



**UNIVERSIDAD  
DE ANTIOQUIA**

**EVALUACIÓN DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA  
EN VIGAS DE PUENTES DE CONCRETO  
POSTENSADO**

Autores

Cristian Alejandro Banda Montoya

Yenifer Viviana Ramírez Ramírez

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería, Escuela Ambiental

Medellín, Colombia

2021



Evaluación de la Disipación de Energía en Vigas de Puentes de Concreto Postensado

**Cristian Alejandro Banda Montoya**

**Yenifer Viviana Ramírez Ramírez**

Tesis o trabajo de investigación presentada(o) como requisito parcial para optar al  
título de:

**Especialista en Análisis y Diseño de Estructuras**

Asesor:

Carlos Alberto Riveros Jerez, M.ENG., DR.ENG

Universidad de Antioquia  
Facultad de Ingeniería, Escuela Ambiental  
Medellín, Colombia  
2021.

## RESUMEN

Actualmente, una gran cantidad de países emplean en sus códigos de diseño de puentes procedimientos basados en fundamentos lineales que suponen un comportamiento no lineal y un estado de daño de los elementos durante sollicitaciones elevadas, en general, estos códigos admiten un comportamiento inelástico basados en lo que llaman el coeficiente de disipación de energía; este coeficiente es un índice directo de la capacidad de deformación que tendrá el elemento de estudio; por tanto se tienen diferencias entre la concepción que se debería tener ante un aspecto tan importante como es la disipación de energía.

En aras de evaluar los procedimientos establecidos por los diferentes códigos de diseño y promover metodologías más adecuadas para la estimación de los coeficientes de disipación de energía, se usarán diferentes metodologías de diseño empleadas por normativas extranjeras, de acuerdo al comportamiento inelástico que se espera por los códigos, se establecerán los estados límites de daño.

**Palabras clave:** Deformación, análisis no lineal, estados de daño, disipación de energía, ductilidad.

## INTRODUCCIÓN

Históricamente, se han empleado valores “R” para definir el comportamiento que tendrán los diferentes elementos que componen un puente ante solicitaciones elevadas y que superan el rango lineal. El objetivo de esta metodología es cuantificar de alguna manera la capacidad de disipación de energía, a pesar de que no se tienen evidencias de que la solicitación generará un límite de esfuerzos; es decir, se supone más no se asegura que efectivamente la capacidad de disipación de energía obedece a los valores de “R” propuestos. El diseño se realiza valorando que tendrá un estado de daño aceptable y que brindará seguridad a la vida como factor primordial.

Ya que no se puede cuantificar un comportamiento inelástico de los elementos, con las metodologías empleadas hasta el momento en el mundo; puesto que es impredecible el comportamiento bajo solicitaciones elevadas debido a diferentes factores durante el proceso de ejecución de un puente. Es por esto que la falla de un puente no siempre se debe atribuir a una falla en la supervisión durante la construcción, también es posible que implique una mala concepción durante el diseño.

De igual forma, influyen aspectos previos a la ejecución del proyecto definitivo, como, por ejemplo: el estudio geotécnico, estudios hidrológicos e hidráulicos y otros estudios. Desde otro punto de vista, los puentes son estructuras en las que todos sus elementos intervienen para definir su comportamiento estructural, si se tiene un elemento con fallencias desde la parte estructural, posiblemente la estabilidad global del puente necesitará una revisión o una inspección general para determinar la intensidad de daño.

Una de las finalidades de la ingeniería estructural, es evitar la falla de los puentes que se conciben siguiendo diferentes normativas de diseño a nivel mundial. Estas normativas convergen en el siguiente criterio, las solicitaciones que debe soportar el puente en cuestión deben ser mayores a las solicitaciones que pueden actuar o generarse durante la vida útil del puente. En caso tal de que ocurra lo contrario, el puente tiene probabilidad de llegar a fallar; donde la falla ingenieril no se manifiesta como el colapso total, se puede valorar como la incapacidad de un material o elemento de desempeñar su función de manera satisfactoria.

La capacidad de disipación de energía, es la capacidad que tiene un sistema estructural de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia, y se analiza, con el fin de reducir las solicitaciones que debe soportar la estructura, mediante la demanda de deformación y esfuerzos producidos por el sismo, esto se logra mediante el coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$ , el cual depende de la ductilidad del sistema estructural y de la demanda sísmica a la que se espera que estará sometida la estructura.

### **ALCANCE**

Con el pasar de los tiempos, en la industria de la construcción, nace la necesidad de mejorar las técnicas en los procesos constructivos y en los materiales. Debido a las grandes catástrofes ocasionadas por fenómenos naturales como los sismos, se ha buscado que las estructuras tengan mejor capacidad de disipación de energía. Por ello, se han desarrollado nuevas tecnologías para el uso de los materiales y metodologías para la evaluación de los elementos.

El análisis ductilidad por desplazamiento y curvatura de la estructura resulta necesario debido a que el concreto es un material frágil y considerablemente débil ante los esfuerzos de tracción, por lo anteriormente expuesto, es primordial disponer refuerzo de acero para atender las solicitaciones de estos esfuerzos. Una falla frágil en elementos de concreto sería catastrófica y sin índices que reflejen la falla, presentándose de manera súbita; por el contrario; una falla dúctil de elementos de concreto presenta grandes deformaciones, mostrando lo cercano que está el momento de falla y brindando un tiempo prudencial para pensar en la remediación más adecuada para el elemento afectado.

## **OBJETIVO PRINCIPAL**

Realizar una evaluación de la disipación de energía de vigas en puentes de concreto postensado, verificando los valores mínimos de ductilidad por curvatura y desplazamiento que se obtienen para cada metodología y hasta qué punto el uso de cada una de estas metodologías toma la seguridad como factor primordial.

### **Objetivos específicos**

Presentar las limitaciones y consideraciones que se deben tener a la hora de realizar un análisis estructural con el factor de disipación de energía, bajo diferentes puntos de vista a nivel mundial para puentes construidos mediante concreto postensado.

Investigar a cerca de las diferentes metodologías usadas para el análisis de disipación de energía mediante la ductilidad, por organizaciones constituidas de diseño de puentes.

Realizar un análisis cualitativo mediante un software de elementos finitos de los diferentes comportamientos que puede obtener un elemento modelado siguiendo las indicaciones de las normativas.

Indagar bajo algunas normativas que han sido empleadas en el mundo, la capacidad de disipación de energía estimada por cada una de estas.

Exponer de manera clara los aspectos esenciales, que se deben considerar durante el análisis de ductilidad por curvatura y desplazamiento en puentes de concreto postensado.

## **DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN ELEMENTOS POSTENSADOS**

Al momento de diseñar un puente desde el área estructural, la capacidad de disipación de la energía se refleja en la capacidad de absorber la energía provocada por el sismo y disiparla, de forma tal, que pueda deformarse sin llegar al colapso y generando un nivel de daño que como máximo se encuentre en el intervalo de seguridad a la vida.

Las cargas sin importar su origen, realizan un trabajo sobre el elemento, lo cual genera la fluencia y posteriormente la ruptura; el punto de fluencia del elemento divide el proceso de falla en dos porciones de comportamiento ante los esfuerzos. Una sección es regida por una relación de esfuerzos lineal, donde la deformación es directamente proporcional a la carga hasta el nivel de fluencia, denominado rango elástico; bajo este principio se encuentra regido el procedimiento de diseño de la mayoría de normativas a nivel mundial.

Posteriormente al nivel de fluencia se tienen deformaciones permanentes atribuidas a la energía disipada por el elemento, denominado rango inelástico. Actualmente, el comportamiento inelástico de los elementos se resume en un factor que divide las fuerzas sísmicas trayendo consigo una menor demanda de disipación de energía o para casos de carga diferentes al sísmico se presume que el elemento tiene la suficiente resistencia, adicionalmente que su desempeño será óptimo trayendo consigo seguridad para los usuarios del puente y daños mínimos o reparables.

Realizar el diseño de estructuras de concreto reforzado para que ante un evento sísmico permanezcan en el rango elástico, generaría estructuras de grandes dimensiones y de un alto costo, lo cual las haría inviables. A raíz del estudio del comportamiento de los materiales constitutivos de las estructuras se ha establecido el comportamiento inelástico de los mismos. Esto ha sido introducido en los códigos de diseño estructural, con el fin de generar estructuras que ante eventos sísmicos, sobrepasen el límite elástico y se comporten dentro del rango inelástico debido a su carácter extremo (AASHTO, 1997), (AASHTO, 2007) (AIS, 2010).

