



**UNIVERSIDAD
DE ANTIOQUIA**

**RESPUESTA INELÁSTICA DE LAS COLUMNAS DE UN PUNTE
SEGMENTAL UTILIZANDO UN ANÁLISIS PUSHOVER
ADAPTATIVO Y UN ANÁLISIS DINÁMICO NO-LINEAL
INCREMENTAL (IDA).**

Autor:

Gerardo Arlen Zapata García

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería, Departamento de ingeniería civil,
Escuela ambiental.

Medellín, Colombia

2019



**RESPUESTA INELÁSTICA DE LAS COLUMNAS DE UN PUENTE SEGMENTAL
UTILIZANDO UN ANÁLISIS PUSHOVER ADAPTATIVO Y UN ANÁLISIS DINÁMICO
NO-LINEAL INCREMENTAL (IDA).**

Autor:

Gerardo Arlen Zapata García

Tesis para optar por el Título de:

Ingeniero Civil

Asesor:

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



Facultad de ingeniería

Escuela ambiental

Ingeniería civil

Medellín, Colombia

2019

Resumen

En los últimos años, el gobierno colombiano ha realizado grandes inversiones económicas en proyectos viales con el objeto de mejorar la conectividad entre los diferentes centros de producción, exportación y consumo del país. La característica común a estos proyectos radica en que en su gran mayoría se ubican en zonas de amenaza sísmica intermedia o alta, y por consiguiente se construyen para salvar depresiones propias de una topografía montañosa. Para estos proyectos donde se han construido puentes se ha utilizado el método de voladizos sucesivos, método que se ha convertido en un procedimiento constructivo de gran aplicación en los últimos años en Colombia. Este documento presenta los resultados de la evaluación inelástica de las columnas de un puente de cinco carriles construido por voladizos sucesivos localizado en una zona de amenaza sísmica alta. Este tipo de análisis inelástico es importante debido a que los procedimientos vigentes de análisis y diseño de puentes se fundamentan en el uso de modelos elásticos. Los resultados presentados en este documento evidencian que las columnas del puente para el sentido transversal tienen una reserva de aproximadamente 1.77 veces la ductilidad estimada en el diseño del puente, situación relevante en caso de presentarse un evento sísmico de considerable magnitud. En el sentido longitudinal las columnas del puente presentan igualdad entre el cortante sísmico en la base del análisis de respuesta inelástica de las columnas y el cortante sísmico en la base calculada en el diseño elástico. Este tipo de estudios permite una revisión más detallada a nivel de material de la respuesta asumida en la etapa de diseño de puentes, esto con el fin de detectar posibles inconsistencias que se puedan haber presentado en la etapa de diseño.

Palabras claves: Pushover, adaptativo, capacidad, ductilidad.

Agradecimientos

Primeramente, a Dios por darme la oportunidad y sabiduría para realización de este trabajo, a mi hijo porque sé que donde está me está apoyando siempre, al profesor Carlos Riveros por su comprensión y acertado criterio a la hora de guiarme en este proceso, a mi familia por su constante apoyo y comprensión en los momentos difíciles que surgieron.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. OBJETIVOS.....	3
2.1 Generales.....	3
2.2 Específicos.....	3
3. MARCO TEÓRICO.....	3
3.1 Análisis no lineal estático convencional.....	3
3.2 Análisis no lineal estático adaptativo.....	4
3.3 Modelo dinámico no-lineal incremental (IDA).....	6
3.4 Modelos constitutivos para los materiales.....	6
3.5 Modelo no-lineal de Mander et al. Para hormigón –con_ma.....	6
3.6 Modelo de acero Monti-Nuti-stl_mn.....	7
3.7 Diseño basado en desempeño.....	8
3.8 Objetivos de desempeño en puentes.....	8
3.9 Nivel de desempeño en puentes.....	8
3.10 Amenaza sísmica.....	9
4. PUENTE LA UNIÓN.....	10
4.1 Aspectos funcionales y geométricos.....	10
4.2 Superestructura.....	10
4.3 Consideraciones de diseño de columnas.....	12
4.4 Cimentaciones.....	13
4.5 Consideraciones de diseño generales.....	14
5. MODELADO DEL VIADUCTO LA UNIÓN.....	15
5.1 Análisis de cargas.....	15
5.2 Elementos de la superestructura.....	16
5.3 Columnas.....	16
5.4 Modelo del puente.....	17
6. RESULTADOS DEL ANÁLISIS PUSHOVER ADAPTATIVO.....	18
6.1 Curvas de capacidad.....	18
6.1.1 Sentido longitudinal.....	18
6.1.2 Sentido transversal.....	19
6.2 Respuesta inelástica de los materiales.....	22
7. MODELO DEL ANÁLISIS (IDA).....	25
7.1 Curvas Time-History.....	25
7.2 Escalado registro acelerográfico.....	25
7.3 Factor de escala.....	26
8. RESULTADOS ANÁLISIS (IDA).....	27
8.1 Curvas de capacidad y criterios de desempeño.....	27
8.1.1 Sentido longitudinal.....	27
8.1.2 Sentido transversal.....	28
9. CONCLUSIONES.....	30
10. REFERENCIAS.....	33

1. INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas se han venido desarrollando nuevos enfoques numéricos que permiten aproximar de una mejor forma la respuesta dinámica de estructuras. Teniendo de presente, que el 87% de la población colombiana se encuentra ubicada en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, cobra especial importancia la posible afectación sísmica que pueden llegar a sufrir las diferentes obras de infraestructura en Colombia y por consiguiente su adecuada predicción de la respuesta dinámica es de vital importancia [1]. Los análisis cronológicos dinámicos de estructuras ofrecen una mejor aproximación de la respuesta dinámica de una estructura, debido a que en la actualidad se cuenta con una mayor cantidad de registros acelerográficos de sismos, además de una mayor capacidad computacional, lo que permite modelar de una mejor forma la respuesta inelástica de un gran número de estructuras, así como su cambio en ductilidad y resistencia post-fluencia [1]. La investigación en ésta rama de la ingeniería estructural utilizando modelos dinámicos incrementales, cada vez cuenta con una mayor aplicación en el análisis de estructuras. Las normas de diseño sísmico de estructuras en Colombia como el Reglamento colombiano de construcción sismo resistente del 2010 (NSR-10) [2] y el Código colombiano de puentes del 2014 (CCP-14) [3], se sustentan en metodologías de diseño basadas fuerzas y en análisis dinámico lineales, llevando con esto la imposibilidad de verificación de consideraciones de diseño asumidas [4], además, surge la necesidad de garantizar protección a la vida y de proteger las estructuras de gran envergadura ante sismos que sobrepasen los niveles esperados de excitación sísmica. El análisis dinámico incremental combinado con una caracterización sísmica apropiada de las estructuras, como modelos constitutivos de los materiales, además de las propiedades del sitio, brinda una metodología muy apropiada para calcular una respuesta más aproximada a la real de sistemas estructurales ante cargas dinámicas de gran magnitud [1]. Los puentes segmentales se han convertido en una solución muy atractiva para la topografía colombiana, a la fecha se han construido un gran número de puentes utilizando este sistema, por lo que es importante estudiar la respuesta dinámica de estos puentes con el fin de ajustar los procedimientos actuales de diseño y construcción [1]. La metodología de voladizos sucesivos se considera adecuada para puentes con luces entre 50 m y 250 m [5]. El método consiste en construir la superestructura en

dovelas a partir de pilas o columnas agregando tramos parciales que se sostienen del tramo inmediatamente anterior, este procedimiento se realiza de manera simétrica a ambos lados de las columnas con el propósito de no inducir grandes momentos a la columna que puedan generar algún tipo de inestabilidad, y aunque este método puede llegar a convertirse en un ciclo de actividades repetitivas, cada puente en particular presenta características que lo hacen único. Este trabajo presenta una metodología de análisis de las columnas de un puente segmental utilizando inicialmente un análisis Pushover adaptativo para comparar el valor R del diseño, con el verdadero valor de R o capacidad de ductilidad de las columnas del puente calculado en el análisis, y posteriormente realizar modelo dinámico incremental con la característica especial de ser una estructura ubicada en una zona de amenaza sísmica alta.

Para cumplir con estos objetivos se selecciona el puente La Unión (*Figura 1*), el cual se encuentra ubicado en Bucaramanga y que corresponde a un puente de alto tráfico vehicular. Los análisis Pushover adaptativo y dinámicos incrementales se realizarán mediante la utilización del software Seismostruct [6]. Cabe resaltar la importancia de estos análisis en esta estructura en particular debido a que ésta presenta alta complejidad por la presencia de una superestructura con gran masa consistente de vigas cajón de sección constante de tres compartimientos. Los análisis se simplificarán teniendo en cuenta que las columnas están empotradas en su base, y se calcularán los desplazamientos en la parte superior de estas con la presencia de la masa correspondiente a la superestructura de acuerdo a lo propuesto en [1].



