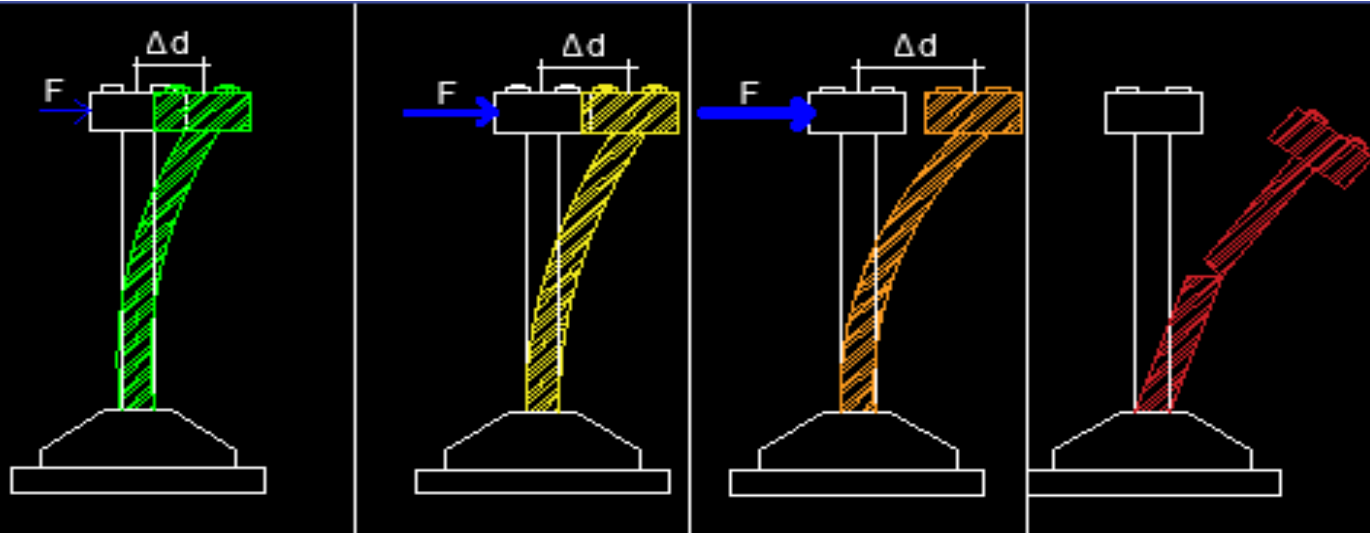
$$\mu\Delta = 1 \text{ a } 1,2$$

CONTROL DE DAÑO

$$\mu\Delta = 1,76$$

PREVENCIÓN AL COLAPSO

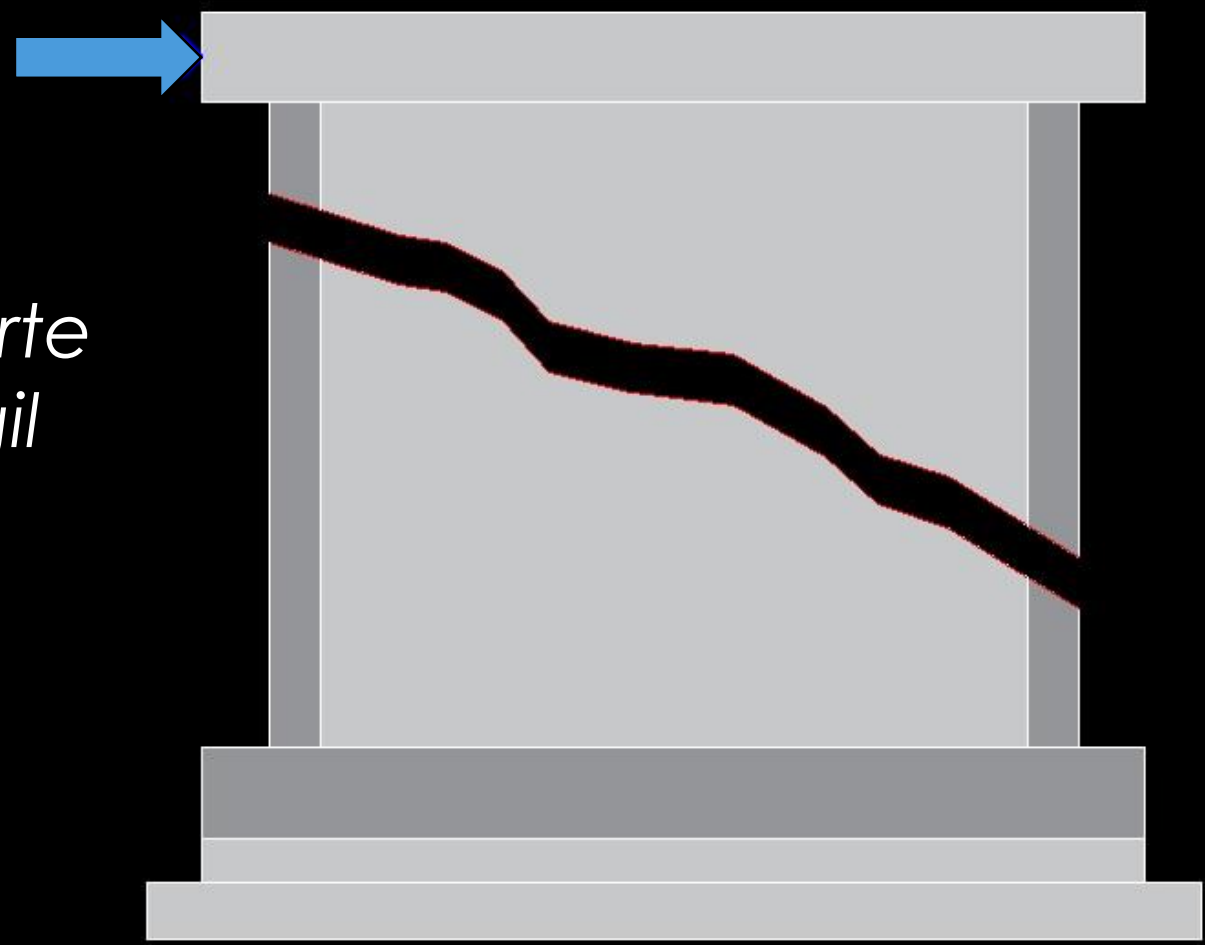
$$\mu\Delta = 4,76$$



2 - Demanda de corte de las pilas de hormigón armado.

Corte Transversal

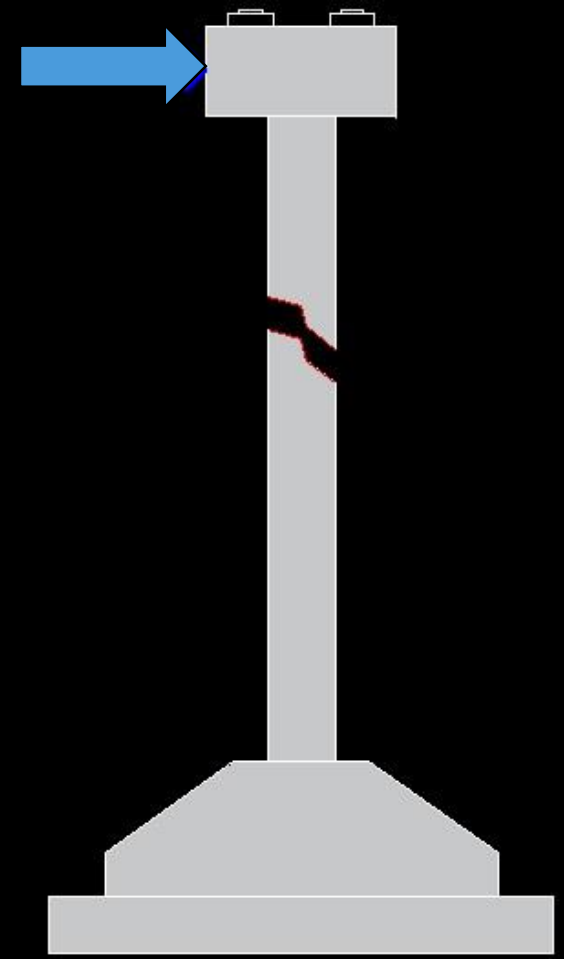
$$VN = Vc + Vs \text{ (CIRSOC)}$$



Falla al corte modo frágil

Corte Longitudinal

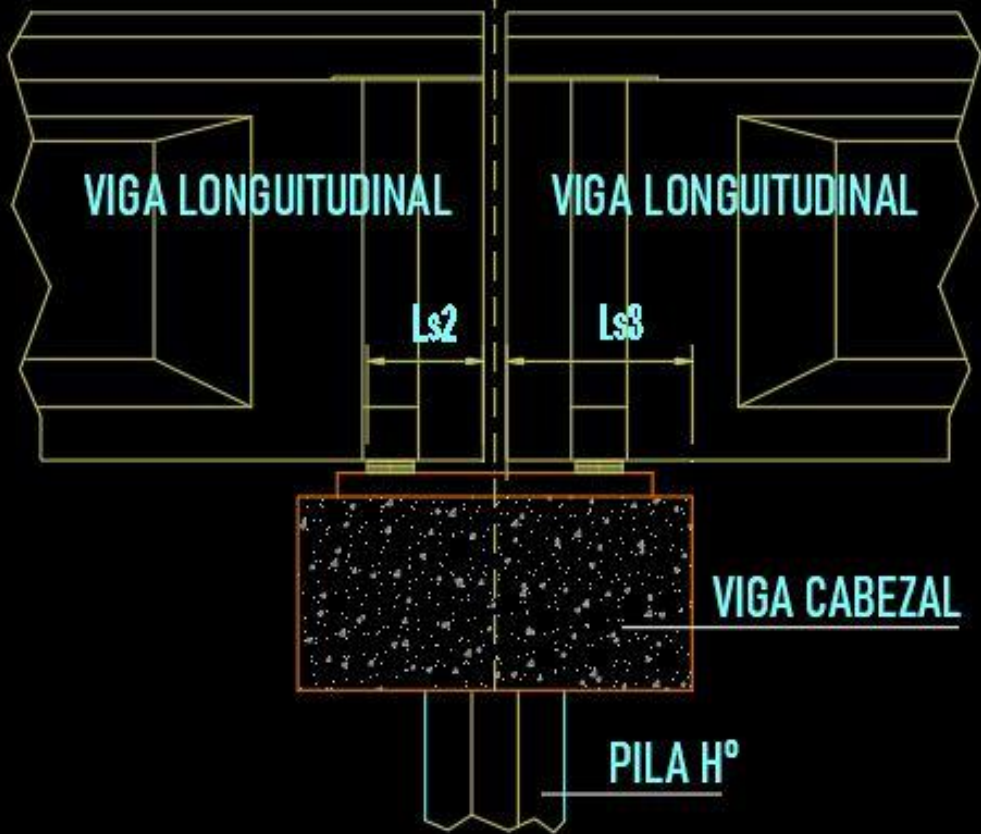
$$VN = Vc + Vs + Vp \text{ (Priesley)}$$



3 - Desplazamiento relativo de la superestructura respecto a los apoyos.