Con base en lo anterior, se desarrolla el concepto de una propiedad mecánica llamada ductilidad, esta se refiere a su capacidad de mantener su resistencia para deformaciones muy superiores a aquella para la que se inició la fluencia, es decir, que la estructura puede incursionar en el rango inelástico de deformación sin que llegue al colapso. La ductilidad es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos o que demanden una capacidad que se encuentre por niveles mayores a la fluencia, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y, además, pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento (Figura 1).



**Figura 1.** Comportamiento de un material dúctil vs un material frágil (Universidad Tecnológica del Pereira)

La ductilidad de los elementos que componen un puente, es un factor vital para las condiciones de seguridad, ante las diferentes situaciones de falla que se pueden presentar por cargas de servicio excesivas o cargas dinámicas derivadas de eventos extremos. Cuando se realiza un análisis de ductilidad, se busca estimar que la cantidad de acero pre esforzado y no tensado, dispuesto en la sección transversal de estudio, se encuentre en un estado de fluencia antes que el concreto, para evitar la falla frágil que este último tiene por naturaleza, la cual se vería reflejada en un colapso abrupto de la estructura, debido a que no se tiene una redistribución de esfuerzos que permita una evacuación en un lapso prudencial de tiempo.

En la literatura se habla de 4 metodologías para calcular el valor de la ductilidad para los elementos de concreto, las cuáles se basan en análisis cualitativos no lineales, que se expresan en términos de desplazamiento, rotación, curvatura y deformación unitaria. En primer lugar, se encuentra la ductilidad por desplazamiento, la cual se obtiene al dividir el desplazamiento lateral máximo de la estructura y el desplazamiento en el nivel de fluencia ( $\mu = \Delta u / \Delta y$ ). Otra forma es encontrar el factor de ductilidad rotacional utilizado en algunos análisis ( $\mu = \theta u / \theta y$ ), definido como el cociente entre el giro máximo de la rótula plástica en el extremo de un elemento y el giro en el extremo del elemento al nivel de fluencia. Para el tercer procedimiento se tiene la evaluación mediante las deformaciones unitarias, para este caso se define el cociente entre la deformación unitaria última y la deformación unitaria ocasionada por la fluencia ( $\mu = \varepsilon_u / \varepsilon_y$ ). Finalmente, la información necesaria para la revisión del comportamiento dúctil de la sección transversal, está expresada por el factor de ductilidad por curvatura, donde se evalúa mediante un cociente entre la curvatura máxima



de la sección y la curvatura ocasionada por la fluencia ( $\mu = \Delta u / \Delta y$ ), este último es un índice mucho más significativo comparado con los otros, dado que, una vez se inicia la plastificación del elemento, las deformaciones se concentran en las posiciones de las rotulas plásticas y tendrán una magnitud diferente, ocasionada por el desplazamiento adicional producido por el giro último (Thompson, 1980).

Los valores de ductilidad anteriormente mencionados, se estiman en el intervalo inelástico, dado que la aplicación de la carga ocurre después de la fluencia del acero de refuerzo, allí la energía se asocia al daño que puede sufrir la estructura y que puede derivarse en su falla; mientras que en el intervalo elástico, la energía que se tiene es una medida de la resiliencia del material.

Se pretende realizar una revisión del comportamiento de un elemento y como influye la normativa sobre la disipación de energía en vigas de concreto postensado, verificando los valores mínimos de ductilidad por curvatura y desplazamiento, que se obtienen para cada metodología y hasta qué punto estas toman la seguridad a la vida como factor primordial.

En el análisis de los estados límite de daño como medida de referencia se evalúan las teorías propuestas por diferentes autores, entre ellos Priestley et al, (2007), donde se definen la capacidad de disipación de energía e intervalos de esfuerzos para el concreto, empleados por diferentes metodologías a nivel mundial.

La evaluación del factor de disipación de energía, se realizará en puentes de concreto postensados, pues este proporciona eficiencia al material a nivel estructural y disminuye el agrietamiento que presenta el concreto por su naturaleza. Los esfuerzos de tracción disminuyen y/o se anulan y, esto a su vez permite el mejoramiento estructural de un elemento; así el material se mantiene bajo tracciones admisibles.

## **ANÁLISIS NO LINEAL DE PUENTES EN CONCRETO POSTENSADO**

Inicialmente, se determinó el coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica, nombrado por los autores como  $R_{\mu}$ , fue desarrollado por Newmark N. 1962, con base en

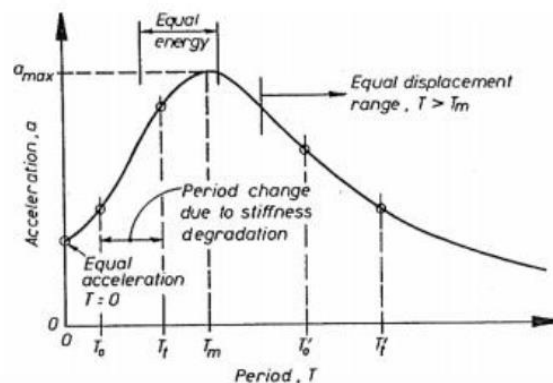
las clásicas reglas de igual desplazamiento y de igual energía. La propuesta realizada por ellos, se resume en la Tabla 1 donde es claro que en esa época se tenía bien claro que el factor depende de los periodos “T” y la ductilidad de las estructuras “ $\mu$ ”.

**Tabla 1.** Coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica  $R_\mu$ . (Newmark N. 1962)

Período	$R_\mu$
$T = 0$	1
Períodos cortos	$\mu$
Períodos moderados	$\sqrt{2\mu - 1}$
Períodos largos	$\mu$

Aunque esta propuesta fue realizada a mediados del siglo pasado, todavía tiene vigencia para periodo  $T = 0$  y periodos largos. Para periodos intermedios el concepto se ha actualizado por varios autores.

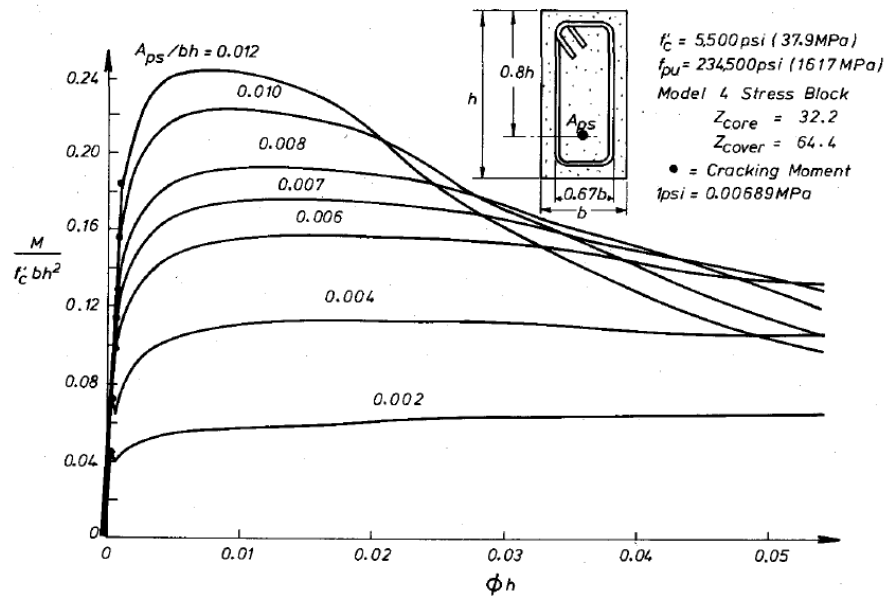
(Newmark N.M. and W.J. Hall 1973) con una investigación fueron el punto de partida y de referencia para la mayoría de los planteamientos subsecuentes. Para estructuras con periodo natural mayor al valor pico del espectro elástico de respuesta y para el sismo en consideración, se puede observar que el desplazamiento máximo alcanzado por el sistema inelástico, es muy similar al desplazamiento obtenido del mismo sistema, con la consideración de que tiene resistencia ilimitada y elástica, como se muestra en la Figura 2.



**Figura 2.** Influencia del periodo en la reducción de fuerza por ductilidad (Paulay T. Priestley M. J. N 1991).

Adicionalmente con base en el análisis de Park, R, and Thompson, K.J. (1980), se establecieron evaluaciones de ductilidad en laboratorio y pruebas analíticas mediante unos límites de deformación y resistencia establecidos por los autores.