Figura 1. Prueba de carga puente La Unión.
Fuente: [7].

2. OBJETIVOS

2.1 Generales:

Caracterizar el comportamiento inelástico de las columnas de un puente segmental de gran masa en la superestructura y ubicado en una zona de amenaza sísmica alta mediante un análisis Pushover adaptativo y un análisis dinámico no-lineal incremental (IDA).

2.2 Específicos:

- Caracterización dinámica del puente para la realización de los análisis Pushover adaptativo y dinámico no-lineal incremental.
- Realización del análisis Pushover adaptativo mediante el software Seismostruct.
- Realización del análisis dinámico incremental mediante el software Seismostruct.
- Análisis del valor de R del diseño y el valor de R calculado en el análisis Pushover adaptativo.
- Analizar las curvas de capacidad del sistema estructural.
- Analizar la rigidez, resistencia y ductilidad post-fluencia de las columnas del puente sometidas a cargas dinámicas.

3. MARCO TEÓRICO

3.1 Análisis no lineales estáticos convencionales

Si bien el viaducto la unión se diseñó de acuerdo a las especificaciones del Código colombiano de diseño sísmico de puentes 1995 (CCDSP-95) [8]. La entrada en vigencia, con posterioridad del CCP-14 [3], resalta la importancia de realizar procesos de verificación de respuesta de puentes mediante metodologías no convencionales que permitan evaluar la respuesta inelástica de puentes. Los métodos no lineales elásticos han sido utilizados principalmente en edificaciones utilizando una secuencia de cargas horizontales incrementales que permiten obtener la curva esfuerzo desplazamiento de una estructura. Un análisis no lineal estático convencional es un proceso iterativo e incremental mediante el cual se pretende solucionar la ecuación de equilibrio de un sistema equivalente. Este tipo de análisis corresponde a una metodología simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia y deformación, de una estructura bajo el

efecto de una distribución de cargas laterales. Este análisis se realiza sometiendo la estructura a un patrón de cargas laterales que se incrementan de una manera progresiva con el objetivo de llevar la estructura a su estado límite de resistencia considerando la respuesta no lineal de sus componentes. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y mecanismo de falla de los elementos estructurales, los estados límites de servicio como su máxima deformación admisible, así como su capacidad de cortante, al final de cada paso iterativo se obtiene el desplazamiento global y el cortante basal para posteriormente representarlos mediante una curva de capacidad de la estructura. El patrón de carga se mantiene constante y se determina de acuerdo al aporte en masa de cada uno de los entresijos de una edificación siguiendo como referencia el primer modo de vibración. Considerando que una edificación permite simplificar el análisis de masa por estar concentrada a nivel de entresijos, no es el caso de puentes por ser estructuras no uniformes y con procedimientos constructivos variados que no permiten asumir en su análisis esta consideración. Existen diferentes procedimientos de análisis no lineal estático, incluso algunos procedimientos que permiten determinar el punto de desempeño; su fundamento radica en considerar que el periodo fundamental de vibración es el modo predominante en una estructura. Otra limitante radica en que estas metodologías mantienen un patrón de cargas horizontales constante sin considerar su afectación por el cambio de la rigidez de la estructura que se da por daño de elementos estructurales a medida que se aplica el patrón de cargas horizontales preestablecido [1].

3.2 Análisis no lineales estáticos adaptativos

Este tipo de análisis se considera más apropiado para puentes por cuanto el patrón de cargas laterales se actualiza a medida que avanza el análisis en contraste con los métodos convencionales que se mantiene con valores constantes de fuerzas, la actualización se basa en considerar cambios en formas modales y factores de participación modal obtenidos de un análisis de valores y vectores propios efectuado para cada incremento de carga. Este método se considera como un enfoque que incluye múltiples modos, que considera la disminución de la rigidez de la estructura, la modificación de su período fundamental y la modificación de las fuerzas inerciales [1]. Por otro lado, los análisis no lineales estáticos convencionales mantienen un patrón de carga constante llevando la estructura al colapso con patrones

de cargas adaptados a una forma modal que dista de la forma modal modificada que se tiene justo antes de que se presente el colapso de la estructura. Los puentes son estructuras con baja redundancia, y en el caso de puentes construidos mediante voladizos sucesivos existe una alta concentración de esfuerzos en la conexión de columnas con las primeras dovelas, por tal motivo en el presente artículo se implementa un análisis no lineal estático adaptativo para evaluar la respuesta inelástica de las columnas. El análisis no lineal estático adaptativo combinado con una caracterización dinámica apropiada de un puente, como modelos constitutivos de los materiales, brinda una metodología muy apropiada para calcular una respuesta más aproximada a la real de sistemas estructurales ante cargas de gran magnitud [8]. Aunque este tipo de análisis contiene un avance significativo con respecto a los análisis tradicionales contemplados en las normas CCDSP-95 [8] y CCP-14 [3], esta metodología contiene algunas deficiencias relacionadas con el cambio de las propiedades modales de la estructura por fluencia y agrietamiento de elementos estructurales generando una redistribución de fuerzas inerciales, lo cual puede aumentar la participación de modos superiores. Teniendo de presente que el coeficiente de disipación de energía asumido en el diseño de las columnas del viaducto la unión corresponde a $R=1$, es importante resaltar que el procedimiento de diseño empleado corresponde a un análisis elástico de las secciones de las columnas con una baja ductilidad de las columnas, es decir se asume un comportamiento de baja ductilidad de las columnas en su diseño. El uso de un análisis no lineal estático adaptativo en este artículo elimina en parte, posibles errores que se puedan presentar por falta de ajuste del patrón de cargas horizontales, para de esta forma evaluar la respuesta inelástica considerando respuesta no lineal de los materiales que componen las columnas, considerando también un modelo de todo el puente para de esta forma verificar el cortante sísmico en la base obtenido del diseño con el cortante sísmico en la base obtenido mediante un análisis no lineal. En la siguiente sección se presentan las consideraciones de modelado del puente para los diferentes elementos que componen el puente haciendo énfasis en que el objetivo principal del presente estudio es determinar la respuesta inelástica de las columnas.

3.3 Modelos dinámicos no-lineales incremental (IDA):

El análisis dinámico no lineal incremental (IDA) es un método de análisis paramétrico que es útil para estimar el desempeño estructural bajo varios movimientos del terreno, en este análisis dinámico, la estructura es sometida a una serie de análisis time-history no lineales de intensidad creciente (por ejemplo, se amplifica progresivamente la aceleración pico del suelo desde un valor bajo de respuesta elástica hasta alcanzar algún estado límite post-fluencia predeterminado). Los valores pico de corte basal son luego graficados con respecto a sus respectivos desplazamientos de la cima de la estructura para cada uno de los análisis dinámicos, dando origen a la llamada curva de Pushover dinámico o curva envolvente de IDA. [6] Estos movimientos de tierra pueden seleccionarse a partir de registros reales de terremotos o pueden generarse artificialmente [9].

3.4 Modelos constitutivos para los materiales:

Para representar adecuadamente el comportamiento de los elementos frente a eventos externos, los modelos constitutivos de los materiales deben tener en cuenta las deformaciones y rigidez post-fluencia. En los análisis convencionales esto es tenido en cuenta mediante el factor de modificación de respuesta R. El CCP-14 [3] define estos factores en el capítulo 3.10.7 y se definen tanto para elementos estructurales como para conexiones. Los factores de modificación dependen de la categoría operacional del puente. Los modelos constitutivos ayudan también a la identificación de los puntos de fluencia en los diagramas esfuerzo-deformación [1].

3.5 Modelo no lineal de Mander et al. Para hormigón – con_ma:

Se trata de un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante, programado inicialmente por Madas [1993], que sigue la relación constitutiva propuesta por Mander et al. [1988] y las leyes cíclicas propuestas por Martínez-Rueda and Elnashai [1997]. Los efectos de confinamiento provistos por la armadura transversal son incorporados mediante las leyes propuestas Mander et al. [1988], en las cuales se asume una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones. [6]

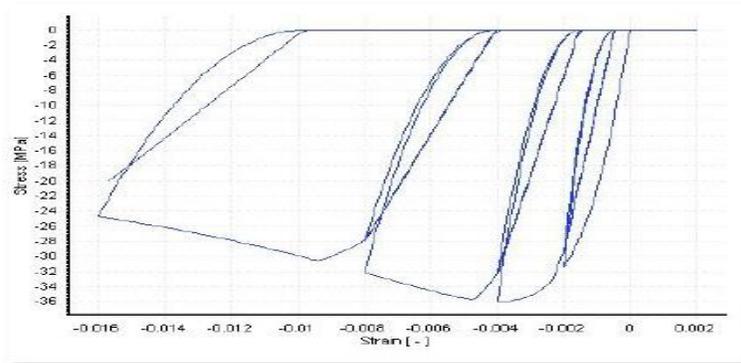


Figura 2. Modelo no lineal para concreto.
Fuente: Software SeismoStruct [6].