12

Estado de servicio



Control de daño



Prevención de colapso

NIVEL DE AMENAZAS

TERREMOTO DE DISEÑO

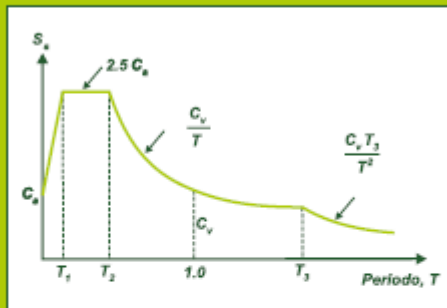
13



INTI
Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



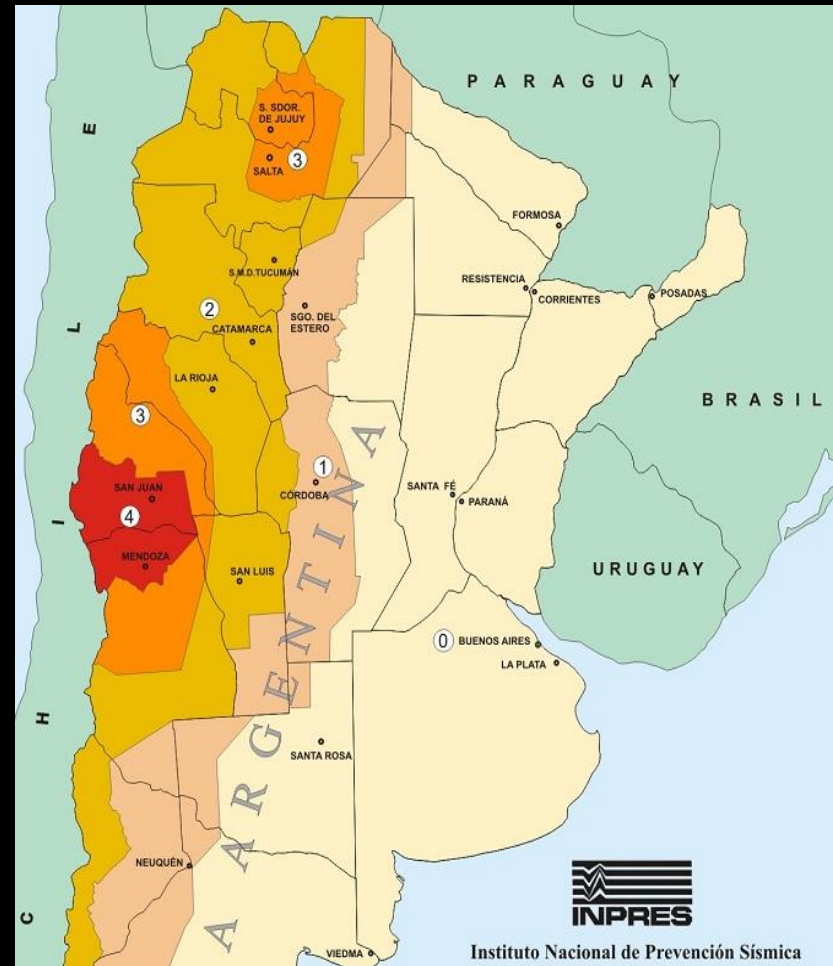
CIRSOC
Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles



**REGLAMENTO ARGENTINO
PARA CONSTRUCCIONES
SISMORRESISTENTES**

**Parte I
CONSTRUCCIONES EN GENERAL**

Julio 2013



Zona sísmica	Peligrosidad
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada



Instituto Nacional de Prevención Sísmica

DETALLES DE PUENTE

Superestructura:

14

- Vigas Longitudinales postensada
- Vigas Transversales
- Tablero

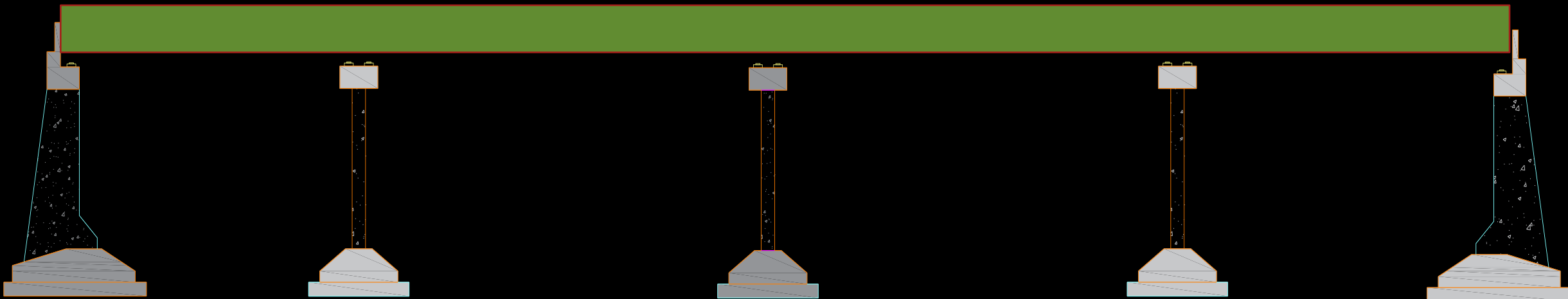
Subestructura:

- Estribos
- Pilas
- Fundación

Materiales:

- Hormigón H-30
- Hormigón H-21
- Acero ADN 420

Puente carretero: tipo viga
Longitud Total: 100 m
Nº de tramos: 4 tramos de 25 m



NIVELES DE DESEMPEÑO

15

Sismo de Diseño	Importancia del puente y vida útil restante					
	Estándar			Esencial		
	0 - 15 años	16 a 50 años	> 50 años	0 - 15 años	16 a 50 años	> 50 años
50% de probabilidad de excedencia en 75 años: periodo de retorno de aprox. 100 años	ND0	ND3	ND3	ND0	ND3	ND3
7% de probabilidad de excedencia en 75 años: periodo de retorno de aprox. 1000 años	ND0	ND1	ND0	ND1	ND1	ND2

Según la FHWA (Buckle, y otros 2006) existen cuatro Niveles de Desempeño para Puentes asociados a un determinado daño:

Nivel de desempeño 0 (ND0):

Ningún desempeño

Nivel de desempeño 2 (ND2):

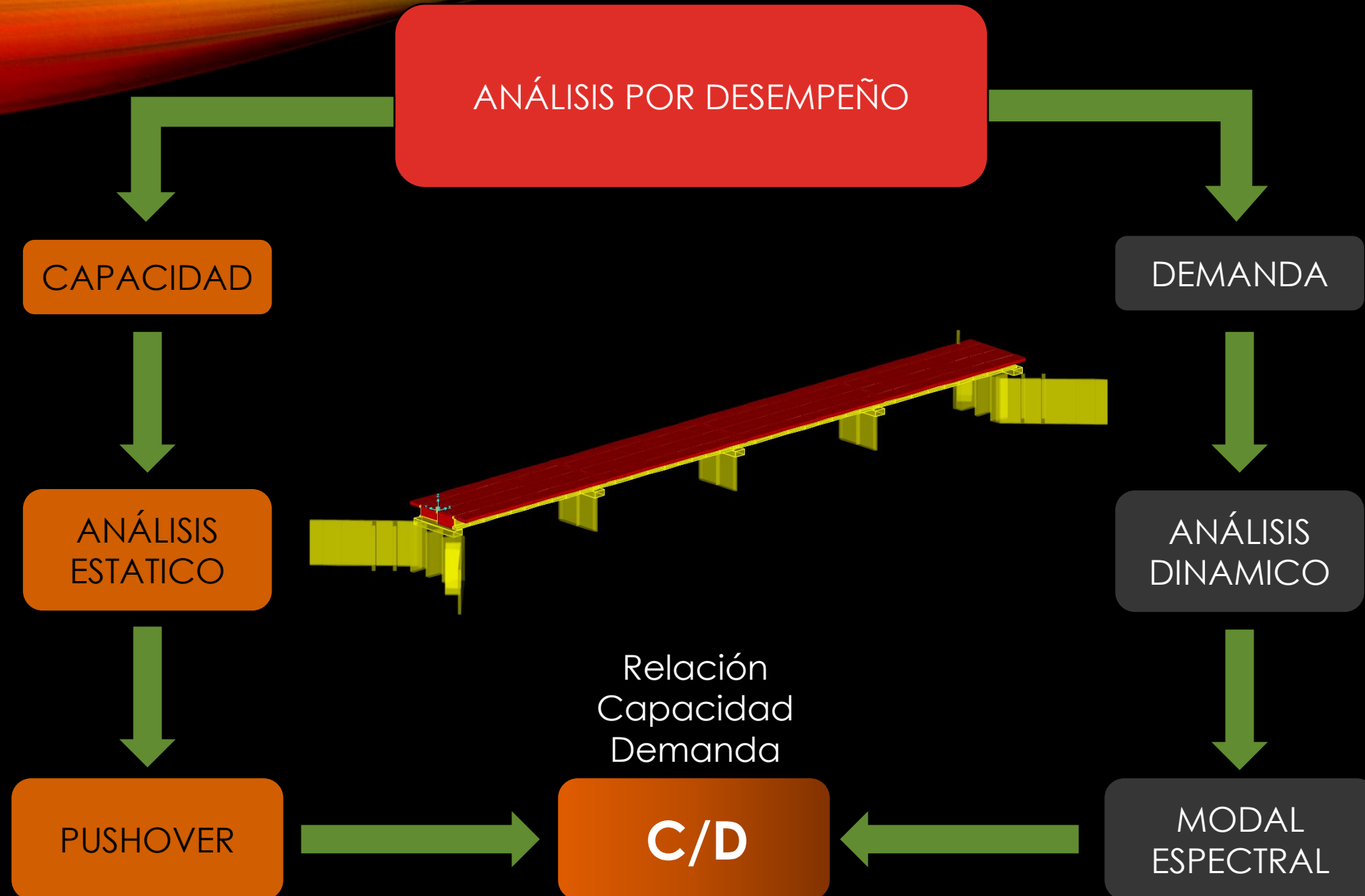
Operacional

Nivel de desempeño 1 (ND1):