A continuación, en la Figura 3 se presenta la variación de la curva de Momento flector - Curvatura para una sección excéntricamente postensada por un tendón a una profundidad efectiva de  $0.8h$  para una cantidad de acero dada mediante la relación  $A_{ps}/h$ .



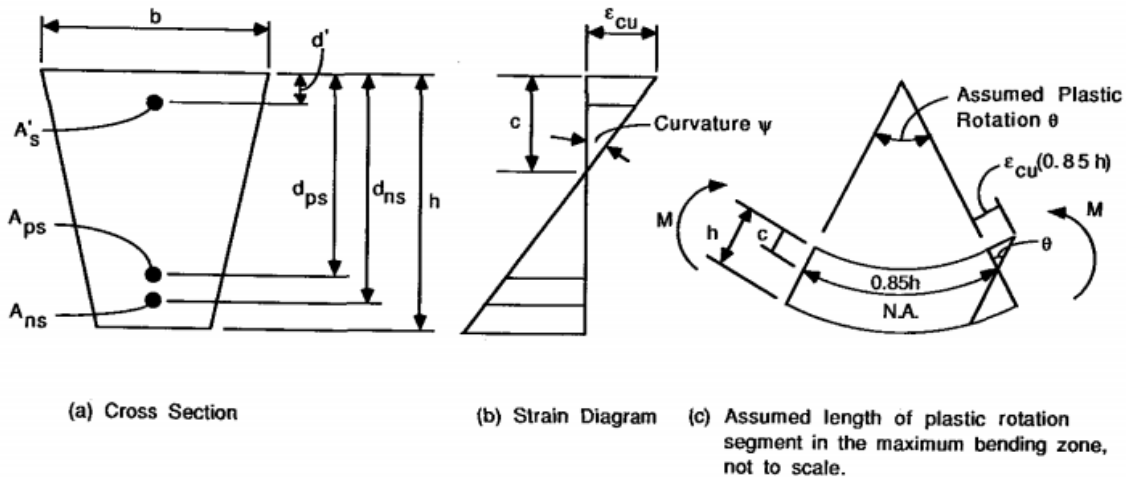
**Figura 3.** Efecto del contenido de acero postensado sobre la relación momento curvatura con una posición fija del tendón. Park, R, and Thompson, K.J. (1980).

A partir de esta gráfica se puede determinar que a medida que el acero de refuerzo postensado aumenta, el momento asociado aumenta igualmente, además la geometría de la sección transversal realiza un aporte constante al momento resistente.

Varios códigos requieren la ductilidad del miembro limitando la cantidad máxima de refuerzo de flexión. Dentro de los beneficios de la ductilidad se encuentra las grandes deflexiones y, por lo tanto, la advertencia antes de fallar. La ductilidad también es importante para el diseño sísmico y la redistribución de momentos en miembros continuos.

Un buen indicador de ductilidad es la curvatura de la sección, que es la segunda derivada de la deflexión. Con referencia a la Figura 4, la curvatura de la sección,  $\psi$ , está definido por la relación:

$$\psi = \frac{\epsilon_{cu}}{c}$$



**Figura 4.** Relación de ductilidad a la flexión (Skogman et al, 1988)

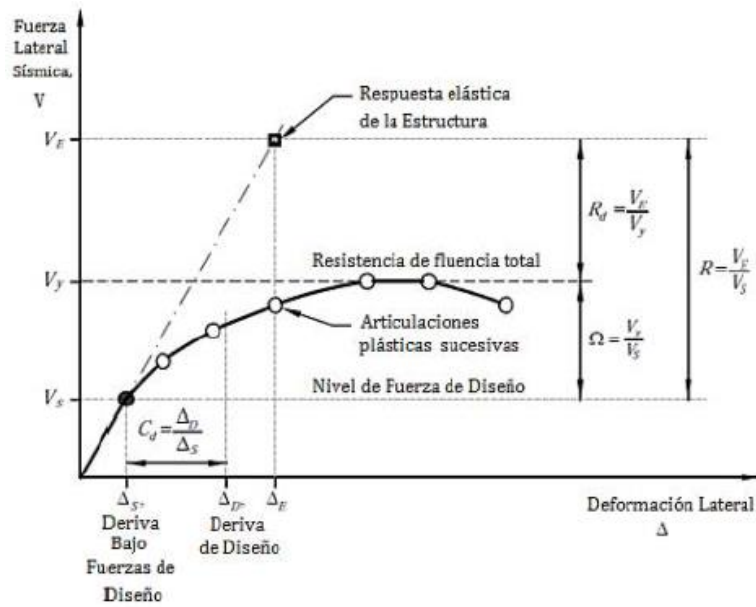
Donde  $\epsilon_{cu}$  es la deformación compresiva máxima utilizable en la fibra de hormigón extrema y  $c$  es la distancia desde la fibra de compresión extrema al eje neutro.

Naamán, Harajli y Wight, autores reconocidos, han discutido en detalle los factores que afectan ductilidad del miembro. (Skogman et al, 1988)

### Actualidad

La filosofía actual de diseño sísmico contempla un comportamiento inelástico, puesto que diseñar las estructuras para el rango elástico resulta costoso e ineficiente, por esa razón los códigos, normas y reglamentos usados para el diseño permiten trabajar con una carga menor a la que actuaría sobre la estructura si la respuesta fuera totalmente elástica.

La Figura 5 evidencia la relación establecida entre el rango elástico e inelástico, esta relación es necesaria para diseñar estructuras más económicas.



**Figura 5.** Curva de deformación inelástica (FEMA, 2009).

Donde:

$R = V_E/V_S$  Coeficiente de capacidad de disipación de energía

$\Omega =$  Factor de sobrerresistencia

$C_d =$  Factor de amplificación de deflexión

$V_E =$  Demanda de cortante sísmico elástico.

$V_S =$  Cortante de diseño (a nivel de resistencia) en la estructura (primera articulación plástica)

$V_Y =$  Cortante a nivel en que se presenta la fluencia total de la estructura.

Por lo anterior el coeficiente de ductilidad conlleva a identificar la capacidad que tienen las estructuras para disipar la energía generada mediante un sismo y es por lo que este valor debe tener un análisis efectivo para poder tener una respuesta adecuada y precisa ante cualquier demanda sísmica. A continuación, se recopilan los valores concebidos por diferentes normativas empleadas en diferentes países.

**Tabla 2.** Factor de Disipación de energía empleado por diferentes normativas.

Elemento	Factor de Disipación de energía			
	SCT 2005	CFE 2008	Caltrans 2010	AASHTO LRFD 2009
Marco dúctil	4	5		
Apoyado en neoprenos	4			
Pila continua con el tablero	2			
Columnas aisladas	2	4		
Elementos tipo muro lado fuerte	2	1.5	1	1
Elementos tipo muro lado débil		5	5	5
Mampostería	1			
Columnas únicas en bases rígidas			4	5
Multicolumnas en bases rígidas			5	6

El coeficiente se ha planteado para considerar la disipación de energía que se logra con el comportamiento inelástico en los elementos durante un sismo. Se establecen valores para diferentes sistemas de resistencia sísmica, de acuerdo con las diferentes normativas usadas como se observa en la Tabla 2.

El Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 1995 (AIS, 1995) no es ajeno a esta filosofía y la contempla en el diseño sísmico de los puentes para nuestro país. Es así como se introduce en la metodología de diseño el coeficiente de capacidad de disipación de energía, el cual se utiliza para reducir las fuerzas equivalentes a la acción sísmica y con ellas realizar un análisis elástico y diseñar la estructura. (Tabla 3)

**Tabla 3.** Coeficiente de modificación de respuesta CCDSP (AIS 1995).

Subestructura	R
Pila tipo muro <sup>(1)</sup>	2
Viga cabezal de concreto reforzado sobre pilotes	
(a) Sobre pilotes verticales únicamente	3
(b) Con uno o más pilotes inclinados	2
Columnas solas	3
Viga cabezal de acero o acero compuesto con concreto	
(a) Sobre pilotes verticales únicamente	5
(b) Con uno o más pilotes inclinados	3
Pórtico con dos o más columnas	5

(1) Una pila tipo muro puede diseñarse como una columna en la dirección de la menor inercia de la pila siempre y cuando se cumplan todos los requisitos sísmicos de columna, en ese caso puede utilizarse el coeficiente R de columnas solas.