3.6 Modelo de acero Monti-Nuti – stl_mn:

Este es un modelo uniaxial inicialmente programado por Monti et al. [1996], el cual es capaz de describir el pandeo post-elástico de las varillas de refuerzo sujetas a compresión. Usa la relación Menegotto and Pinto [1973] junto con reglas de endurecimiento isotrópico propuestas por Filippou et al. [1983] y las reglas de pandeo propuestas por Monti and Nuti [1992]. También se introduce una regla adicional propuesta por Fragiadakis et al. [2008] para obtener una estabilidad y precisión numéricas bajo cargas sísmicas transientes. Debe utilizarse cuando se modelen elementos de concreto en los cuales puede darse el pandeo de las varillas de refuerzo (por ejemplo, columnas bajo cargas cíclicas severas). Como lo discute Prota et al. [2009], con la calibración correcta, este modelo desarrollado para varillas de refuerzo corrugadas, también puede utilizarse para modelar varillas lisas, a veces encontradas en estructuras existentes. [6]

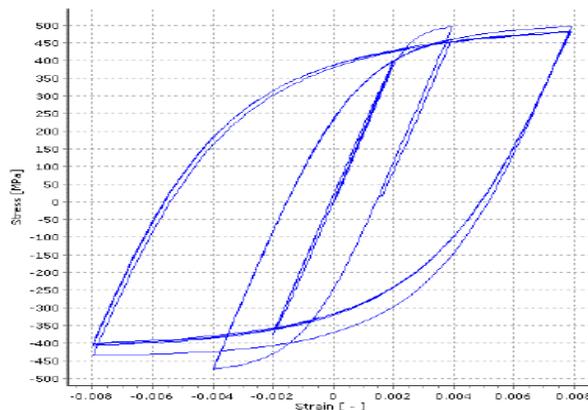


Figura 3. Modelo no lineal para el acero.
Fuente: Software SeismoStruct [6].

3.7 Diseño basado en desempeño

Los códigos y normas de diseño implementan metodologías de diseño basadas en fuerzas, cuyo objetivo es lograr una resistencia de diseño que supere las fuerzas de demanda. Esta clase de metodologías se basan en análisis elásticos y presentan las siguientes incongruencias:

- Suponer la independencia entre rigidez y resistencia.
- Suponer que la deformación de fluencia es proporcional a la magnitud de la carga y a la resistencia del elemento.
- Subestimar el período de la estructura para hacerla más segura. Se asume que estructuras con períodos cortos tienen una rigidez alta, y que por ende son más seguras.
- Aplicar la aproximación de los desplazamientos iguales a una gran variedad de estructuras. Los factores de reducción de fuerza no representan de forma adecuada el cambio de rigidez y la redistribución de fuerzas y deformaciones.

Tales metodologías tienen en cuenta el daño de una manera muy implícita y no son acordes a la respuesta inelástica esperada de las estructuras, lo que las hace muy conservadoras e incongruentes. [1]

3.8 Objetivos de desempeño en puentes

Un objetivo de desempeño se define como la combinación de un comportamiento sísmico esperado (Nivel de desempeño) asociada a una demanda sísmica esperada (Nivel de amenaza sísmica). Para una estructura se pueden definir varios objetivos de desempeño. Aunque aún no hay un consenso general en la definición de nivel de desempeño estructural y las demandas sísmicas, el FEMA, el ATC y el programa *Visión 2000* no presentan diferencias apreciables en estas definiciones. El CCP-14 [3] no presenta alguna definición explícita de nivel de desempeño estructural. [1]

3.9 Nivel de desempeño en puentes

Al tratarse de un diseño basado en desempeño, el nivel de desempeño hace referencia a una condición de daño aceptable para cierta demanda sísmica. La limitación del daño se basa en la seguridad a la vida y en las condiciones que pueda quedar la estructura luego del evento sísmico considerado. [1]

3.10 Amenaza sísmica

Existen tres niveles de amenaza sísmica que se pueden asociar a los diferentes niveles de desempeño estructural: [1]

- *Sismo de servicio*: es un sismo frecuente que es muy probable que ocurra durante la vida útil de la estructura. Tiene una probabilidad de excedencia del 50% en 50 años, que indica un período de retorno de 75 años.
- *Sismo de diseño*: no es un sismo frecuente, y puede que ocurra durante la vida útil de la estructura. Tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, que indica un período de retorno de 500 años. Por lo general, esta clase de sismos son considerados en las normas y códigos de diseño.
- *Sismo máximo esperado*: es el sismo máximo que se puede esperar en el sitio de la estructura, y está asociado a las condiciones sismológicas del sitio. Tiene un 5% de probabilidad de excedencia en 50 años y un período de retorno de 1000 años.

El CCP-14 [3] define todo lo relacionado con efectos sísmicos en el capítulo 3.10, donde se define el sismo de diseño con una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años, lo que indica un período de retorno de 1000 años.

4. PUENTE LA UNIÓN

4.1 Aspectos funcionales y geométricos

A continuación, se realizará la descripción general del puente segmental en voladizos sucesivos La Unión de Bucaramanga, el cual presenta una regularidad geométrica acorde para minimizar efectos torsionales perjudiciales para los elementos de la estructura. Aquí, se dará a conocer aspectos importantes relacionados con la geometría de elementos estructurales y no estructurales del puente, su ubicación y parámetros geotécnicos, así como los datos necesarios para realizar el análisis (IDA) al puente.

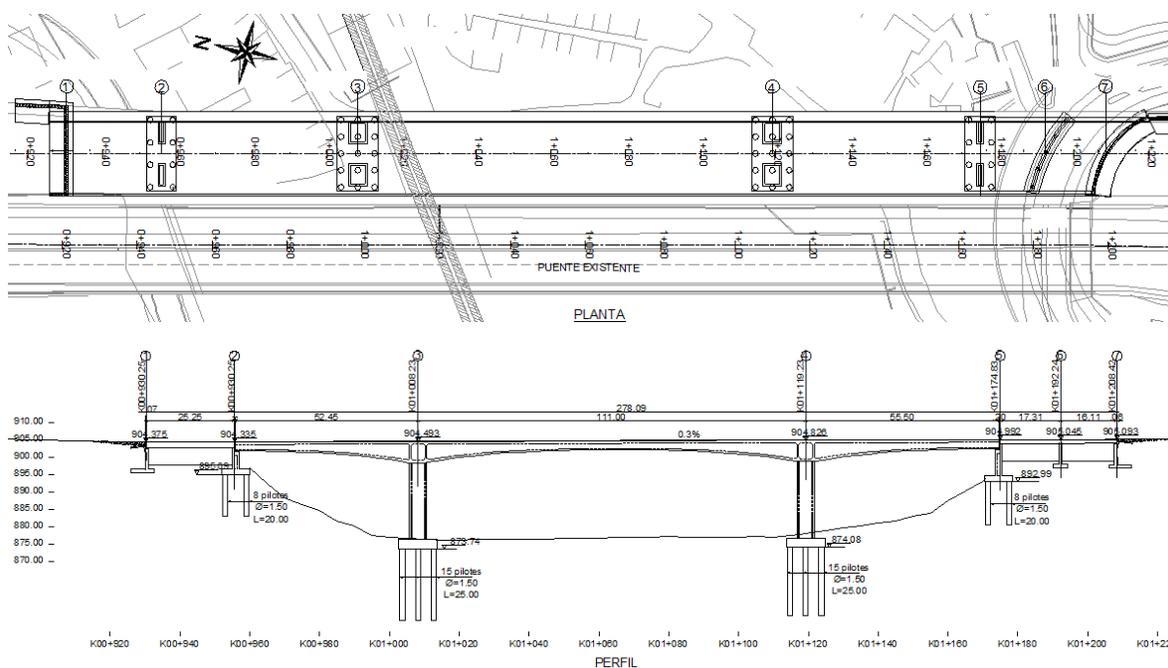


Figura 4. Sección longitudinal viaducto La Unión.
Fuente: Gobernación de Santander.

4.2 Superestructura

El puente La Unión, tiene una longitud de 278,0 m paralelo al viaducto existente García Cadena, este puente consta de un tramo de acceso en vigas cajón pre-esforzadas en el acceso norte, el cual está diseñado para construirse por dovelas sucesivas y el acceso sur que tiene dos tramos en placa continua aligerada.