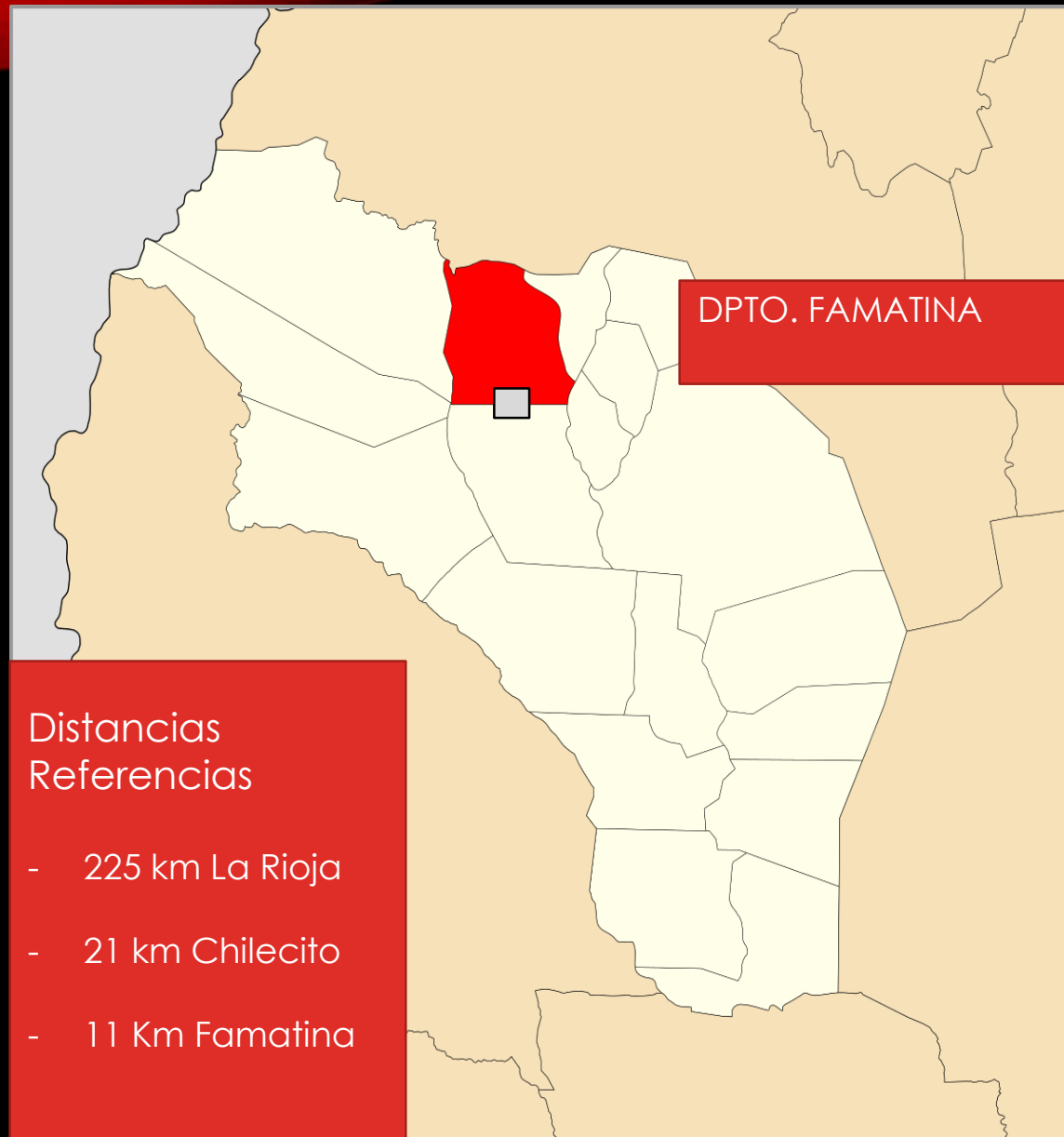
Protección de vida

Nivel de desempeño 3 (ND3):

Totalmente operacional



LOCALIZACIÓN



NIVEL DE AMENAZAS

TERREMOTO DE DISEÑO

- Peligrosidad sísmica*



Zona sísmica	Peligrosidad
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada

- Condición de sitio*

Tipo espectral	Sitio	DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELO	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO		
			Velocidad media de la onda de corte V_{sm} (m/s)	Nº de golpes medio del ensayo de penetración normalizado N_m	Resistencia media al corte no drenado S_{um} (KPA)
Tipo 2	S_D	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100

- Importancia de la construcción*

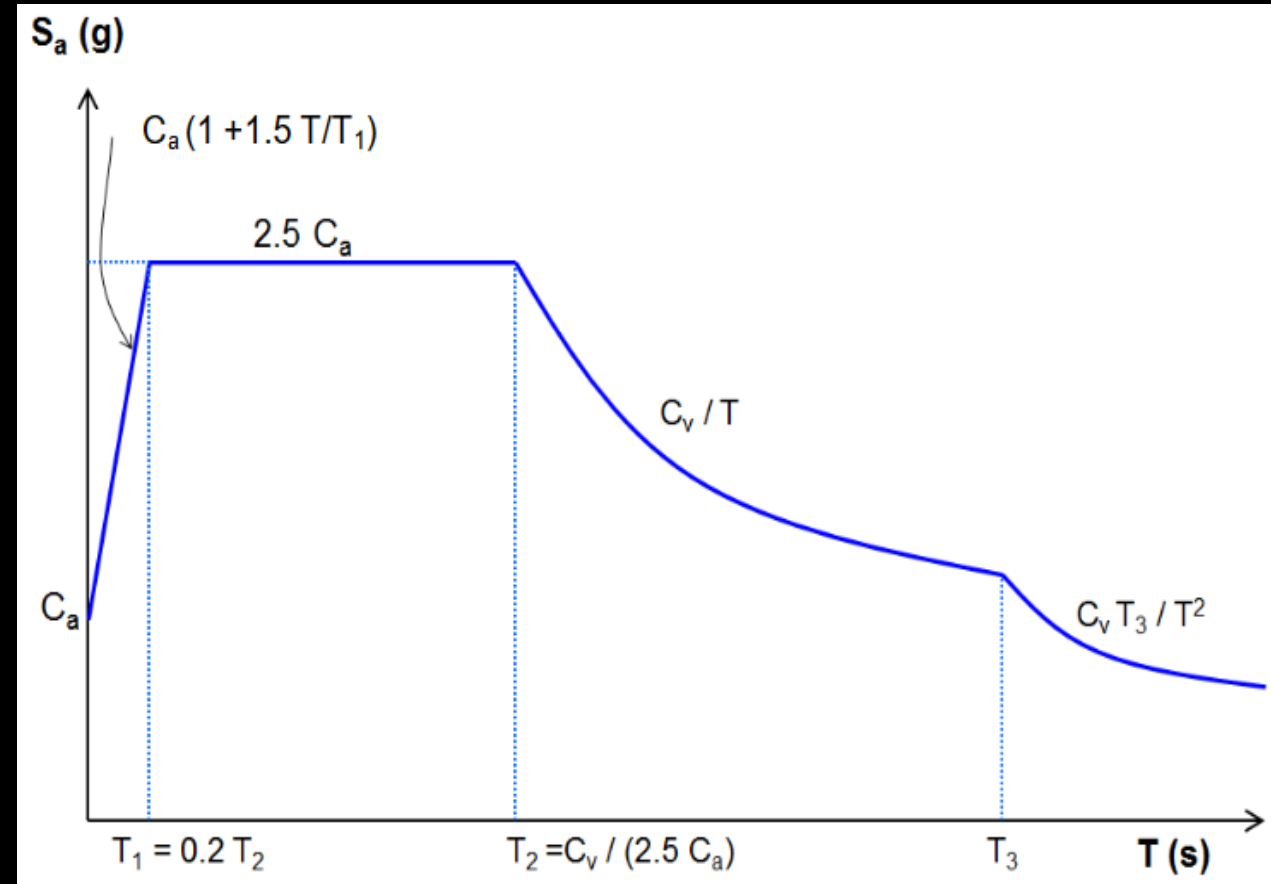
Grupo A0

Construcciones que cumplen funciones esenciales

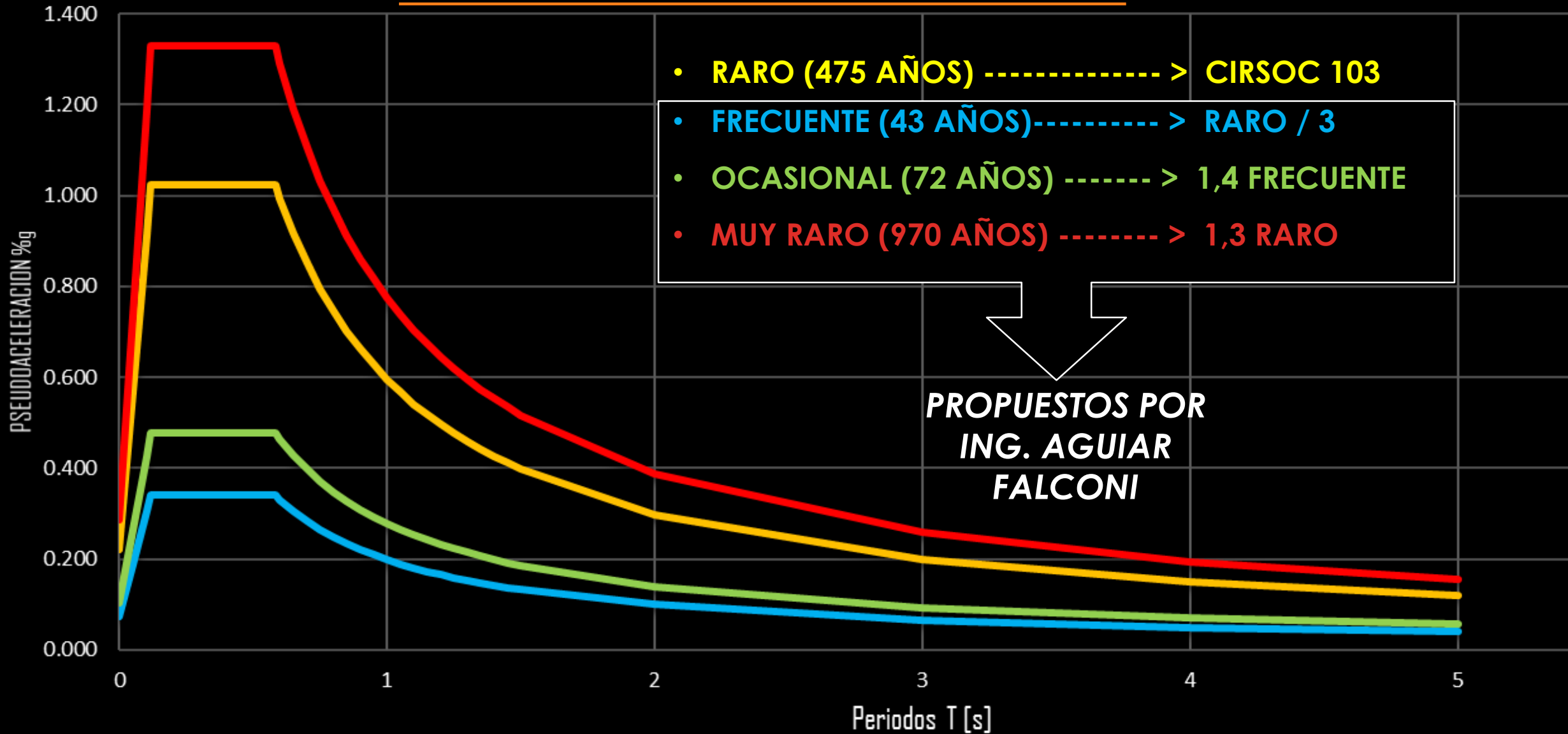
PARÁMETROS DE CONSTRUCCIÓN DE ESPECTRO DE DISEÑO