Conexiones	R
Superestructura al estribo	0.8
Juntas de expansión dentro de una luz de la superestructura	0.8
Columnas, pilas o viga cabezal sobre pilotes, al dado o la superestructura <sup>(2)</sup>	1.0
Columnas o pilas a la fundación	1.0

(2) Para puentes de las categorías de comportamiento sísmico C y D se recomienda que las conexiones se diseñen para las fuerzas máximas que puedan desarrollarse por plastificación de la columna o las columnas del pórtico como se especifica en el Numeral A.3.5.13. En muchos casos estas fuerzas serán substancialmente menores que las que se obtendrían utilizando un coeficiente R igual a 1.0

Evaluando lo dispuesto por las normativas de diferentes entidades, empleadas ampliamente alrededor del mundo; se encuentra que el criterio de diseño en los diferentes códigos y guías no es consistente. Incluso cuándo los estados de daño son nombrados usando la misma terminología, la definición específica puede ser diferente (diferentes límites de deformación). Un resumen del criterio de diseño para diferentes códigos es mostrado en la Tabla 4. Los requisitos de desempeño son expresados en términos de daño. En general, daño mínimo y limitado significa que la interrupción al tráfico es por un corto período de tiempo. Daño reparable y extensivo significa que la interrupción del tráfico es prevista. Seguridad vital significa que ningún tipo de tráfico puede viajar sobre el puente y su reemplazo puede ser necesario.

**Tabla 4.** Resumen del criterio de diseño para diferentes códigos.

Referencia	Riesgo	Requisitos de desempeño
LRFD Specifications (2014)	Carga sísmica de 1000 años	Seguridad vital
Eurocode (2005)	Carga sísmica de 475 años	Seguridad vital
	Carga sísmica de 95 años	Daño limitado
Chinese Guidelines (2008)	Carga sísmica de 1000 - 2000 años	Seguridad vital
	Carga sísmica de 75 - 100 años	Sin daños
Canadian Highway Bridge Design Code (2014)	Carga sísmica de 2475 años	Daño extensivo
	Carga sísmica de 475 años	Daño mínimo
Japanese Design Specifications for Highway Bridges (2012)	Terremotos de tipo subducción a gran escala (determinista)	Seguridad vital
	Grandes terremotos superficiales de campo cercano (determinista)	Seguridad vital
	Terremotos frecuentes (determinista)	Sin daños
California DOT (2013)	Espectro probabilístico con un período de retorno de 975 años	Seguridad vital
	Espectro determinista de cualquier tipo de falla cerca del sitio del puente	
Oregon DOT (2016)	Espectro mínimo estatal	
	Carga sísmica de 1000 años	Seguridad vital
South Carolina DOT (2008)	Carga sísmica del terremoto de la zona de subducción de Cascadia	Daño limitado
	Carga sísmica de 975 años	Seguridad vital
New York DOT (2015), Washington DOT (2016)	Carga sísmica de 462 años	Daño reparable
	Carga sísmica de 1000 años	Seguridad vital

## ANÁLISIS DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN VIGAS DE PUENTES DE CONCRETO POSTENSADO

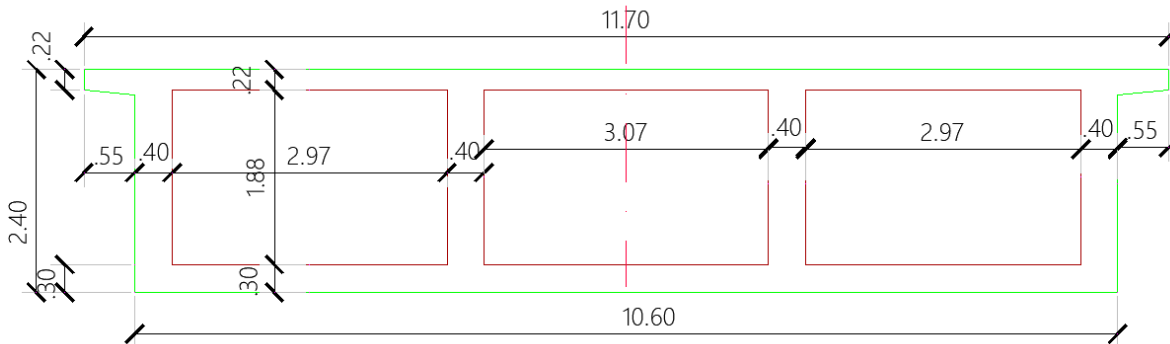
La evaluación de la disipación de energía en vigas de puentes de concreto postensado se piensa llevar a cabo mediante un análisis cualitativo por medio de un software de elementos finitos, evaluando los diferentes comportamientos que puede obtener un elemento modelado siguiendo las indicaciones de las normativas.

Buscando obtener un avance en la estimación del factor de reducción se fundamenta el análisis en premisas básicas de sistemas elasto-plásticos con una demanda de ductilidad inicial. Posteriormente, la no linealidad del elemento se verifica con el objetivo de comprobar su comportamiento posterior al diseño, por esta razón se deben tener definidas completamente las características de los elementos que componen la estructura. Con el caso



de estudio definido se empezará a realizar variaciones de acuerdo a los estados límites sugeridos por las normativas consignadas en la Tabla 4.

### MODELACIÓN SECCIÓN TRANSVERSAL PUENTE TIPO GERBER



**Figura 6.** Sección transversal de estudio.

Investigaciones realizadas han demostrado que mediante el modelamiento con software avanzado se puede habilitar nuevas oportunidades de diseño y mejorar las medidas tomadas con base en el diseño y el rendimiento de la estructura. En este caso se analizará la sección transversal de un puente diseñado con la tipología de vigas Gerber, usualmente empleadas en el medio colombiano; se tiene como observación que este puente tiene su superestructura unida a la subestructura en los apoyos intermedios, sobre los estribos del puente se emplean neoprenos reforzados.

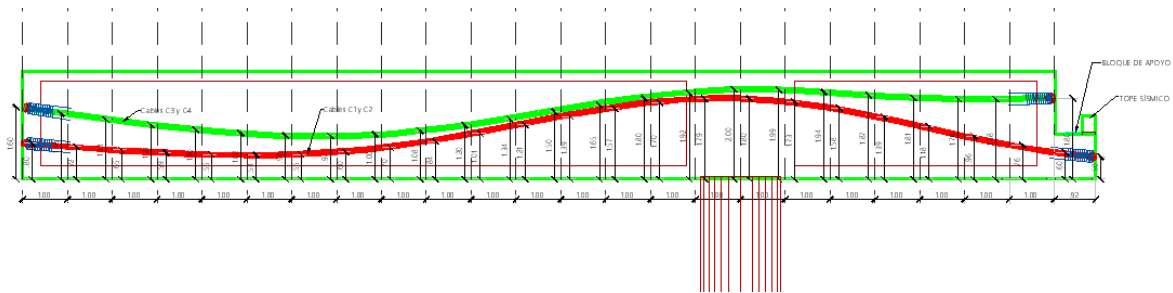
El objetivo principal al elaborar el modelo es, verificar sobre una representación de la sección de estudio un análisis general del momento – curvatura.

Seismostruct es un software de análisis que se basa en la teoría de elementos finitos, es capaz de calcular el comportamiento de los modelos espaciales sometidos a cargas estáticas o dinámicas que consideran las no linealidades geométricas y la inelasticidad de los materiales (Vielma, Barbat, & Oller, 2010)

El programa permite modelar una gran variedad de materiales, así como también una gran cantidad de elementos 3D que pueden ser utilizados para la creación de distintas secciones de cada material.

El programa no requiere de la configuración de nuevos archivos ni de otros códigos de programación compleja. Permite visualizar durante el procesamiento del modelo la curva de desplazamiento y la deformada de la estructura.

- **Modelo a desarrollar**



**Figura 7.** Elevación del puente a modelar

- **Dibujo, conformado, y unidades del modelo a desarrollar**

Un paso sencillo pero que merece gran importancia es definir el sistema de unidades con las que trabaja el programa, para posteriormente tener coherencia en el ingreso de los datos y los resultados que entrega el análisis.

Length: m    Force: kN    Mass: tonne    Stress: kPa    Acceleration: m/sec<sup>2</sup>

- **Definición de los materiales y secciones transversales**

✓ **Concreto**

Modelo no lineal de Mander et al. Para hormigón – (tipo con\_ma según el manual)

Material Name:

Material Type:

Note: Go the Constitutive Models' Settings menu to define which material models are displayed here

Mander et al. nonlinear concrete model

Parameters for Code-based Checks

Existing\_Material  New\_Material

Strength

Mean Strength

Lower-bound Strength

Ok Cancel Help

---

Sample Plot

Material Properties

Compressive Strength (kPa)

Tensile strength (kPa)

Modulus of elasticity (kPa)

Strain at peak stress (m/m)

Specific Weight (kN/m<sup>3</sup>)

Sample Plot

Confinement Factor (indicative value)

The **confinement factor** specified hereby is **indicative** and is employed only for **display purposes**. The confinement factors employed in the analysis are defined in the Sections module, based on the sections' reinforcement.