El puente consta de 6 tramos que se distribuyen de la siguiente manera:

El tramo 1-2, denominado acceso norte es de ancho variable entre 22,51 m y 24,20 m, además tiene una longitud de 25,25 m y está conformado por 5 vigas cajón pre-esforzadas como se muestra en la siguiente figura, de longitud iguales y con un sesgo de 3° para cubrir lo variable del ancho del tablero, las vigas cajón tienen una altura de 1,25 m y un tablero de espesor de 0,22 m.

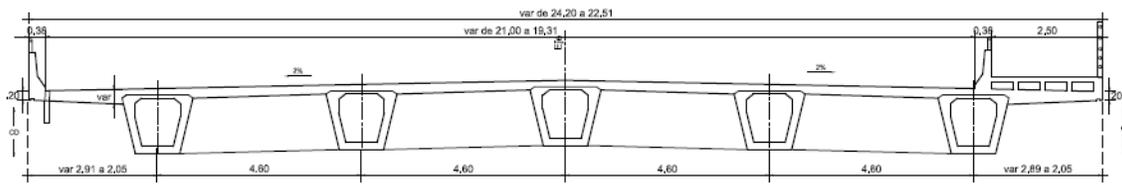


Figura 5. Losa en viga cajón acceso norte.
Fuente: Gobernación de Santander.

Los 3 tramos comprendidos entre los ejes del 2 al 5, tienen un ancho constante de 22,50 m, además, la longitud total de los 3 tramos es de 218,95 m, que se distribuyen en un voladizo inicial de 52,45 m entre los ejes 2-3, un tramo central principal de 111,0 m entre los ejes 3-4 y un voladizo final de 55,50 m entre los ejes 4-5, estos tramos están conformados por vigas cajón de 3 compartimientos pre-esforzadas con altura variable entre 6,00 m y 2,50 m como se muestra en la siguiente figura.

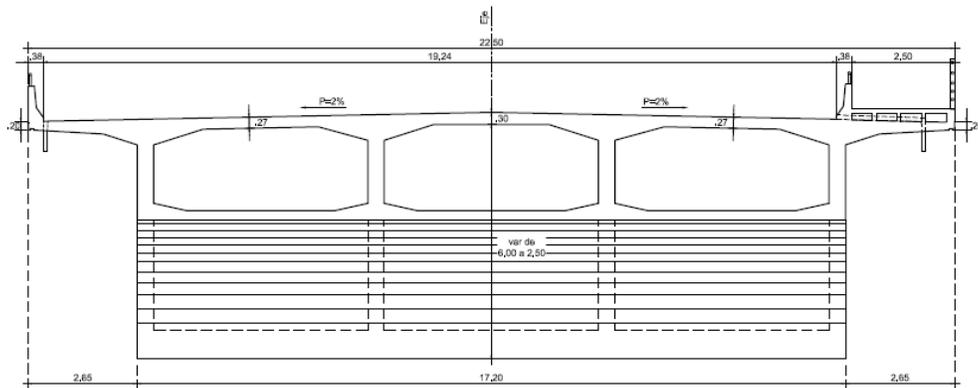


Figura 6. Sección transversal viga cajón de tres compartimientos.
Fuente: Gobernación de Santander.

Los tramos comprendidos entre los ejes del 5 al 7, corresponden a una placa aligerada, continua, reforzada de ancho 22,50 m como se puede ver en la siguiente figura, éstas se distribuyen en dos luces de 17,31 m entre los ejes 5-6 y 16,11 m entre los ejes 6-7, respectivamente; las longitudes son medidas en el eje estructural y este tramo tiene forma irregular para respetar el separador de la vía que pasa bajo el acceso sur.

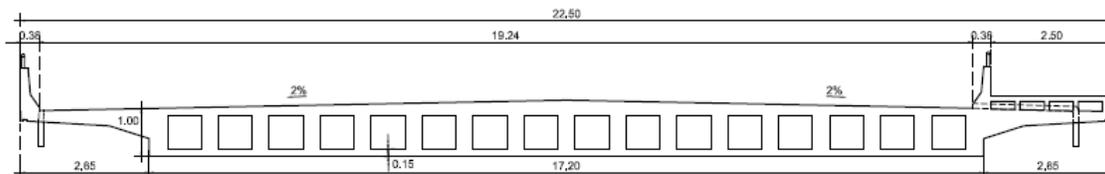


Figura 7. Losa aligerada del acceso sur.
Fuente: Gobernación de Santander.

Las luces extremas, descansan sobre los estribos de los ejes 1 y 7, además, tiene cimentación directa al igual que la pila 6 que sirve de apoyo intermedio a la placa aligerada de los tramos 5-6 y 5-7.

Las pilas de los ejes 2 al 5, transmiten las cargas a los estratos portantes por medio de pilotes de diámetro de 1,50 m y longitudes de 20,0 m y 25,0 m, cumpliendo con las recomendaciones de los estudios geotécnicos.

Los tramos extremos del puente que se construirá por dovelas sucesivas, ejes 2 al 5, se amarran a la infraestructura por medio de cables para impedir el levantamiento bajo los efectos sísmicos. Las luces internas forman pórticos con las columnas sobre las que se apoyan (Ejes 3 y 4) de la figura 4.

El ancho del tablero se distribuirá en una calzada vehicular de 19,24 m, que permitirá 5 vías de circulación, un andén peatonal de 2,00 m, dos barandas de tráfico de 0,38 m. El extremo peatonal lleva adosada una baranda metálica.

4.3 Consideraciones de diseño de columnas

Los elementos estructurales capaces de soportar solicitaciones verticales y dinámicas perteneciente a los ejes 3 y 4 de la figura 4, corresponden a un par de columnas prismáticas rectangulares huecas por cada eje estructural con espesor constante, estas están separadas una distancia 11,20 m entre sus centros, con una altura libre de 22,0 m y con una sección

transversal externa de 6,00x5,00 m y una sección transversal interna de 5,00x4,00 m, además, provistas de un espesor constante de pared de 0,50 m, además, en la etapa de diseño se emplearon métodos elásticos en la determinación del refuerzo de columnas. El coeficiente de disipación de energía (R) asumido en el diseño de las columnas se tomó como $R=1$. La Figura 8 muestra la configuración geométrica del par de columnas del eje 4.

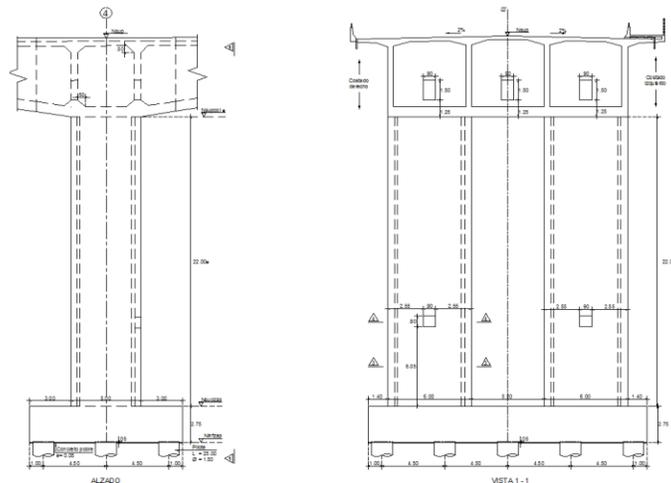


Figura 8. Par de columnas eje 4 puente central viaducto la unión.
Fuente: Gobernación de Santander.

Si bien el viaducto la unión se diseñó de acuerdo a las especificaciones del CCDSP-95 [8]. La entrada en vigencia, con posterioridad al diseño de viaducto la unión, del Código Colombiano de Puentes CCP-14 [3] modificó el concepto adoptado para respuesta inelástica de columnas según el apartado 3.10.9.4.3e, donde se especifica que el uso de un valor bajo del coeficiente de disipación de energía (R), en la determinación de fuerzas de diseño reducidas, resulta en una pequeña reserva de respuesta inelástica de las columnas cuando estas se someten a la acción del sismo de diseño.

4.4 Cimentaciones

La geometría perteneciente a la cimentación de los ejes 3 y 4, corresponden a una zapata rectangular de 20,0x11,0 m, unida a un conjunto de 15 pilotes de 1,50 m de diámetro.