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,3\xi$		$a_s = 0,2\xi$		$a_s = 0,1\xi$		$a_s = 0,0\xi$	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
1 (S_A, S_B, S_C)	$0,37N_a$	$0,51N_v$	$0,29N_a$	$0,39N_v$	0,18	0,25	0,09	0,13
2 (S_D)	$0,40N_a$	$0,59N_v$	$0,32N_a$	$0,47N_v$	0,22	0,32	0,12	0,18
3 (S_E)	$0,36N_a$	$0,90N_v$	$0,35N_a$	$0,74N_v$	0,30	0,50	0,19	0,26

Zona sísmica	T_3 (s)
4	13
3	8
2	5
1	3



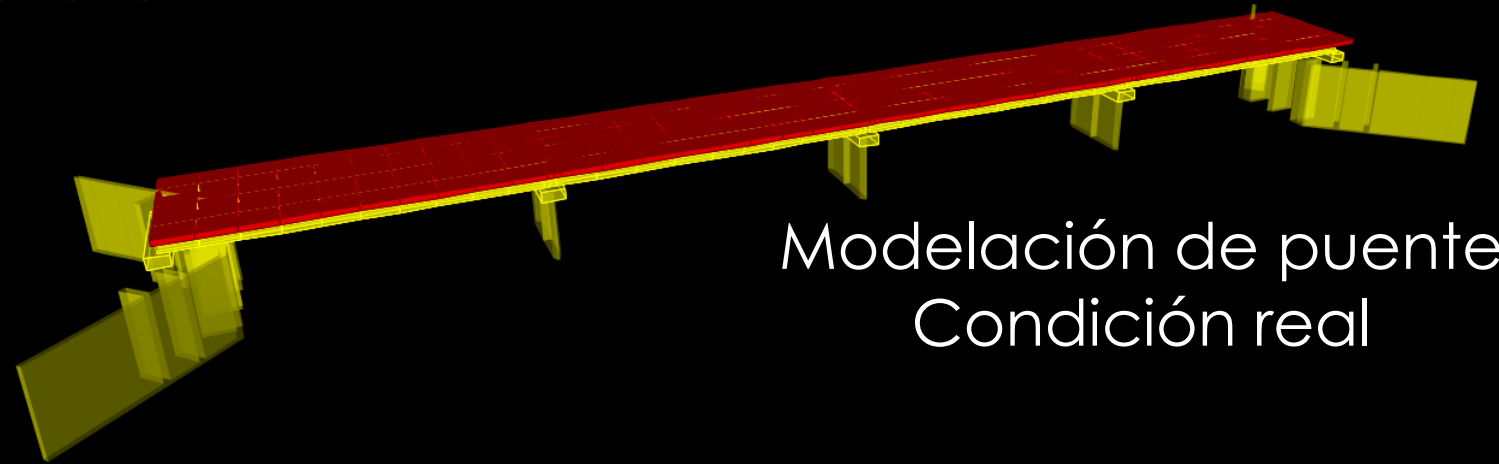
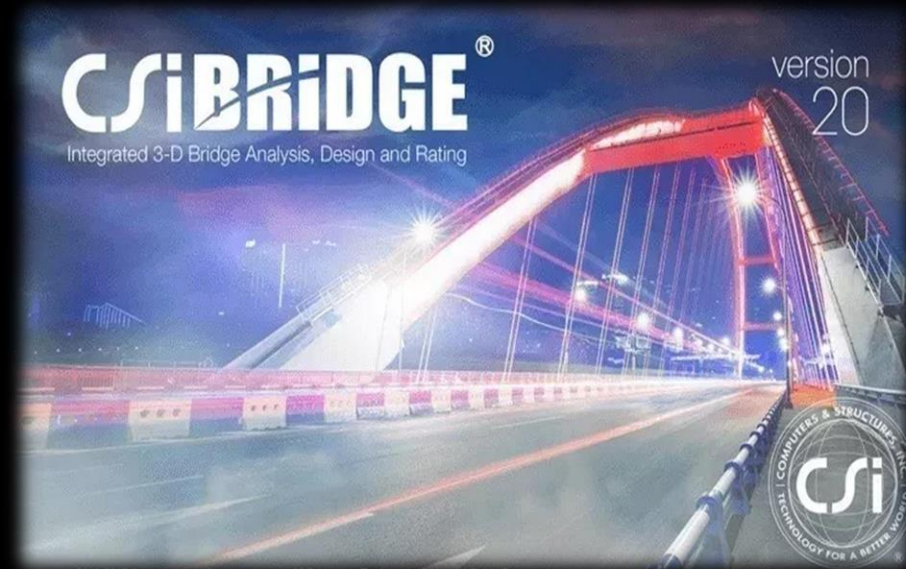
CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS



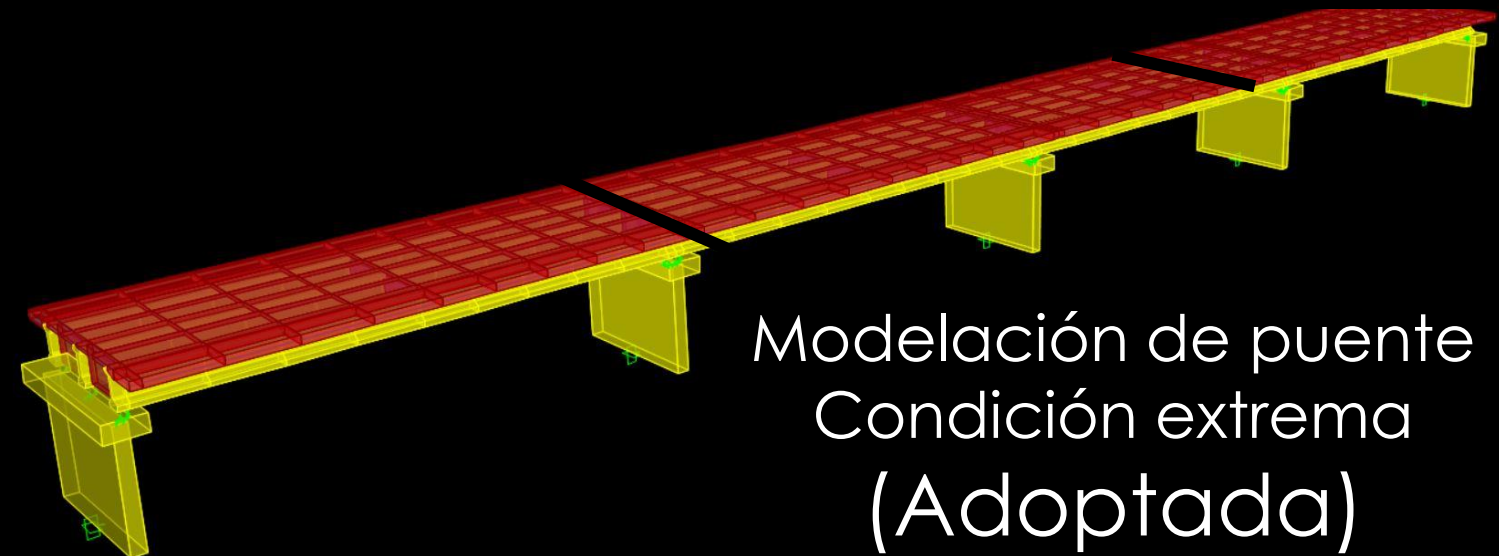
MODELADO DE PUENTE

21

SOFTWARE: CSI Bridge v20.0.0



Modelación de puente
Condición real



Modelación de puente
Condición extrema
(Adoptada)

HIPÓTESIS DE CALCULO

Pilas

Empotrada en ambos extremos en dirección transversal
Empotrada – libre en dirección longitudinal
Topes antisísmicos en ambas direcciones

Estribos

Condición extrema: sección estribo = sección pila
Topes antisísmicos en ambas direcciones