Se trata de un modelo de confinamiento constante no lineal uniaxial, inicialmente programado por Madas [1993], que sigue la relación constitutiva propuesta por Mander et al. [1988] y las reglas cíclicas propuestas por Martínez-Rueda y Elnashai [1997]. Los efectos de confinamiento que proporciona el refuerzo transversal lateral se incorporan a través de las reglas propuestas por Mander et al. [1988] en el que se supone una presión de confinamiento constante en todo el rango de tensión-deformación. (Seismosoft, 2013)

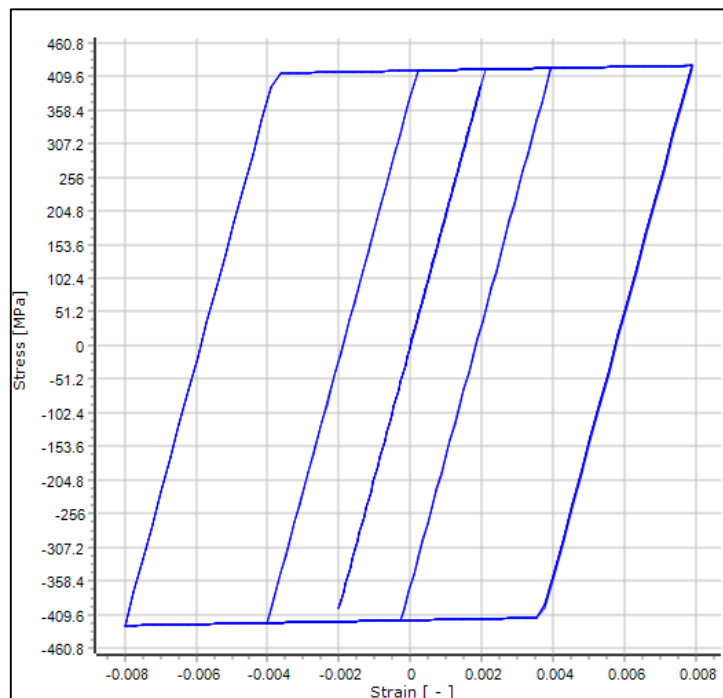
### ✓ Acero

Modelo bi-lineal para acero – (tipo stl\_bl según el manual)

El modelo bi – lineal consiste de un modelo Uniaxial de esfuerzo – deformación bi – lineal con endurecimiento cinemático, en donde el rango elástico permanece constante durante las fases de carga, y la regla de endurecimiento cinemático para la superficie de fluencia se asume función lineal del incremento de deformación plástica (Seismosoft, 2013)

Material Name: AceroG60	Note: Go to the Constitutive Models' Settings menu to define which material models are displayed here	Parameters for Code-based Checks	
Material Type: stl_bi		<input checked="" type="radio"/> Existing_Material	<input type="radio"/> New_Material
Modulus of elasticity (kPa)	2.0000E+008	Strength	
Yield strength (kPa)	420000.00	Mean Strength	420000.00
Strain hardening parameter (-)	0.005	Lower-bound Strength	365217.391
Fracture/buckling strain (-)	0.015		
Specific Weight (kN/m3)	78.50		

Este es un modelo de tensión-deformación uniaxial bilineal con endurecimiento por deformación cinemático, en el que el rango elástico permanece constante a lo largo de las diversas etapas de carga, y la regla de endurecimiento cinemático para la superficie de fluencia se asume como una función lineal del incremento de deformación plástica. Este modelo simple también se caracteriza por parámetros de calibración fácilmente identificables y por su eficiencia computacional. Se puede utilizar en el modelado de estructuras de acero, donde se suele emplear acero dulce, así como en modelos de hormigón armado, donde se utiliza habitualmente acero trabajado. (Seismosoft, 2013)

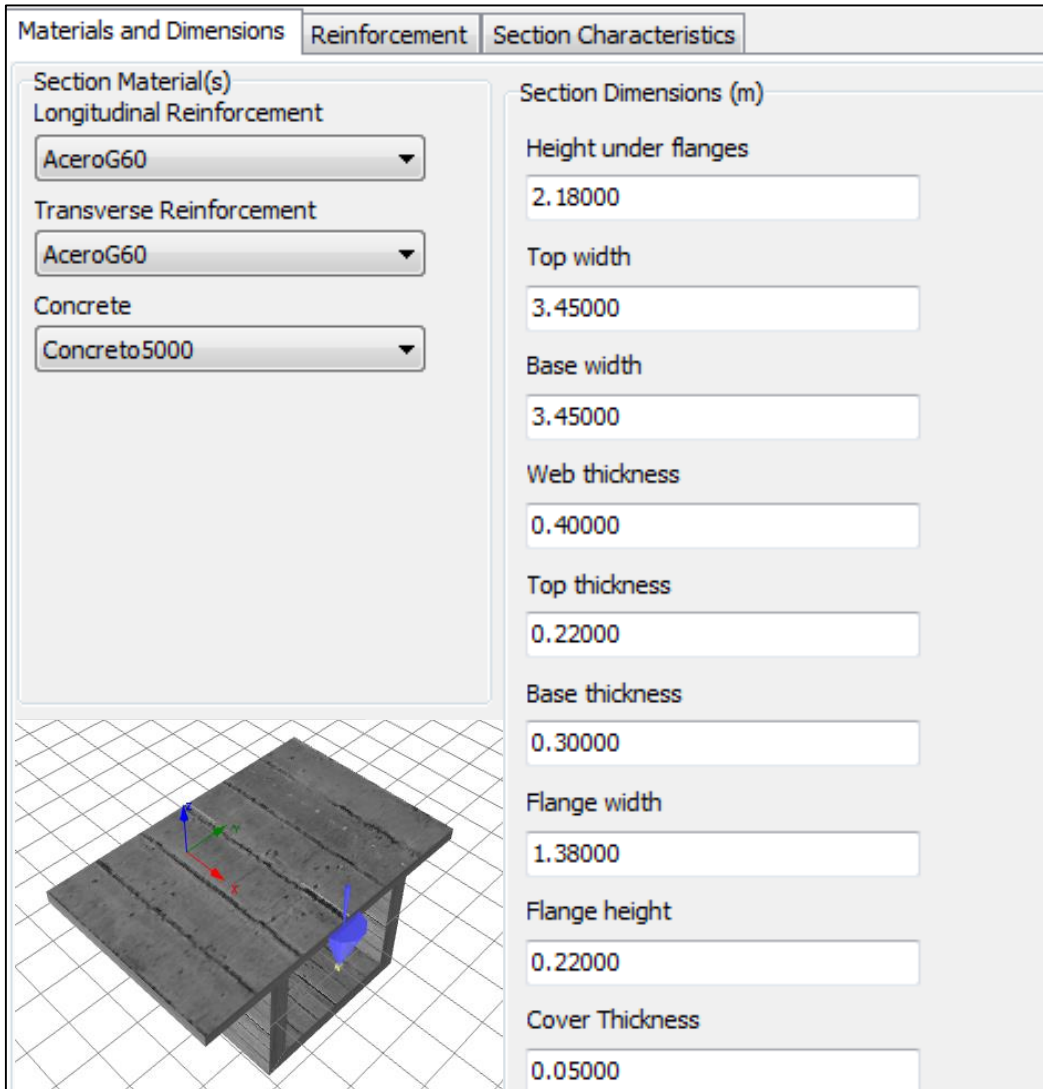


**Figura 8.** Modelo bi – lineal para acero.

Después de definir los materiales se modifica el tipo de material, sus dimensiones y refuerzo.

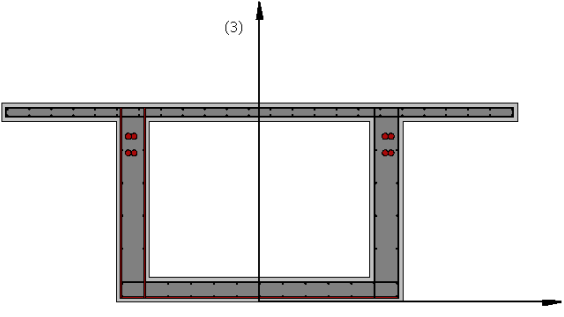
- Materiales y dimensiones:

A continuación se presentan los materiales utilizados, la sección, su geometría y dimensionamiento.