4.5 Consideraciones de diseño generales

El Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 1995 (CCDSP-95) [8] fue utilizado como normativa en el diseño del viaducto la unión. Una resistencia de 28 MPa fue especificada para el concreto de columnas, dados y pilotes. Para los elementos de la superestructura se seleccionó una resistencia para el concreto de 35 MPa. El refuerzo tipo rebar se especificó con un esfuerzo de fluencia de 420 MPa y para el refuerzo tensionado se especificaron torones de diámetro 5/8" -grado 270 ($f_{pu}=1890$ MPa). El camión de diseño corresponde al C40-95 de la Figura 9. De acuerdo al estudio de zonificación sísmico geotécnico indicativa del área metropolitana de Bucaramanga, para el puente se recomienda un espectro de diseño correspondiente a la zona 2 del área metropolitana, el cual presenta aceleraciones superiores a las recomendadas por el código de puente CCDSP-95 [8] para Bucaramanga. Se clasifica como zona de amenaza sísmica alta con un valor de $A_a = 0,25$ y coeficiente de sitio de 1,2 según el CCDSP-95 [8].

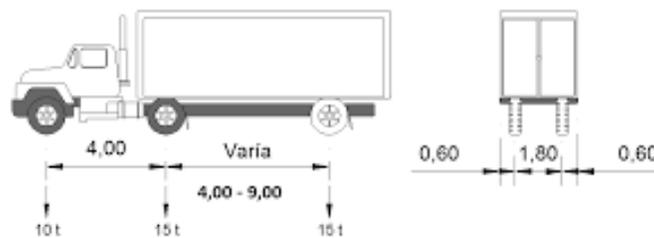


Figura 9. Camión de diseño C40-95.
Fuente: CCDSP-1995 [8].

5. MODELADO DEL VIADUCTO LA UNIÓN

5.1 Análisis de cargas

Para calcular la carga vertical que actúa sobre cada una de las columnas de los ejes 3 y 4 de la figura 4, se utilizó las memorias de cálculo facilitadas por la gobernación de Santander. En la siguiente imagen se muestra el peso cada uno de las dovelas que actúan sobre el eje estructural. Aparte se calcularon los pesos de los demás componentes de la superestructura, estos quedan tabulados en la tabla siguiente, al final se suman todos los valores con el objetivo de obtener el valor último de la carga muerta actuante sobre cada columna.

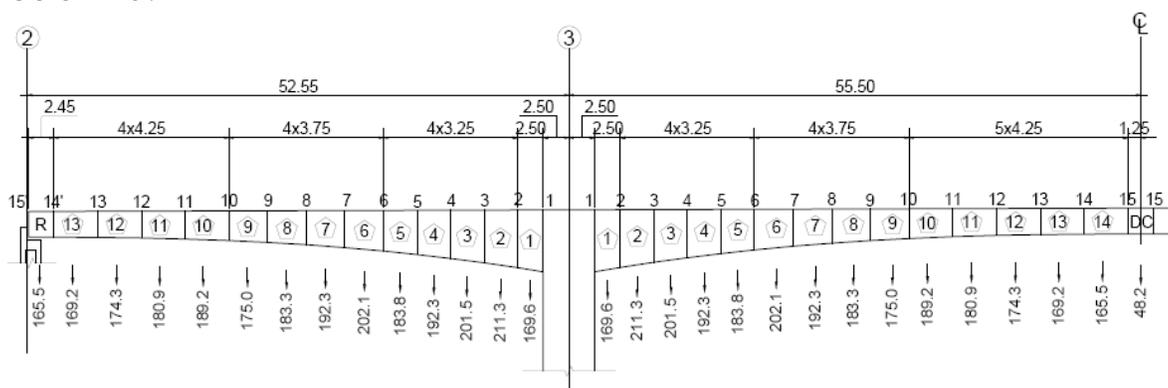


Figura 10. Distribución de cargas de las dovelas de la superestructura.

Fuente: Gobernación de Santander

Componente	Área (m ²)	Peso específico (tf/m ³)	Peso (tf)
Andenes	0,35	2,40	183,92
Bordillos	0,13	2,40	0,00
Barrera de tráfico	0,20	2,40	105,10
Barandas peatonales	-	0,04	8,76
Rodadura	19,24x0,10	2,20	926,77
Dovelas	-	-	5204,7
Total	-	-	6429,25

Tabla 1. Cargas muertas que soportan las columnas.

Fuente: Gobernación de Santander.

5.2 Elementos de la superestructura

El software utilizado en el modelado del puente es SeismoStruct [6]. Debido a que la superestructura permanece en el rango elástico durante la aplicación de las cargas, los elementos se modelan como elementos tipo elástico lineal gracias a un modelo elástico simplificado con comportamiento simétrico en tracción y compresión. Las propiedades geométricas y el peso de las dovelas se obtienen de las memorias de cálculo proporcionadas por la Gobernación de Santander. Los pesos de la carpeta asfáltica y parapetos se adicionan al peso de las dovelas para de esta forma determinar el peso de la superestructura. Las conexiones de la superestructura con las columnas se modelan con elementos de alta rigidez torsional para asegurar que estos nuevos elementos tengan tan elevada rigidez torsional que su comportamiento individual no influya en la respuesta real de las columnas del puente.

5.3 Columnas

El software SeismoStruct [6] considera modelos no lineales de plasticidad distribuida con lo cual será posible obtener la localización de las rotulaciones en las columnas del puente. Este aspecto es bastante importante por cuanto los modelos de plasticidad concentrada requieren de información de localización de las rótulas plásticas [10]. Las columnas del puente que se modelan usando modelos de plasticidad distribuida se utiliza un modelo de fibras de las columnas compuesto de 500 secciones. Para modelar el concreto reforzado se selecciona un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante que sigue la relación constitutiva propuesta por Mander et al. [11]. Los efectos de confinamiento provistos por la armadura transversal son incorporados mediante las leyes propuestas Mander et al. [11], en las cuales se asume una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones. Para el acero de refuerzo tipo rebar se selecciona un modelo uniaxial, el cual es capaz de describir el pandeo post-elástico de las varillas de refuerzo tipo rebar sujetas a compresión. Se seleccionan reglas de endurecimiento isotrópico y las reglas de pandeo propuestas por los investigadores Monti and Nuti [12].

5.4 Modelo del puente

Para calcular la carga vertical que actúa sobre cada una de las columnas de los ejes 3 y 4, se utilizó la memoria de diseño facilitada por la Gobernación de Santander. Adicionalmente se consideró el peso de andenes, bordillos, barreras de tráfico, barreras peatonales, y carpeta asfáltica, como se mostró en la (Tabla 1). Las cargas de la superestructura se aplican en forma de cargas distribuidas sobre los elementos lineales y la carga de las columnas se determina en forma automática por el software SeismoStruct [6] con base en los parámetros de los modelos no lineales mencionados. La Figura 11 muestra el modelo ensamblado en el software SeismoStruct [6]. Los parámetros dinámicos del puente central del viaducto la unión se obtiene de un análisis preliminar utilizando modelos numéricos lineales propuestos por [13] que fueron adelantados para el viaducto la unión por [14].

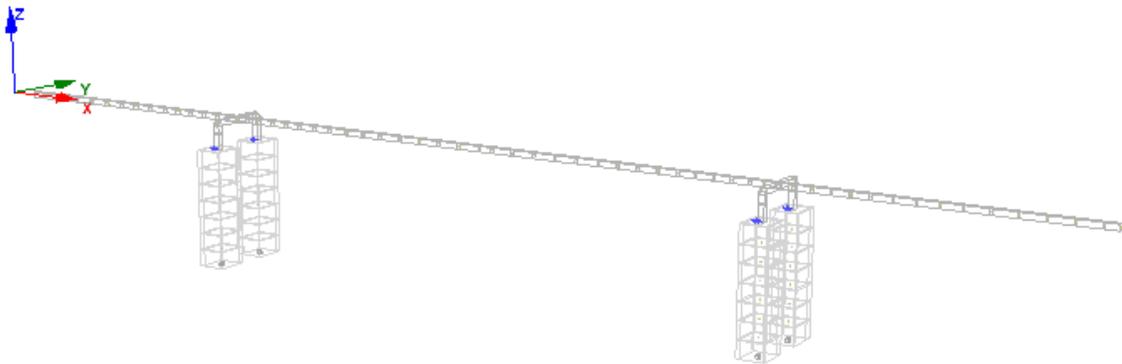


Figura 11. Modelo 3D puente central del viaducto la unión (columnas con tamaño aumentado).
Fuente: Elaboración propia.