Lugar de emplazamiento

Zona sísmica 2
Sitio Sd - tipo espectral 2

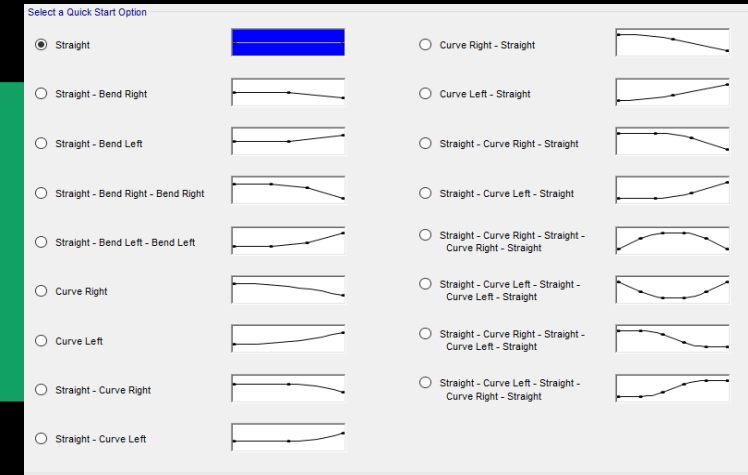
Análisis de demanda

Consideración de peso propio
Demanda Sísmica

ETAPAS DE MODELADO

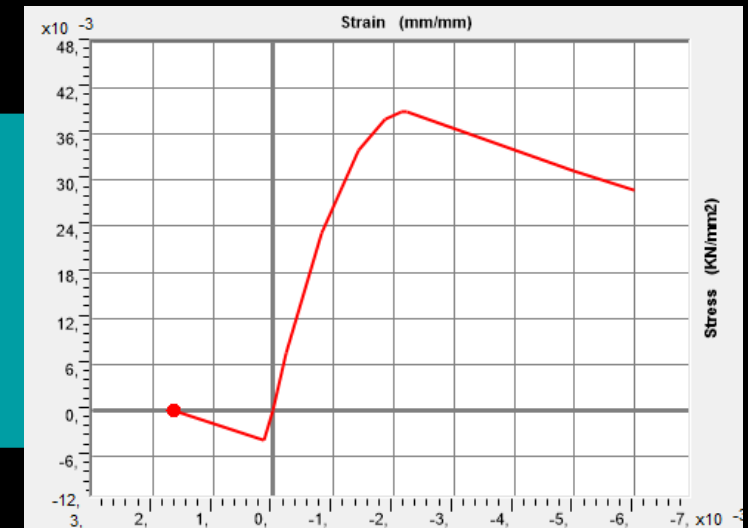
Configuración geométrica

- * Eje de puente
- * Curvatura
- * Pendientes



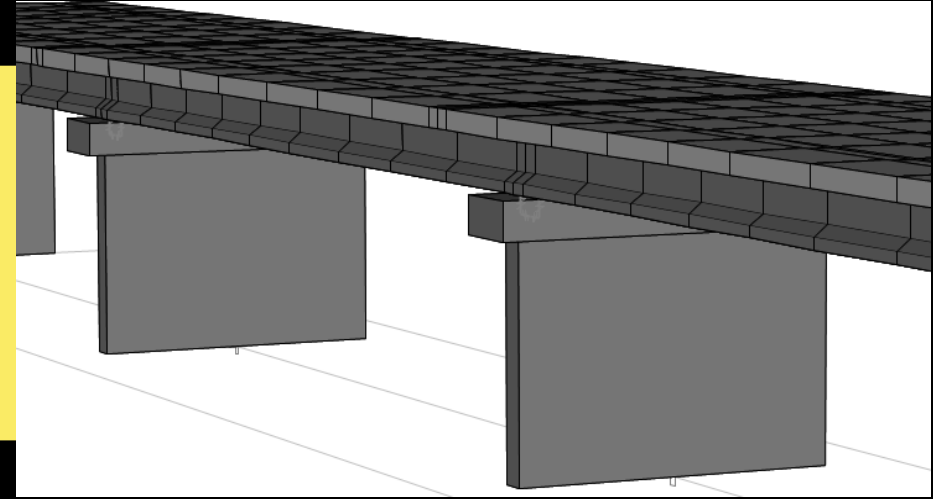
Modelación de materiales

- * Hormigón H-21
- * Hormigón H-30
- * Acero ADN 420



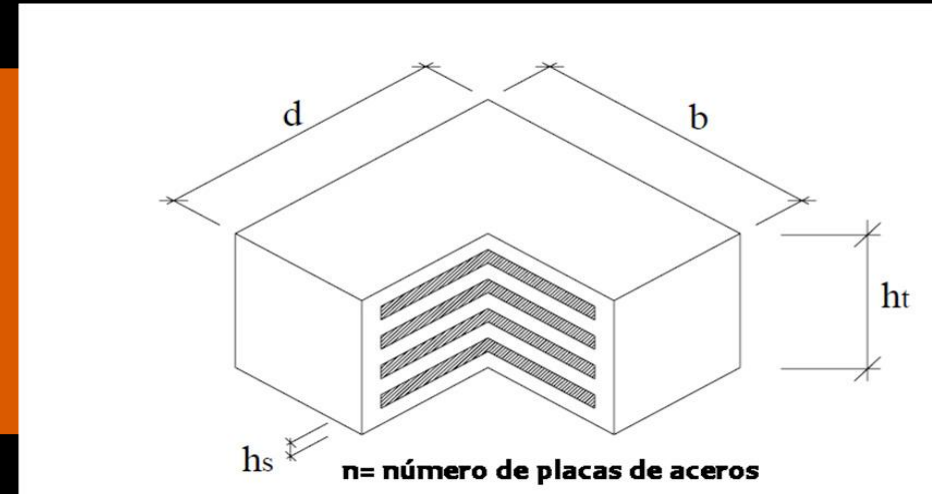
Modelación de elementos

- * Pilas
- * Vigas cabezales
- * Estribos
- * Tablero



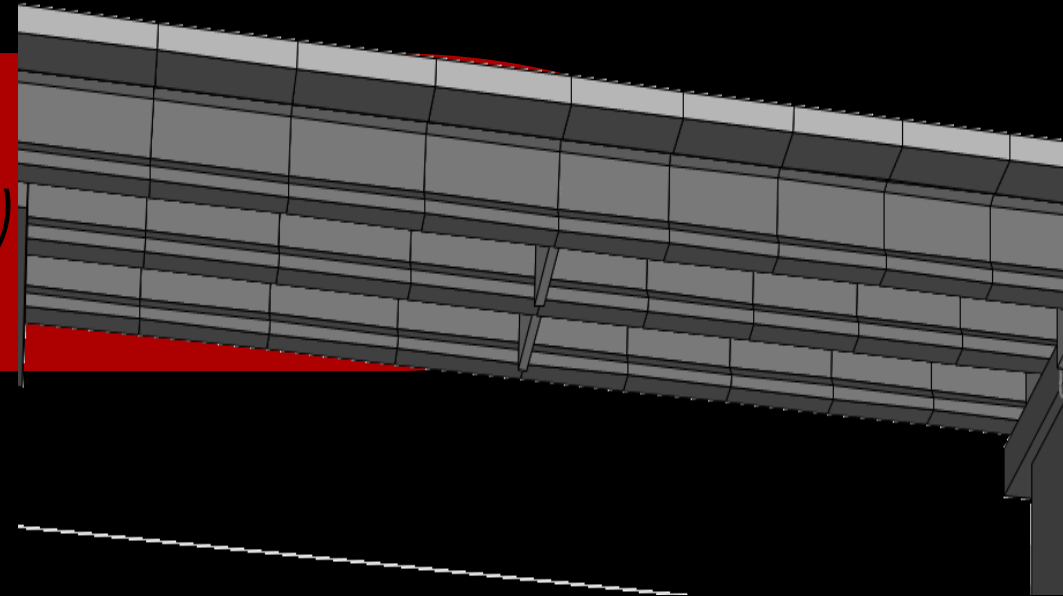
Configuración de apoyos

- * Apoyos de neopreno
- * Topes antisísmico



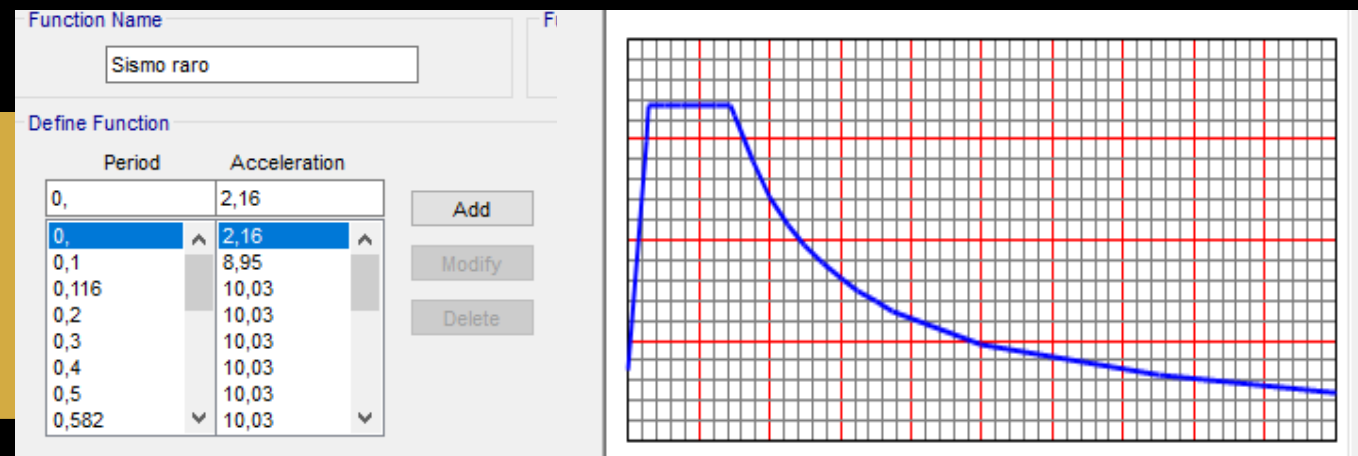
Montaje de puente

- * Definir tramos
- * Vigas Transversales (diafragmas)
- * Juntas



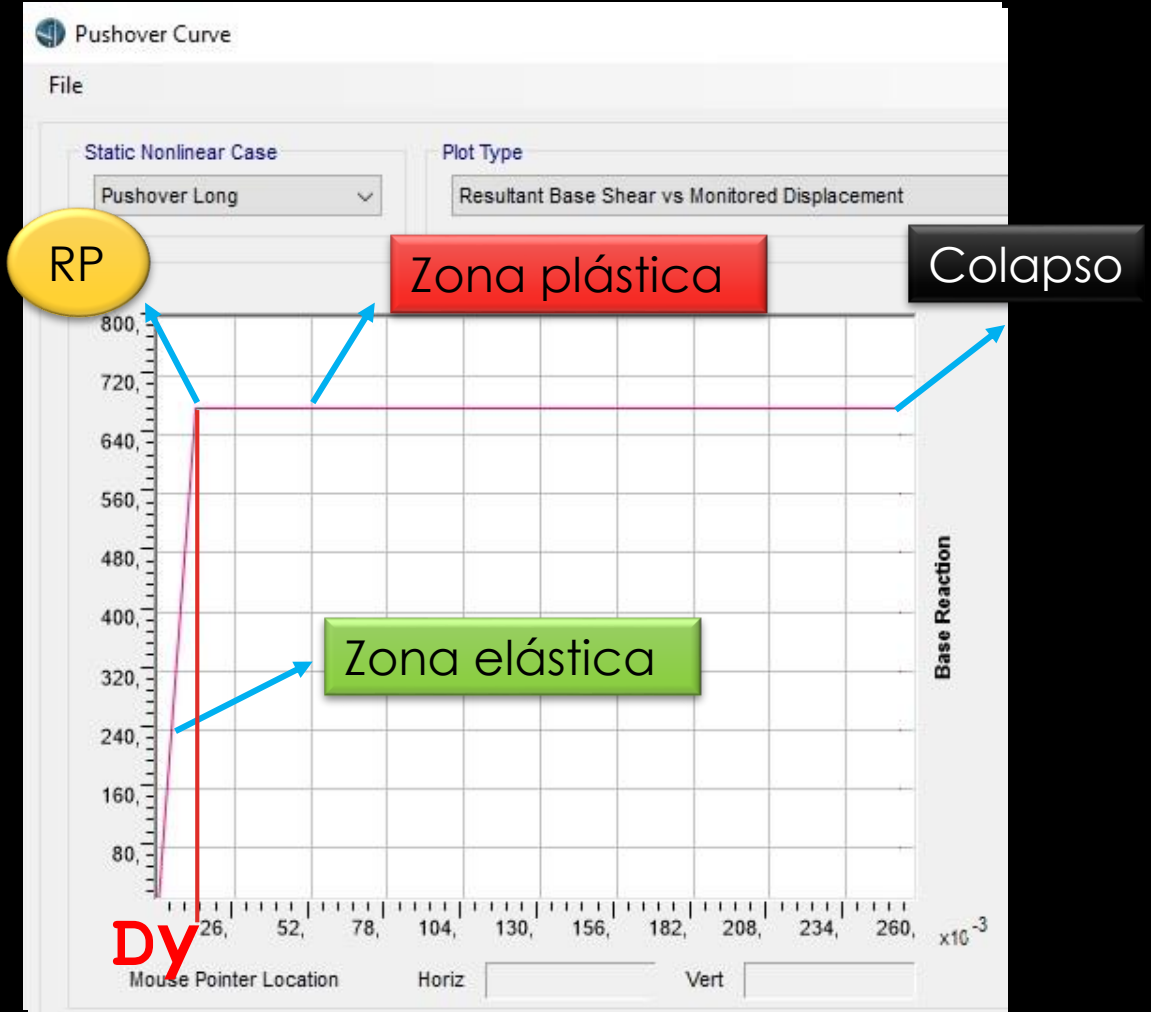
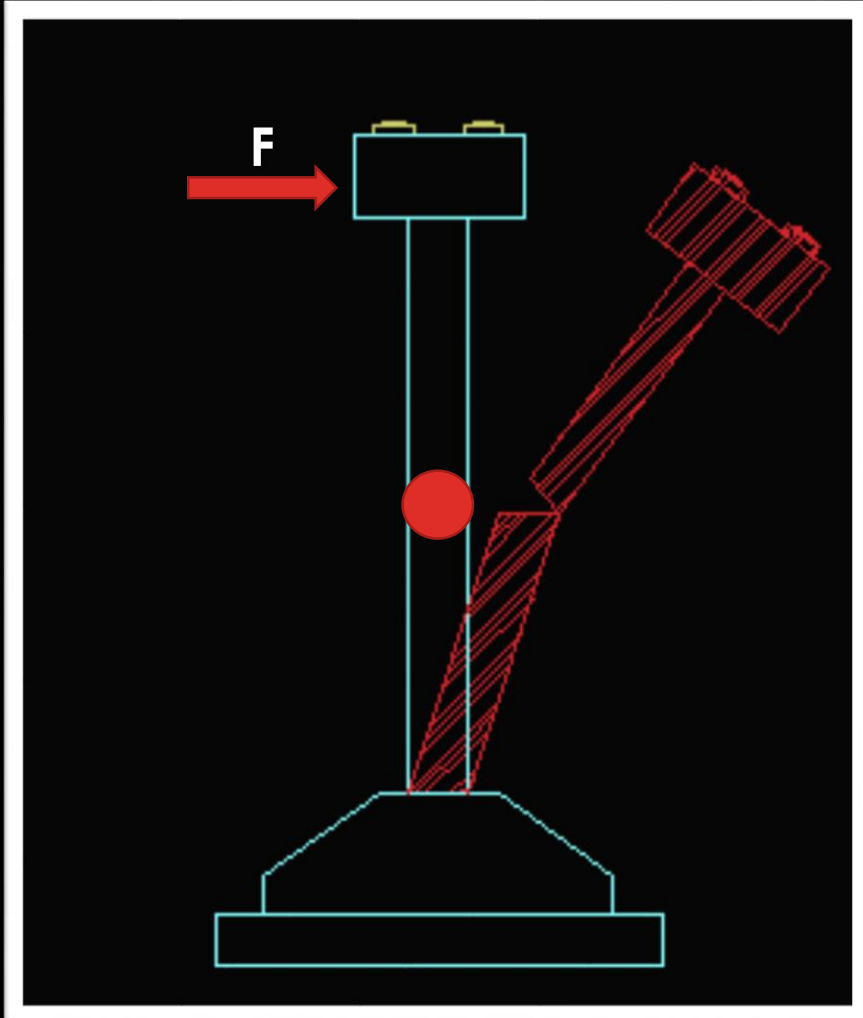
Estados de carga

- * Cargas Gravitatorias
- * Acción sísmica



CAPACIDAD FLEXIONAL

MÉTODO PUSHOVER



CAPACIDAD AL CORTE

PILA TIPO TABIQUE

SECCIÓN TRANSVERSAL