Section Material(s)	Section Dimensions (m)
Longitudinal Reinforcement	Height under flanges
AceroG60	2.18000
Transverse Reinforcement	Top width
AceroG60	3.45000
Concrete	Base width
Concreto5000	3.45000
	Web thickness
	0.40000
	Top thickness
	0.22000
	Base thickness
	0.30000
	Flange width
	1.38000
	Flange height
	0.22000
	Cover Thickness
	0.05000

## Refuerzo:



Top 48 # 13mm

Base 26 # 13mm

Webs 16 # 13mm

Additional Rebars		
Area(m2)	d2(m)	d3(m)
0.004032	1.51	1.80
0.004032	1.58	1.80
0.00448	1.51	2.00
0.00448	1.58	2.00
0.004032	-1.51	1.80
0.004032	-1.58	1.80
0.00448	-1.51	2.00
0.00448	-1.58	2.00

**Transverse Reinforcement**

Hoops

bars # 13mm      Spacing (m) 0.150

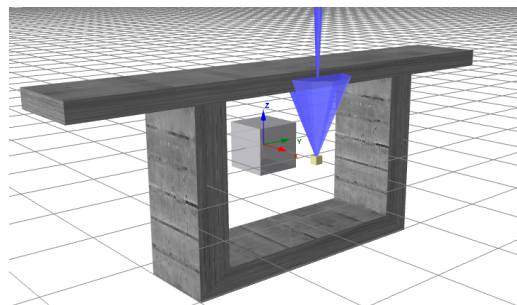
No. of Stirrup Legs

Along Width 2      Along Height 2

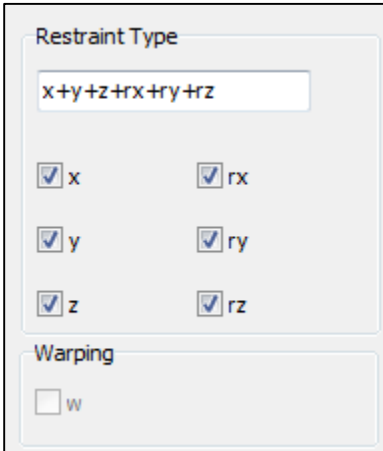
### - Restricciones

Como restricciones tenemos un empotramiento y un extremo libre como se puede observar en la siguiente imagen:

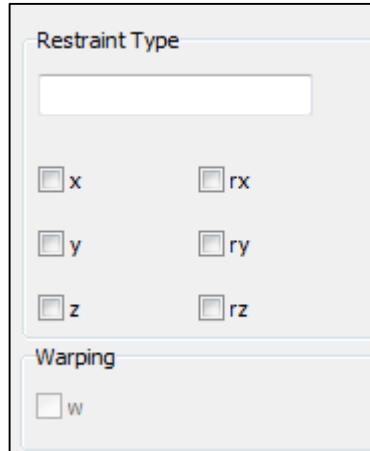
Node Name	Restraints
Empotrado	x+y+z+rx+ry+rz
Final1	



Empotrado



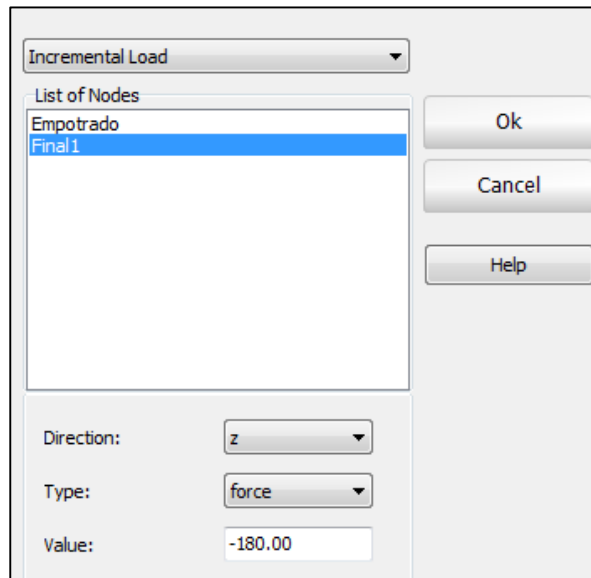
Final



#### - Selección del tipo de carga aplicada por nudo

El término carga se utiliza para definir cualquier tipo de acción que se ejecute en la estructura las que pueden ser fuerzas, desplazamientos y/o aceleraciones.

La aplicación de la carga se realiza de manera incremental, que consiste en cargas pseudo estáticas que varían en forma incremental mediante el producto del valor de la carga y el factor de carga. Estas cargas normalmente son utilizadas en el análisis pushover. (Seismosoft, 2013)



## - Criterios de prestaciones

En el análisis sismorresistente es necesario definir los estados límites que alcanza la estructura. Mediante el programa, se monitorean los umbrales de deformación del material y curvatura de la sección, mediante los estados límites que alcanza la estructura durante su análisis.

Phase Type	Target Load Factor	Steps	Node Name	Direction	Maximum Displacement
Adaptive Load Control	50.00	50			
Automatic Response Co...			Final1	z	-0.0035

## - Criterio de desempeño

El diseño por desempeño es una forma de plantear los criterios de aceptación, para el análisis y diseño de estructuras, haciendo énfasis en el comportamiento esperado, el control de daños estructurales y no estructurales y los niveles de seguridad establecidos. A continuación, se presentan los criterios para el diseño planteados.

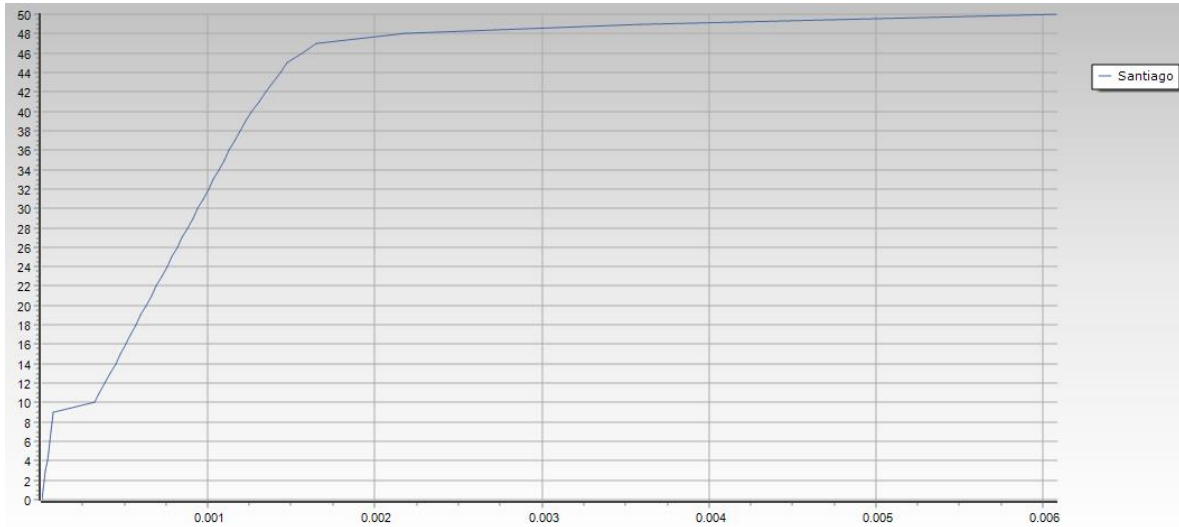
Criterion Name	Description	Type	Value
concreto_Util	(Concrete Strain [RC/Composite sections]) < -0.004	Concrete Strain [RC/Composite sections]	-0.004
acero_fluencia	(Reinforcement Strain [RC/Composite sections]) > 0.0021	Reinforcement Strain [RC/Composite sections]	0.0021
Curvatura	(Section Curvature) < +/-0.0009	Section Curvature	0.0009
Acero_Ruptura	(Reinforcement Strain [RC/Composite sections]) > 0.01	Reinforcement Strain [RC/Composite sections]	0.01

Cabe aclarar que el valor de deformación del concreto para pérdida de recubrimiento se tomó como 0.004, teniendo en cuenta el “descascaramiento” incipiente del recubrimiento del concreto.