6. RESULTADO DEL ANÁLISIS PUSHOVER ADAPTATIVO

6.1 Curvas de capacidad

Para la obtención de las curvas de capacidad se realiza un análisis por cada dirección, a saber, longitudinal y transversal. Los niveles de daño para el acero de refuerzo tipo rebar se definen como fluencia y rotura con valores de 0,0021 y 0,075, respectivamente. Como se mencionó anteriormente, al tener un modelo de plasticidad distribuida para el análisis inelástico de columnas, las rotulaciones plásticas no se generan en posiciones fijas definidas por el usuario, sino que estas rotulaciones plásticas se generarán donde los valores de esfuerzos y deformaciones superen los niveles de daño anteriormente definidos para el acero de refuerzo tipo rebar. El peso de la estructura se determina con base en las memorias de diseño proporcionadas por la Gobernación de Santander considerando todos los elementos que aportan en carga muerta, no se considera aporte en masa de la carga viva, aunque este debería ser considerado dado el alto flujo vehicular que se presenta en el puente, y que en caso de presentarse una eventualidad sísmica lo más seguro es que el puente tenga un número considerable de vehículos circulando. El peso total del puente incluyendo todos los elementos de la superestructura es 136.964,87 kN. A continuación, se presentan las curvas de capacidad para el puente en los sentidos longitudinal y transversal.

6.1.1 Sentido longitudinal

El modelado del puente se realiza en dirección longitudinal, que para efectos del modelo corresponde al eje x según la Figura 11. Para el modelo no lineal del puente no se considera el efecto asociado a los neoprenos localizados en los apoyos de los ejes 2 y 5, esto con el fin de determinar la ductilidad efectiva de las columnas. Como se mencionó anteriormente, el procedimiento no lineal estático adaptativo realiza el ajuste del patrón de cargas aplicado a nivel superior de las columnas para de esta forma determinar la curva de capacidad del puente en el sentido longitudinal según se ilustra en la Figura 12.

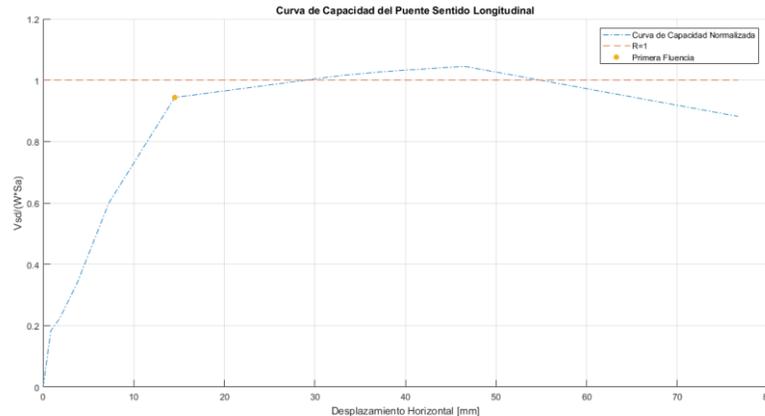


Figura 12. Curva de capacidad sentido longitudinal
Fuente: Elaboración propia.

El eje vertical relaciona el cortante sísmico en la base (V_{sd}), calculado mediante el análisis inelástico, valor que es dividido por el producto del peso del puente (W) por el valor de la aceleración espectral (S_a), obtenida del espectro elástico de diseño. Es posible apreciar que el comportamiento del puente en el sentido longitudinal, cumple con los requerimientos de diseño asociados a un coeficiente de disipación de energía con un valor de $R=1$. La primera fluencia se presenta para un desplazamiento horizontal de 14,53 mm, cuando la columna alcanza un valor de desplazamiento horizontal de 32,71 mm se alcanza el valor del coeficiente de disipación de energía considerado en el diseño. Las columnas cuentan con una mínima reserva de ductilidad que les permite alcanzar un desplazamiento horizontal de 46,5 mm, valor que equivale al 2,11% de deriva.

6.1.2 Sentido transversal

El modelado del puente se realiza también en dirección transversal que para efectos del modelo corresponde al eje y según la Figura 11. Utilizando el mismo procedimiento del sentido longitudinal se determina la curva de capacidad en el sentido transversal del puente según se ilustra en la Figura 13.

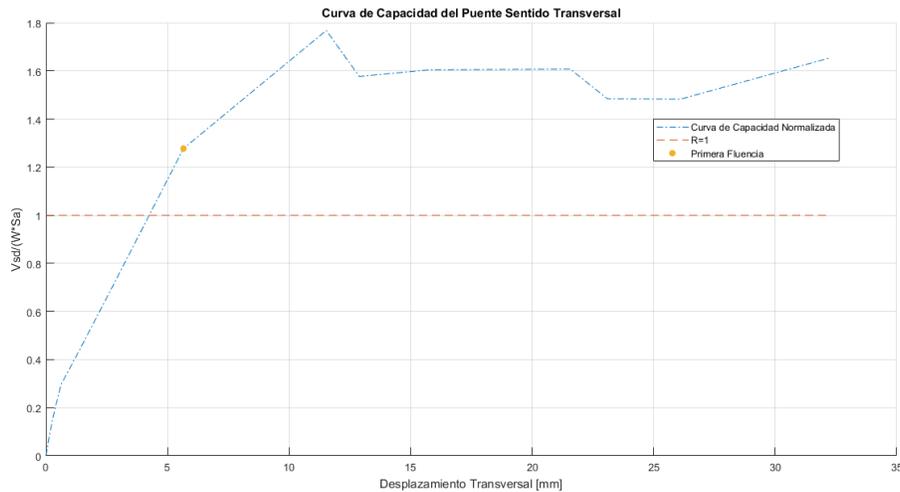


Figura 13. Curva de capacidad sentido transversal
Fuente: Elaboración propia.

En el sentido transversal se puede apreciar que las columnas tienen una mayor ductilidad a la estimada en el diseño lo que equivale a un coeficiente de disipación de energía con un valor de $R=1,77$. Valor que se encuentra por encima del valor de $R=1,5$, valor recomendado por el CCP-14 [3]. La primera fluencia se presenta para un valor de desplazamiento transversal de 5,66 mm con un valor de $R=1,28$. En el sentido transversal las columnas alcanzan un máximo de desplazamiento transversal de 32,25 mm, equivalente a una deriva de 1,47%. Las Figuras 14 y 15 muestran el primer estado de fluencia en color rosado y el primer estado de rotura en color rojo, tanto para el sentido longitudinal como para el sentido transversal, respectivamente. El estado de rotura es correspondiente al colapso de la estructura por rotura del refuerzo de las columnas. Es posible apreciar que las rotulaciones iniciales se generan a nivel de base de columnas y que la rotura se presenta de igual forma a este nivel.

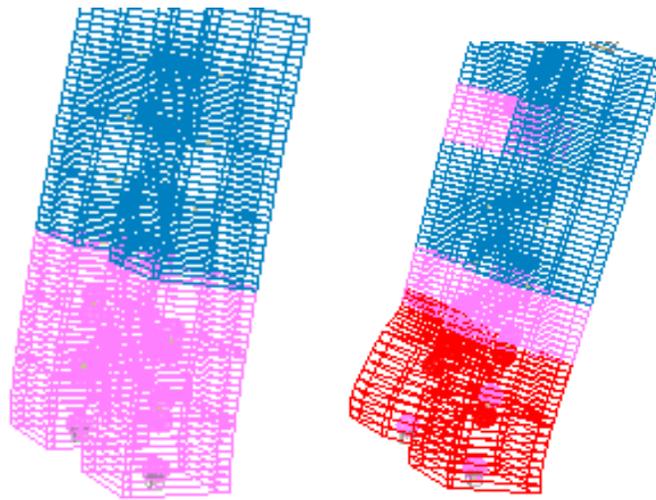


Figura 14. Primer estado de fluencia y primer estado de rotura sentido longitudinal
Fuente: Elaboración propia.

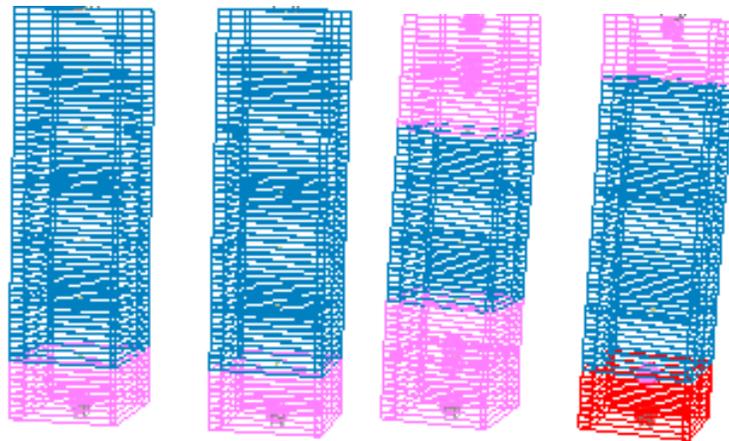


Figura 15. Primer estado de fluencia y primer estado de rotura sentido transversal
Fuente: Elaboración propia.