Reglamento
INPRES CIRSOC 201

$$V_n = V_c + V_s$$

- V_c : Aporte de hormigón
- V_s : Aporte de la armadura

SECCIÓN LONGITUDINAL

Priestley
(Priestley, Seible y Calvi 1996)

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

- V_c : Aporte de hormigón
- V_s : Aporte de la armadura
- V_p : Aporte de carga axial

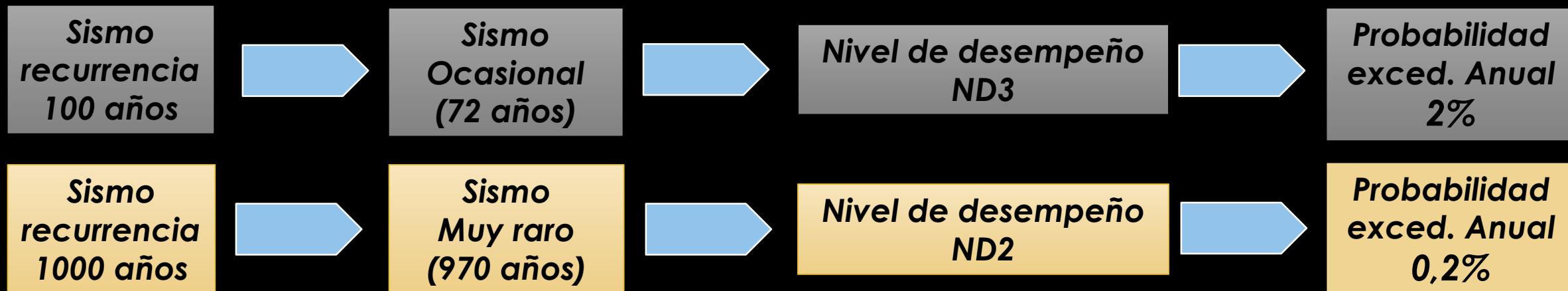
Asociación entre nivel de desempeño y estados limite

Sismo de Diseño	Importancia del puente y vida útil restante					
	Estándar			Esencial		
	0 - 15 años	16 a 50 años	> 50 años	0 - 15 años	16 a 50 años	> 50 años
50% de probabilidad de excedencia en 75 años: periodo de retorno de aprox. 100 años	ND0	ND3	ND3	ND0	ND3	ND3
7% de probabilidad de excedencia en 75 años: periodo de retorno de aprox. 1000 años	ND0	ND1	ND0	ND1	ND1	ND2

Probabilidad de excedencia admitida (Priestley)	Estado limite	Probabilidad de excedencia anual
	Prevención de colapso	0,0002
	Control de daño	0,002
	Serviciabilidad	0,01 a 0,02

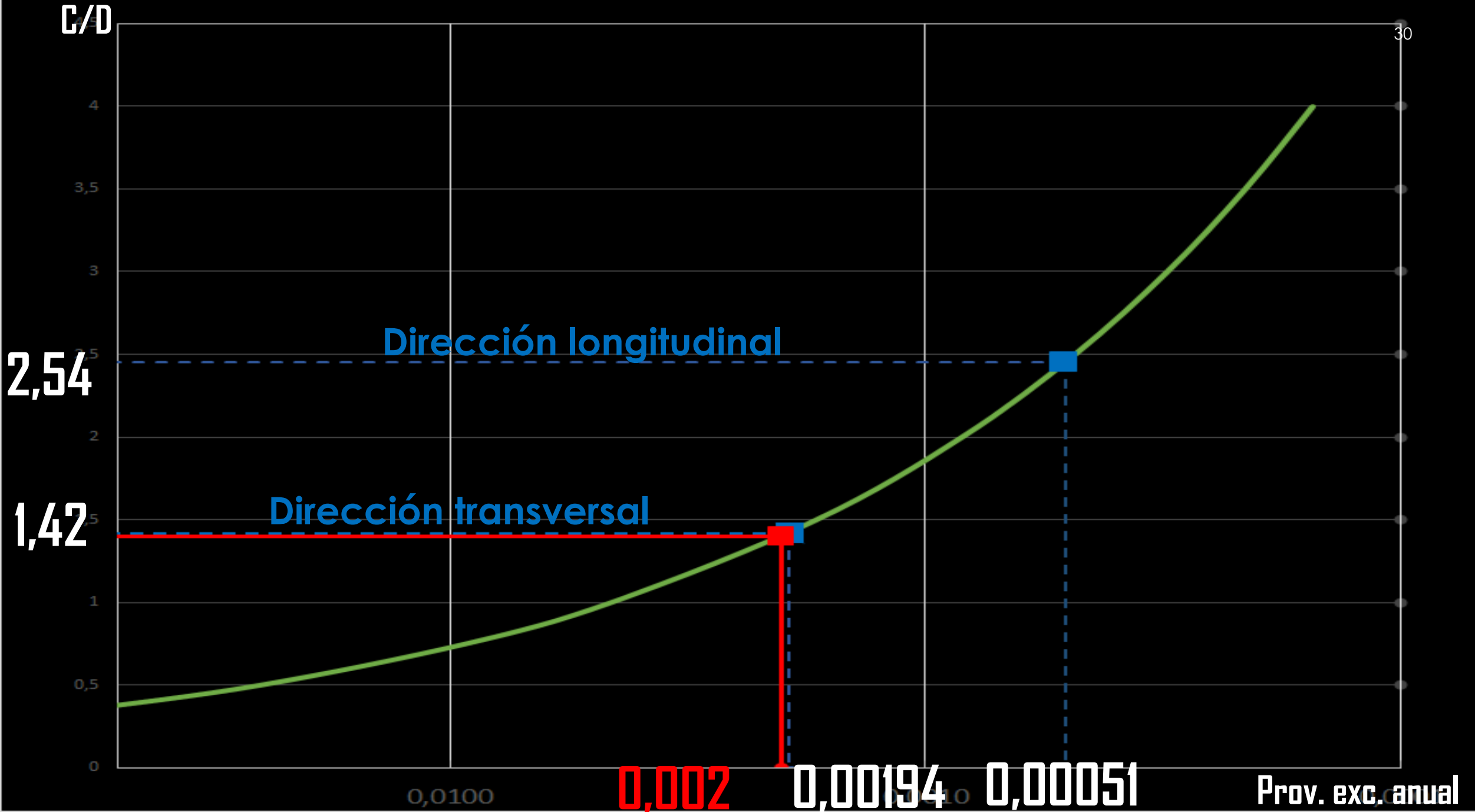
Asociación entre nivel de desempeño y estados limite