## - Registro de análisis y resultados

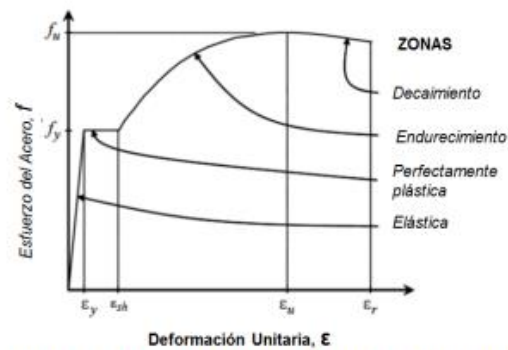
A continuación se presenta el diagrama del momento curvatura:





**Figura 9.** Diagrama momento – curvatura.

El diagrama momento curvatura nos permiten conocer la ductilidad de una sección, es decir su potencial de incursionar en un rango no lineal antes de llegar a su fallo, esto se logra a través de conocer el comportamiento del módulo de elasticidad  $E$  y la inercia ( $I$ ) ( $\Phi(\text{curvatura}) = M(\text{Momento})/EI$ ), suponiendo que el fallo sea causado por flexión y no por otro tipo de esfuerzo como por cortante. En el diseño y construcción de estructuras como edificios y puentes se trabaja con materiales de comportamiento químico y mecánico predecibles limitado por normas locales, tanto en composición como en resultado. El acero estructural tendrá límites de: fluencia, máximo esfuerzo y rotura dependiendo de la composición química, se puede trabajar con distintos tipos de modelos Esfuerzo-Deformación Unitaria. (Mora, 2015)



**Figura 1** Zonas de curvas Esfuerzo-Deformación del acero

Mediante los datos arrojados por la gráfica podemos realizar el siguiente análisis:

## Acero

Integration Section	Load Factor	min Strain	Stress (min Strain)	d3 (min Strain)	d2 (min Strain)	max Strain	Stress (max Strain)	d3 (max Strain)	d2 (max Strain)
Section (a)	33.00	-0.00052365	-104729.437	-1.24745	-1.654	0.00181159	362317.069	1.01055	-3.055
Section (b)	34.00	-0.00054023	-108045.077	-1.24745	1.654	0.00186552	373103.241	1.01055	-3.055
Section (c)	35.00	-0.0005569	-111380.415	-1.24745	-1.654	0.00191948	383896.729	1.01055	-0.66413043
Section (d)	36.00	-0.00057368	-114736.706	-1.24745	-1.654	0.00197349	394698.18	1.01055	-3.055
Section (e)	37.00	-0.00059056	-118112.224	-1.24745	-1.654	0.00202754	405508.785	1.01055	-3.055
AceroG60	38.00	-0.00060754	-121507.337	-1.24745	1.10267	0.00208164	416328.647	1.01055	-3.055
Santiago	39.00	-0.00062533	-125066.903	-1.24745	-1.654	0.0021419	420041.902	1.01055	-3.055
	40.00	-0.00064377	-128753.15	-1.24745	-1.654	0.00220671	420106.713	1.01055	-3.055
	41.00	-0.00066348	-132695.067	-1.24745	-1.10267	0.0022821	420182.095	1.01055	-3.055
	42.00	-0.00068278	-136556.022	-1.24745	-1.654	0.00235859	420258.592	1.01055	-3.055
	43.00	-0.00070226	-140452.118	-1.24745	-1.654	0.00243512	420335.124	1.01055	-3.055
	44.00	-0.00072185	-144370.122	-1.24745	0.27566667	0.00251181	420411.807	1.01055	-3.055
	45.00	-0.00074184	-148368.699	-1.24745	-1.654	0.00259371	420493.708	1.01055	-3.055
	46.00	-0.00076852	-153703.934	-1.24745	-1.37833	0.00275967	420659.671	1.01055	-3.055
	47.00	-0.00079636	-159271.702	-1.24745	-1.654	0.00292167	420821.665	1.01055	2.5237
	48.00	-0.00088396	-176791.656	-1.24745	-1.654	0.00404018	421940.181	1.01055	-3.055
	49.00	-0.00107478	-214956.94	-1.24745	-1.654	0.00702504	424925.036	1.01055	-3.055
	50.00	-0.00135035	-270070.597	-1.24745	-1.654	0.01237462	430274.619	1.01055	-3.055

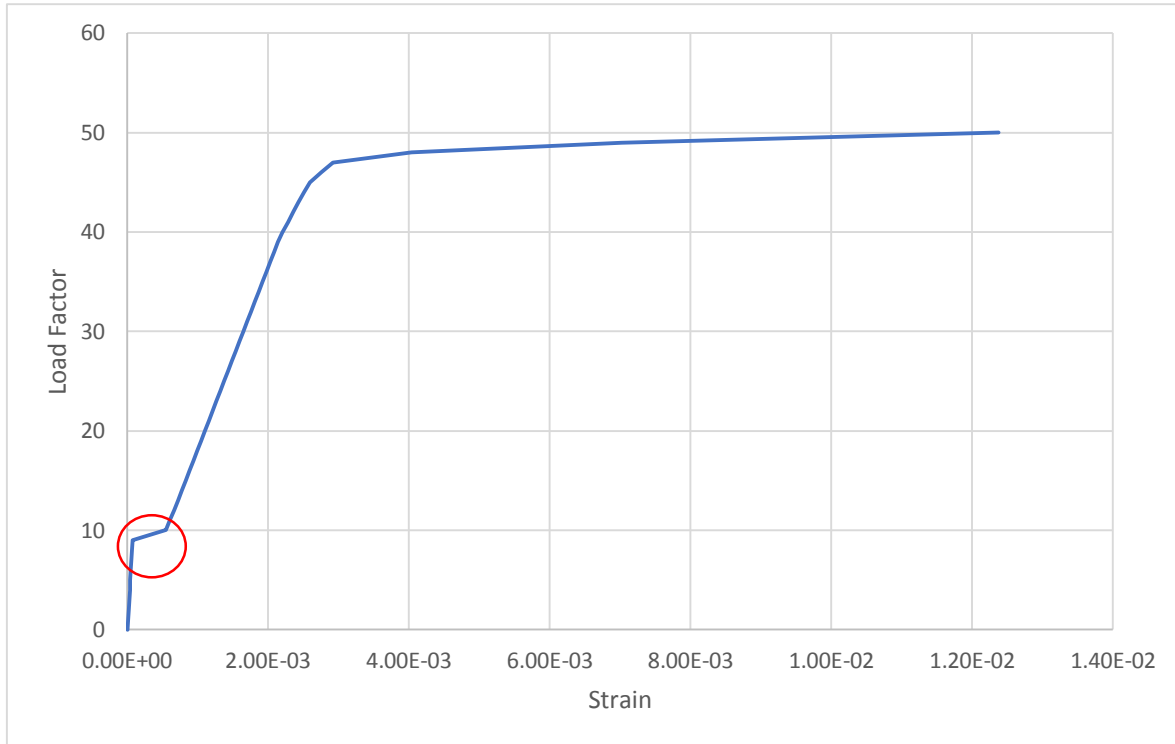
## Concreto

Load Factor	min Strain	Stress (min Strain)	d3 (min Strain)	d2 (min Strain)	max Strain	Stress (max Strain)	d3 (max Strain)	d2 (max Strain)
33.00	-0.00052365	-104729.437	-1.24745	-1.654	0.00181159	362317.069	1.01055	-3.055
34.00	-0.00054023	-108045.077	-1.24745	1.654	0.00186552	373103.241	1.01055	-3.055
35.00	-0.0005569	-111380.415	-1.24745	-1.654	0.00191948	383896.729	1.01055	-0.66413043
36.00	-0.00057368	-114736.706	-1.24745	-1.654	0.00197349	394698.18	1.01055	-3.055
37.00	-0.00059056	-118112.224	-1.24745	-1.654	0.00202754	405508.785	1.01055	-3.055
38.00	-0.00060754	-121507.337	-1.24745	1.10267	0.00208164	416328.647	1.01055	-3.055
39.00	-0.00062533	-125066.903	-1.24745	-1.654	0.0021419	420041.902	1.01055	-3.055
40.00	-0.00064377	-128753.15	-1.24745	-1.654	0.00220671	420106.713	1.01055	-3.055
41.00	-0.00066348	-132695.067	-1.24745	-1.10267	0.0022821	420182.095	1.01055	-3.055
42.00	-0.00068278	-136556.022	-1.24745	-1.654	0.00235859	420258.592	1.01055	-3.055
43.00	-0.00070226	-140452.118	-1.24745	-1.654	0.00243512	420335.124	1.01055	-3.055
44.00	-0.00072185	-144370.122	-1.24745	0.27566667	0.00251181	420411.807	1.01055	-3.055
45.00	-0.00074184	-148368.699	-1.24745	-1.654	0.00259371	420493.708	1.01055	-3.055
46.00	-0.00076852	-153703.934	-1.24745	-1.37833	0.00275967	420659.671	1.01055	-3.055
47.00	-0.00079636	-159271.702	-1.24745	-1.654	0.00292167	420821.665	1.01055	2.5237
48.00	-0.00088396	-176791.656	-1.24745	-1.654	0.00404018	421940.181	1.01055	-3.055
49.00	-0.00107478	-214956.94	-1.24745	-1.654	0.00702504	424925.036	1.01055	-3.055
50.00	-0.00135035	-270070.597	-1.24745	-1.654	0.01237462	430274.619	1.01055	-3.055