Si bien el CCP-14 [3] especifica un valor de $R=1,5$ en el diseño de columnas para el tipo de puente presentado en este artículo, es importante resaltar que según las especificaciones de diseño del puente se consideró para el viaducto la unión un valor de $R=1$ en el diseño de las columnas. Los resultados del análisis inelástico muestran que en el sentido longitudinal se supera levemente el valor de $R=1$ cuando se comparan el cortante sísmico en la base, obtenido mediante el análisis inelástico y el cortante sísmico en la base, definido para el diseño del puente. En el sentido transversal se

logra un valor máximo de $R=1,77$. El modelado inelástico considera la respuesta inelástica de los materiales, también es de relevancia que en el diseño convencional se usan valores de fuerzas sísmicas considerando aplicación del sismo del 100% en una dirección y el 30% en la dirección ortogonal, con lo cual se tiene un valor de resistencia adicional.

6.2 Respuesta inelástica de los materiales

Un aspecto importante tiene que ver con los procedimientos de diseño de elementos de concreto reforzado, estos procedimientos se fundamentan en el uso de factores de seguridad, que para el caso de efectos de cargas se definen como coeficientes de mayoración de cargas, y en el caso de determinación de resistencia se definen como coeficientes de reducción de resistencia, el fundamento radica en proporcionar márgenes de seguridad en la determinación de la resistencia de un elemento bajo el efecto de cargas, son procedimientos que aproximan la resistencia de un elemento de concreto reforzado sin considerar el cálculo detallado de la respuesta inelástica del acero de refuerzo. Un diseño adecuado a flexión se fundamenta en la posición del eje neutro, que para efectos de garantizar en forma segura la falla por fluencia del acero, se permite que el acero de refuerzo alcance un valor de deformación unitaria de 0,005, lo que equivale a tener ubicado el eje neutro a una distancia equivalente al 37,5% de la altura efectiva del elemento, esta posición se mide desde la fibra extrema a compresión del concreto hasta el centroide del refuerzo a tensión. En la definición del punto de fluencia del acero de refuerzo tipo rebar, se tiene que este valor se obtiene de dividir el valor del esfuerzo de fluencia entre el valor del módulo de elasticidad del acero que para efectos de diseño tiene un valor de 200 GPa, si el esfuerzo de fluencia equivale a 420 MPa se tiene un valor de deformación unitaria para fluencia de 0,0021. Este valor no considera márgenes de seguridad, por lo tanto, el valor especificado de diseño es 0,005 para de esta forma garantizar fluencia del acero antes de falla por compresión del concreto, lo que equivale a una falla sub-reforzada. Los puntos de fluencia ilustrados en las Figuras 12 y 13 se determinan para los valores de carga lateral que generan una deformación unitaria de 0,0021. Con base en este valor de deformación unitaria se realiza la verificación de respuesta del material analizando el nivel de deformaciones unitarias axiales que se presentan en el elemento de la columna donde se genera la primera fluencia. Las Figuras 16 y 17 ilustran el estado de esfuerzos en el refuerzo tipo rebar de los

elementos críticos de las columnas con base en la relación del cortante sísmico en la base al calculado mediante el análisis inelástico y el cortante sísmico en la base de diseño.

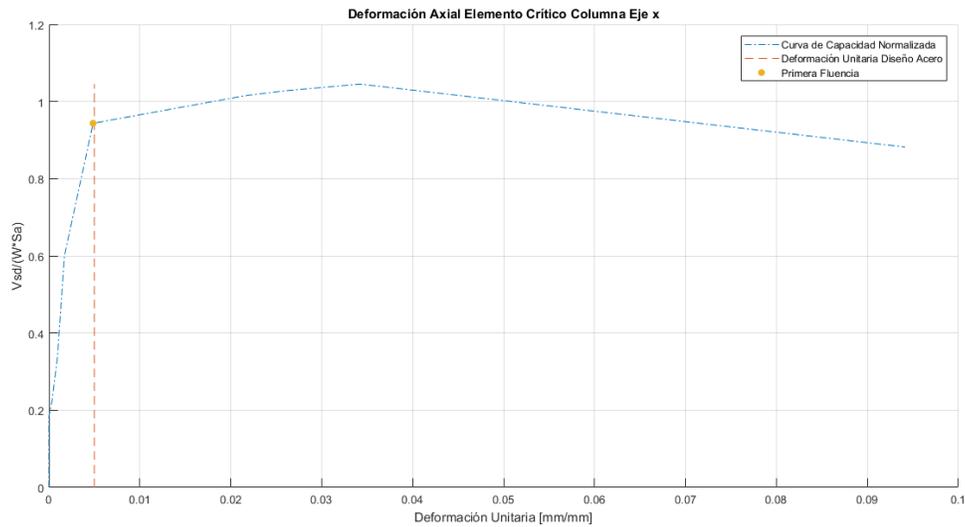


Figura 16. Curva de Capacidad normalizada vs Deformación axial elemento crítico columna dirección x

Fuente: Elaboración propia.

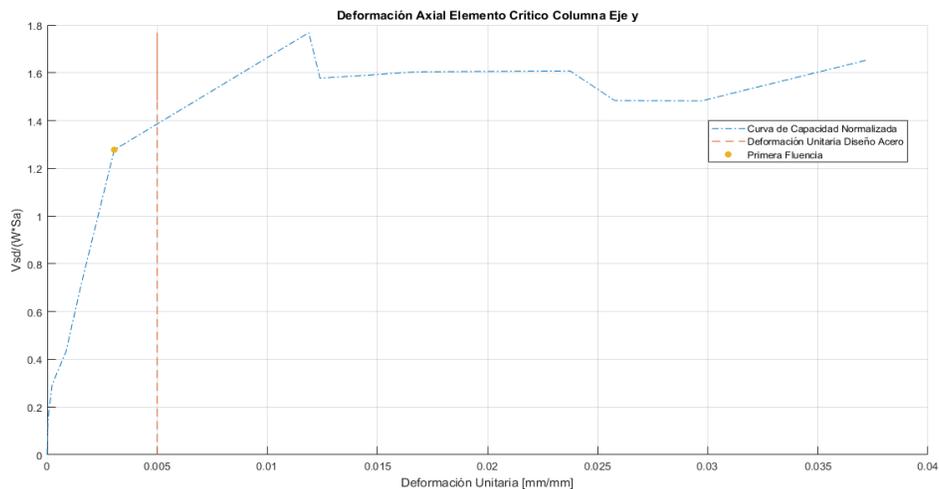


Figura 17. Curva de Capacidad normalizada vs Deformación axial elemento crítico columna dirección y

Fuente: Elaboración propia.

El valor recomendado de diseño para la deformación unitaria del acero de refuerzo, que corresponde a 0,005, se ajusta adecuadamente al valor donde el modelo no lineal presenta la primera fluencia para la dirección x, que corresponde a la dirección longitudinal del puente. En el caso de análisis en el eje transversal, que corresponde al eje y, presenta la primera fluencia antes del valor de 0,005, lo que demuestra que la respuesta de las columnas en la dirección transversal presenta mayor ductilidad ya que el valor de deformación unitaria de 0,005 se encuentra para un mayor valor de carga lateral. Es importante notar que los diseños efectuados utilizando el concepto de cuantía balanceada, donde se asume condición de falla segura con un valor de cuantía del 75% de la cuantía balanceada, esto equivale a un valor de deformación unitaria para el acero de refuerzo de 0,0041. El procedimiento de diseño que se basa en el 75% de la cuantía balanceada no considera variación del coeficiente de reducción de resistencia, por el contrario, el procedimiento de controlar la falla segura, con una deformación unitaria del acero de refuerzo de 0,005, sí permite variación en el coeficiente de reducción de resistencia para valores de deformaciones unitarias del acero de refuerzo entre 0,0021 y 0,005. Finalmente, para efectos de modelado del concreto se tiene un valor máximo de deformación unitaria en la fibra extrema a compresión de 0,003, valor proporcionado por los códigos de diseño, este aspecto puede también influir en el cálculo de la primera fluencia, esto porque este valor puede en algunos casos ser diferente.

7. MODELO DEL ANÁLISIS (IDA)

7.1 Curvas Time-History

Para la realización del análisis (IDA), se deben escoger un grupo de registros acelerográficos que sean acorde al sitio donde se encuentra ubicada la estructura, para realizar esto se seleccionan un grupo de 7 registros acelerográficos (Ground Motion Database) sin escalar de la base de datos PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) [15]. Estos movimientos del terreno se escalan utilizando diversos métodos de escalado, como la comparación de frecuencias, la comparación espectral, etc.

Para obtener factores de escala adecuados la selección y escalado de los movimientos del terreno sísmico es un paso importante en la definición de las cargas sísmicas que se aplicarán a una estructura durante el análisis estructural [16].