S/ FHWA		S/ PRIESTLEY	
NIVEL DESEMPEÑO	CONDICION ESPERADA	ESTADO LIMITE ASOCIADO	PROBABILIDAD EXCED. ANUAL PERMITIDA
ND1	PROTECCION DE VIDA	PREVENCION DE COLAPSO	0.02%
ND2	OPERACIONAL	CONTROL DE DAÑOS	0.2%
ND3	TOTALMENTE OPERACIONAL	SERVICIABILIDAD	1%-2 %



PROBABILIDAD ANUAL DE EXCEDENCIA

C/D



Dirección longitudinal

2,54

Dirección transversal

1,42

0,0100

0,002

0,00194

0,00051

Prov. exc. anual

30

PROBABILIDAD ANUAL DE EXCEDENCIA

C/D

31



Sismo muy raro

0,52

0,0224

0,0100

0,002

0,0010

Prov. exc. anual

VERIFICACIÓN DE CRITERIO DE PROBABILIDAD

CORTE

Estado Limite	probabilidad de excedencia Anual permitida	sismo de control	Verificacion	
			corte transversal	corte Longitudinal
Control de daño	0.20%	Muy Raro (1000 años)	0.19%	0.05%
			VERIFICA	VERIFICA

DUCTILIDAD FLEXIONAL

Estado Limite	probabilidad de excedencia Anual permitida	sismo de control	Verificacion	
			Ductilidad Flexional Longitudinal	
Serviciabilidad	2.00%	Ocasional (100 años)	0.46%	VERIFICA
Control de Daño	0.20%	Muy Raro (1000 años)	2.24%	NO VERIFICA

CONCLUSIONES

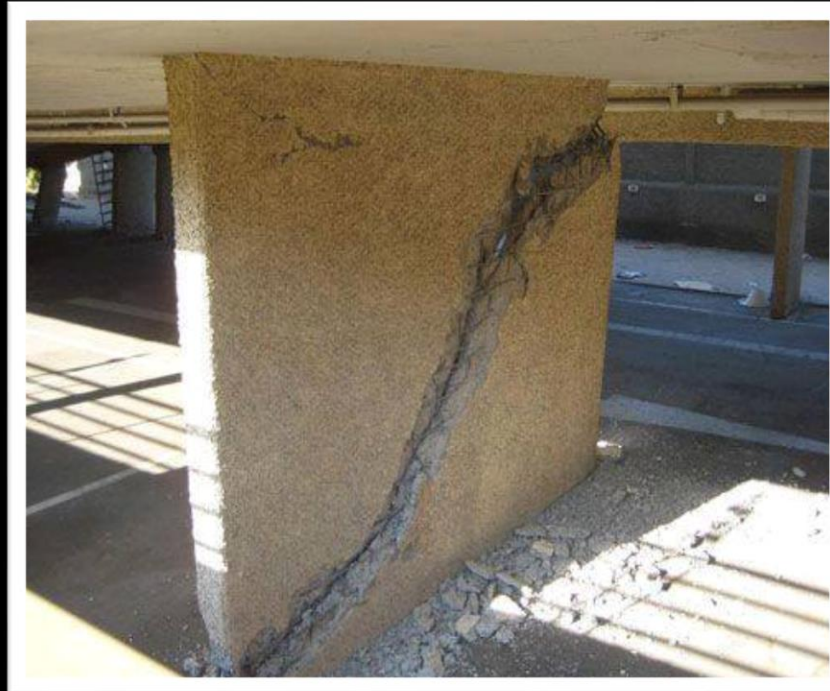
**RESISTENCIA AL
CORTE**

DIRECCIÓN TRANSVERSAL

VERIFICA

DIRECCIÓN LONGITUDINAL

VERIFICA



DESPLAZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURA

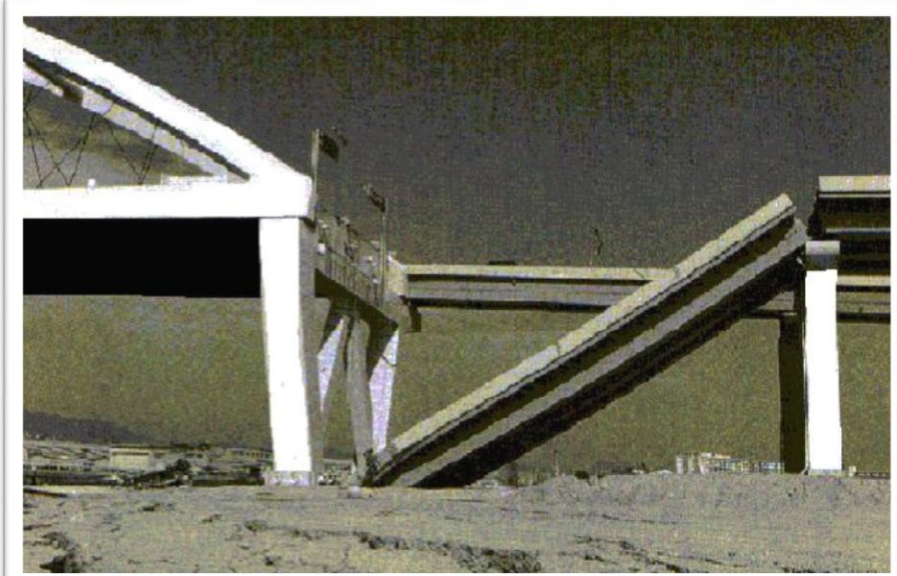
DIRECCIÓN TRANSVERSAL

DISPOSITIVO ANTISÍSMICO



DIRECCIÓN LONGITUDINAL

DISPOSITIVO ANTISÍSMICO



**DESPLAZAMIENTO
DUCTILIDAD FLEXIONAL**

DIRECCIÓN TRANSVERSAL

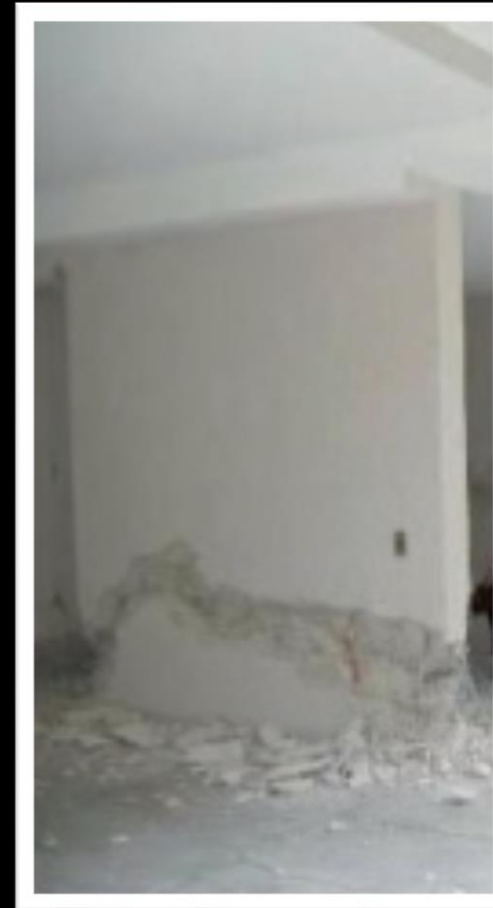
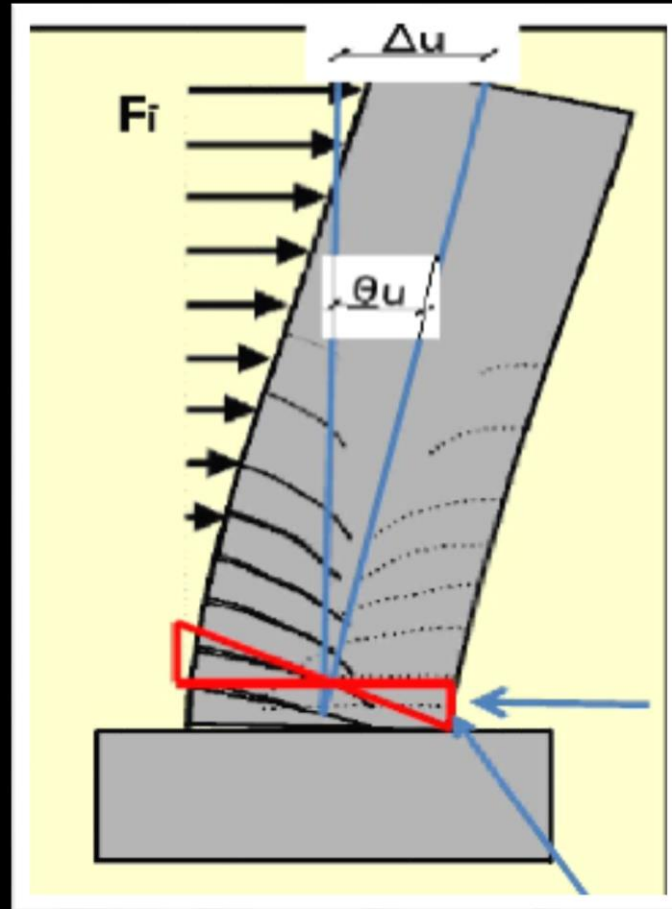
TABIQUE ROBUSTO