En el concreto no se ha llegado a la falla en ninguna de las secciones

Strain	Load Factor
6.69E-06	0
1.42E-05	1
2.17E-05	2
2.92E-05	3
3.67E-05	4
4.41E-05	5
5.16E-05	6
5.91E-05	7
6.66E-05	8
7.41E-05	9
0.00054756	10
0.00060234	11
0.00066289	12
0.00072122	13
0.00078042	14
0.00083372	15
0.0008873	16
0.00093877	17
0.0009931	18
0.00105134	19
0.00110435	20
0.00115803	21
0.00121314	22
0.00126832	23
0.00132256	24

Strain	LoadFactor
0.00137688	25
0.00143237	26
0.00148724	27
0.00154186	28
0.00159623	29
0.00165002	30
0.00170384	31
0.00175769	32
0.00181159	33
0.00186552	34
0.00191948	35
0.00197349	36
0.00202754	37
0.00208164	38
0.0021419	39
0.00220671	40
0.0022821	41
0.00235859	42
0.00243512	43
0.00251181	44
0.00259371	45
0.00275967	46
0.00292167	47
0.00404018	48
0.00702504	49
0.01237462	50



El quiebre que se observa en la gráfica es en factor de carga 9 con una deformación de  $7.41E-05$ , a partir de este punto se observa una deformación muy pequeña en los siguientes dos pasos para continuar con una deformación estándar, este quiebre no es representativo debido a los valores tan pequeños. Se asume que es una imperfección de la sección y que el método numérico del modelo deforma con una relación de elasticidad diferente a la que debería tener.

Se concluye que el comportamiento de la sección se asemeja a los resultados esperados, puesto que se obtiene un rango de deformación bastante alto y que genera confiabilidad en el elemento.

- **Variación de la deformación con el coeficiente de disipación,  $R$ , en el modelo de acuerdo con los diferentes códigos**

Esta variación se llevará a cabo mediante el parámetro de endurecimiento por deformación,  $\mu$ , esta es la relación entre la rigidez postfluencia ( $E_{sp}$ ) y la rigidez elástica inicial ( $E_s$ ) del material.  $E_{sp}$  se define como  $E_{sp} = (f_{ult} - f_y) / (\epsilon_{ult} - f_y / E_s)$ , donde  $f_{ult}$  y  $\epsilon_{ult}$  representan el

esfuerzo último o máximo y la capacidad de deformación del material, respectivamente. Su valor suele oscilar entre 0,005 y 0,015.

Con base en la Tabla 2 y Tabla 3, se realiza el comparativo del factor de Disipación de Energía empleado por las normativas que tienen elementos en común de superestructura como: STC para elementos apoyados en neoprenos y pila continua en tablero, CCDP para viga cabezal de acero o acero compuesto, y la AASHTO que contempla el modelo actual.

**Tabla 5.** Variación de la deformación con el coeficiente de disipación, R, en el modelo de acuerdo con los diferentes códigos.

<b>AASHTO</b>	Modelo presentado <b>R=1</b> Strain hardening parameter (-) 0.005	Min Strain	Máx Strain
		-0.00135035	0.01237462
<b>STC</b>	Pila continua en tablero <b>R=2</b> Strain hardening parameter (-) 0.01	Min Strain	Máx Strain
		-0.0138086	0.01252535
<b>CCDP</b>	Viga cabezal de acero o acero compuesto <b>R=3</b> Strain hardening parameter (-) 0.015	Min Strain	Máx Strain
		-0.00140633	0.01261614
<b>STC</b>	Elementos apoyados en neoprenos <b>R=4</b> Strain hardening parameter (-) 0.02	Min Strain	Máx Strain
		-0.0152823	0.01768797

Como se observa en la Tabla 5, para los diferentes códigos de acuerdo con la variación de la deformación con el coeficiente de disipación R, a medida que este aumenta, aumenta la deformación, siendo una relación directamente proporcional.

## CONCLUSIONES

Se expuso de manera clara los aspectos esenciales, que se deben considerar durante el análisis de ductilidad por curvatura y desplazamiento y el coeficiente de disipación de energía en un modelo estándar.

Mediante el diagrama momento curvatura del modelo analizado, se conoció la ductilidad de la sección y su potencial de incursionar en un rango no lineal antes de llegar a su fallo. De acuerdo con los resultados del modelo el concreto no llegó a la falla en ninguna de las secciones.

Para los diferentes códigos de acuerdo con la variación de la deformación con el coeficiente de disipación  $R$ , a medida que este aumenta, aumenta la deformación, siendo una relación directamente proporcional.

El comportamiento de la sección del modelo, se asemeja a los resultados esperados, puesto que se obtiene un rango de deformación bastante alto y que genera confiabilidad en el elemento.

## BIBLIOGRAFÍA

AASHTO American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO LRFD Bridge Design Specifications [Libro] - Washington DC, EEUU: 2007.

AASHTO American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO Standard Design Specifications for Highway Bridges [Libro] 1997.

AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES // CCP 200-94. - Bogotá DC, Colombia: [s.n.], 1995.

BSI. (2011). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. In Buildings (Vol. 3). The European Standard EN 1998-6:2005 has the status of a British Standard.

CFE (2008) Comisión Federal de Electricidad, Manual de diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo.

FEMA (2009) Federal Emergency Management Agency FEMA 750, NEHRP.

Newmark N. (1962), An evaluation of scaling methods for earthquake response spectra, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, Department of Civil Engineering, University of Illinois, 449, Urbana, Illinois.

Newmark N.M. and W.J. Hall (1973), Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design, Building Practice for Design Mitigation // Building Science Series. - Washington DC: National Bureau of Standards.

Paulay T. Priestley M. J. N (1991). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. - [s.l.] : John Wiley & Sons, INC.

Priestley, Mjn; Calvi, G M & Kowalsk, M. J. (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures, 721.

Park R. Paulay T. (1983), Estructuras de Concreto Reforzado [Libro]. - [s.l.]: LIMUSA.

Park, R, and Thompson, K.J. (1980), Ductility of prestressed and partially prestressed concrete beam sections, PCI Journal – New Zealand.Park, R. (1988), Ductility evaluation

from laboratory and analytical testing. In: proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering, vol.VIII. p. 605 – 16.

Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges* [Libro]. - [s.l.]: John Wiley & Sons, INC.

R. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete, *ASCE J. Struct. Eng.*, vol. 114(8), pp. 180–182.

SCT (2005) Secretaría de Comunicaciones y Transporte, *Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares*, documento N.PRY.CAR.6.01.005/01, Sismo.

SDC (2010) Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.6.

Skogman, B.C, Trados, M.K, and Grasmick, R. (1988), Ductility of reinforced and prestressed concrete Flexural members, *PCI Journal*. p. 94 – 107.

Universidad Tecnológica de Pereira. (s.f.). *Propiedades mecánicas de los materiales*. <http://blog.utp.edu.co/metalografia/2012/07/31/2-propiedades-mecanicas-de-los-materiales>.

Vides, R. (2020). *Diseño avanzado de Edificios* [PDF]. Obtenido de apuntes de clase asignatura especialización en análisis y diseño de estructuras.

Vielma, J.C., Barbat, A. H., & Oller, S. 2010. *Proyecto Sismorresistente de estructuras porticadas*. Barcelona.

Mora, D., Aguiar, R. 2015. *Modelación de diagrama momento-curvatura y momento-rotación en secciones de acero estructural*. Post Grado en Estructuras Escuela Politécnica Nacional

Seismosoft. (2013). *Manual de Usuario Seismostruct v6.5*.