DIRECCIÓN LONGITUDINAL

NO VERIFICA

Para sismo muy raro

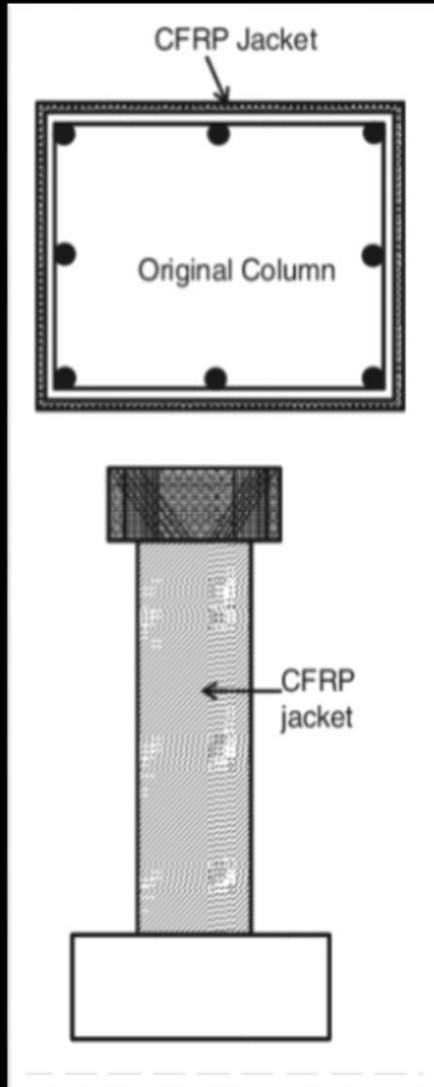
REFUERZO



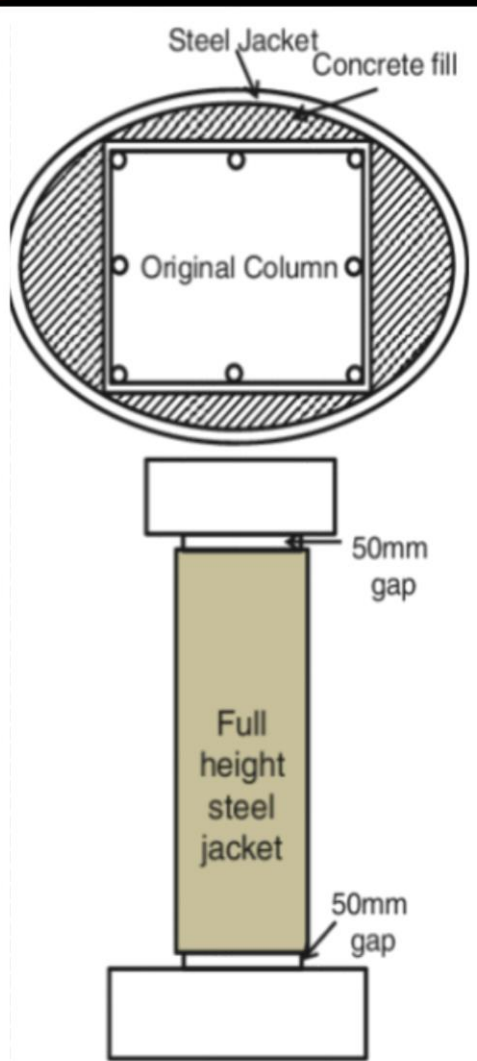
POSIBLES REFUERZOS

Refuerzo con fibra de carbono

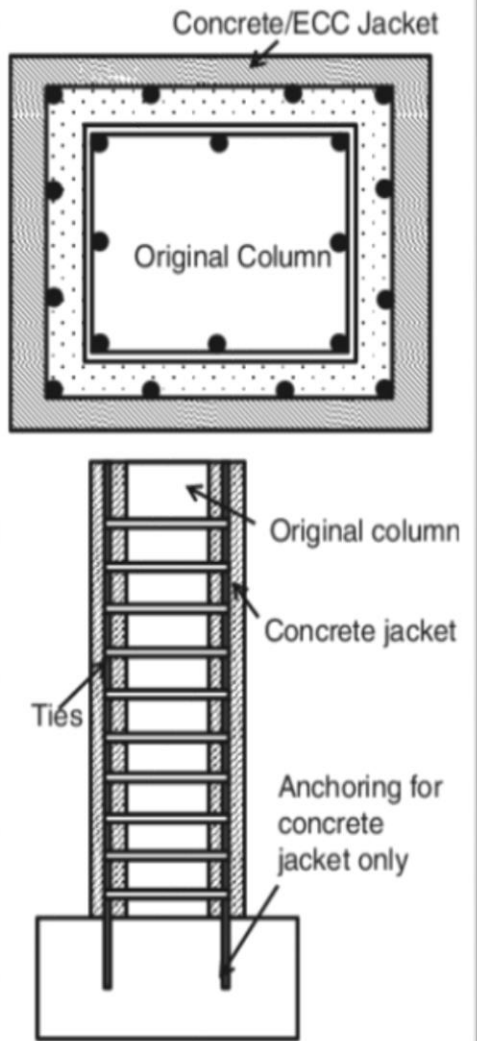
36



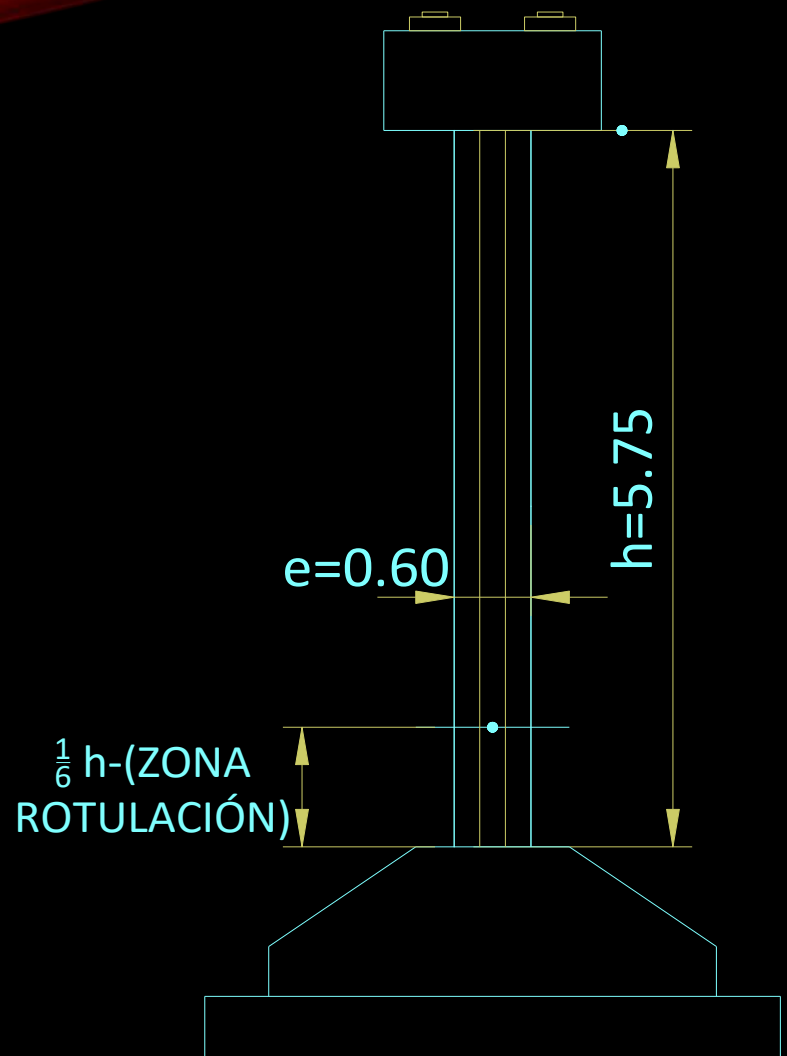
Refuerzo con camisa de acero



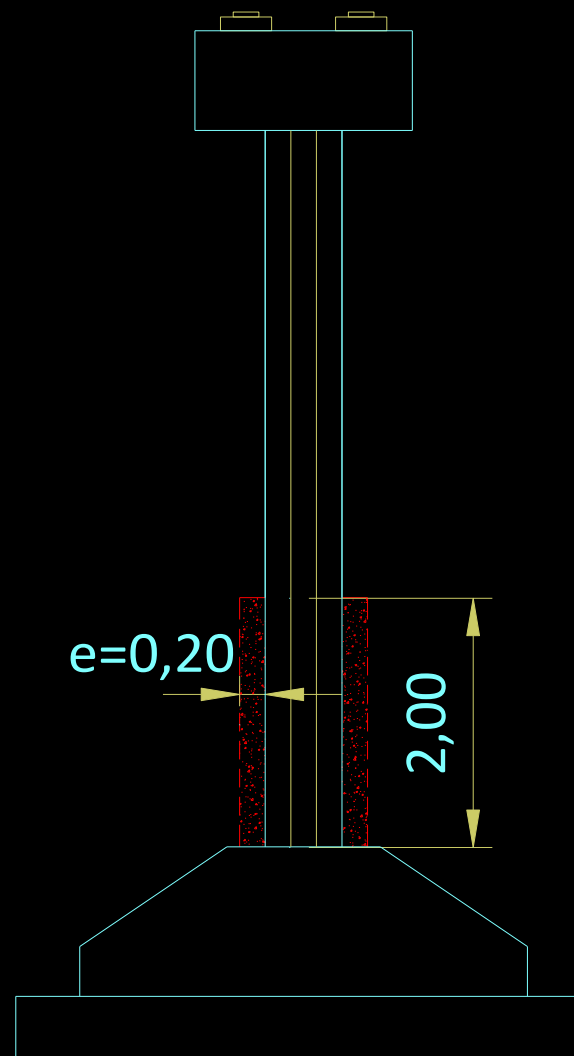
Refuerzo con recrecido de H° A°



Propuesta con recrecido de H° A°



SECCIÓN PILA EXISTENTE



SECCIÓN PILA REFORZADA
H° H21 - 1Ø16-10cm

MUCHAS GRACIAS!!!

POR SU RESPETO Y ATENCIÓN