Como se mencionó con anterioridad, el grupo de registros acelerográficos se obtuvo de la base de datos PEER. Para obtener estos, se debía tener a la mano el espectro de diseño del puente, el tipo de falla geológica que existe en las proximidades de la zona de ubicación del puente, la magnitud del sismo más fuerte que ha ocurrido en el sitio, así como la velocidad de onda cortante a los 30 metros de profundidad, todos estos parámetros nos sirven para que PEER nos seleccione los 7 registros que más se asemejan a las condiciones tanto geológicas como de diseño de la estructura que vamos analizar.

Tipo de falla	Reverse/Oblique
Magnitud (Momento)	6,5-7,5
Vs 30 (m/s)	371-481

Tabla 2. Datos de entrada para PEER.

Fuente: Elaboración propia.

7.2 Escalado registros acelerográficos

Para el escalado de los registros acelerográficos, se utilizar el software SeismoMatch [17] y los datos del espectro de diseño del puente, así como el periodo de la estructura en las dos direcciones de estudio, a saber, longitudinal y transversal, con el objetivo de que el acelerograma coincida en su gran mayoría con los parámetros geotécnicos y de diseño de la

estructura en cuestión, dando con estos unos resultados muy aproximados al real comportamiento de la estructura ante una eventualidad sísmica.

7.3 Factor de escala

Cada análisis time-history de un IDA es ejecutado para una intensidad dada del input sísmico, definido por el producto del factor de escala y el acelerograma introducido. Habitualmente, el input sísmico es escalado incrementalmente desde un valor bajo de respuesta elástica hasta un valor elevado correspondiente a la consecución de un estado límite post-fluencia predeterminado.

Para el cálculo del factor de escala, se tiene en cuenta el análisis realizado en el software SeismoMatch [17] donde haciendo una revisión de la gráfica de comparación del espectro de respuesta original versus el espectro de respuesta calculado por el software, se obtienen los valores máximos de Pseudo-aceleración de cada una de las dos graficas mencionadas, para con esto realizar una razón entre el mayor y el menor valor de Pseudo-aceleración de las dos graficas obtenidas, dando con esto el factor de escala solicitado. Este análisis se debe realizar para cada uno de los 7 registros acelerográficos seleccionados del análisis IDA y en cada una de las direcciones de análisis, a saber, longitudinal y transversal, en la Tabla 3 podemos ver estos resultados, así como los parámetros más relevantes de los movimientos de terreno seleccionados de la base de datos PEER.

Datos de los acelerogramas						Factores de escala	
ID	Ordenada espectral	Año	Nombre	Estación	Vs 30 (m/s)	Longitudinal	Transversal
1	SRSS	1989	Loma prieta	Palo Alto	425,3	1,35	1,45
2	SRSS	1989	Loma prieta	Saratoga	380,89	1,33	1,49
3	SRSS	1992	Cabo Mendocino	Estación de bonberos	387,95	1,28	1,2
44	SRSS	1979	Montenegro, Yugoslavia	Ulcinj-Hotel Albatros	410,35	1,11	1,2
55	SRSS	2007	Chuetsu-ohi, Japón.	Joetsu Ogataku	414,23	1,48	1,44
66	SRSS	2008	Iwate, Japón	Ciudad de Matsuyama	436,34	1,22	1,18
77	SRSS	2008	Iwate, Japón	Mizusawaku	413,04	1,05	1,12

Tabla 3. Registros acelerográficos utilizados en el análisis (IDA).

Fuente: Elaboración propia.

8. RESULTADOS ANÁLISIS (IDA)

8.1 Curvas de capacidad y criterios de desempeño

Para la obtención de las curvas de capacidad se procedió igual que en el análisis Pushover adaptativo realizando un análisis por cada dirección. Los niveles de daño definidos para el modelo en fluencia y ruptura son respectivamente 0,0021 y 0,075. Las curvas de capacidad IDA que se obtuvieron del modelo son gráficas que relacionan el máximo desplazamiento de la estructura versus el cortante basal correspondiente, estas gráficas se obtuvieron para cada uno de los registros acelerográficos utilizados en el análisis y para cada una de las dos direcciones ortogonales del modelo, en este sentido se muestran en un solo gráfico las curvas IDA de los 7 registros acelerográficos en cada dirección de análisis para poder realizar una comparación entre los valores límites obtenidos.

8.1.1 Sentido longitudinal

El modelado del puente se realizó en la dirección longitudinal del puente, teniendo de presente que los registros acelerográficos se aplicaron en los apoyos de las columnas para poder obtener el desempeño de la estructura en condiciones dinámicas.

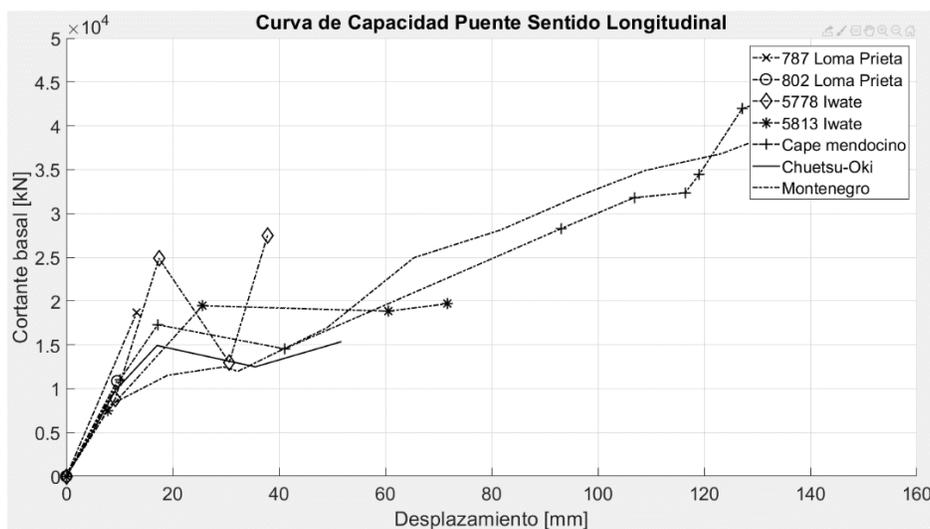


Figura 18. Curva (IDA) en dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

De las gráficas anteriores podemos obtener los valores de fluencia de las columnas para cada uno de los registros acelerográficos, donde podemos

verificar que el valor promedio de todos los desplazamientos donde el acero fluye es muy parecido al valor de fluencia en la dirección X obtenido del Pushover adaptativo, esto lo podemos corroborar en la siguiente tabla:

Curva IDA, dirección X	
Sismo	Fluencia (mm)
787 Loma Prieta	13,25
802 Loma Prieta	9,55
5778 Iwate	17,44
5813 Iwate	25,63
Cape mendocino	17,19
Chuetsu-oki	17,07
Montenegro	8,47
PROMEDIO	15,52

Tabla 4. Valor de deformación promedio para alcanzar fluencia, dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

8.1.2 Sentido transversal

El modelado del puente se realizó en la dirección transversal del puente, teniendo de presente que los registros acelerográficos se aplicaron en los apoyos de las columnas para poder obtener el desempeño de la estructura en condiciones dinámicas.

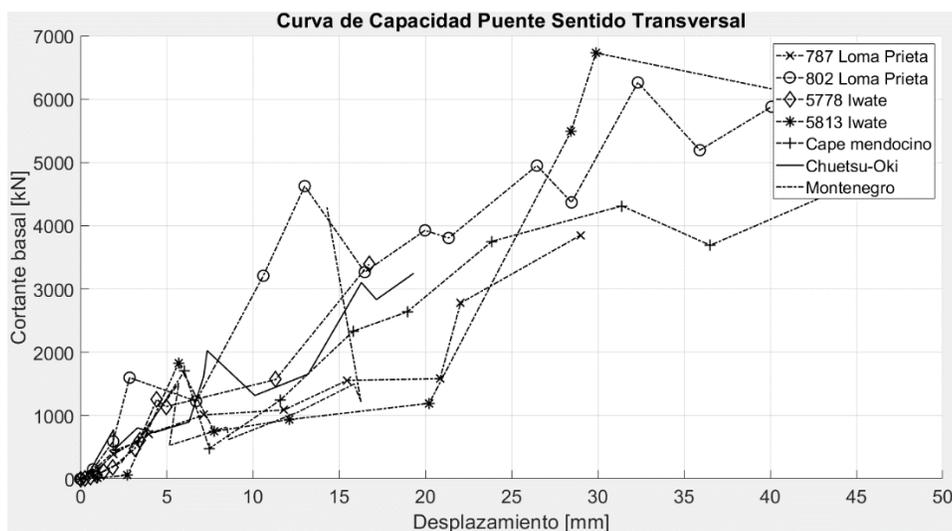


Figura 19. Curva (IDA) en dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

De las gráficas anteriores podemos obtener los valores de fluencia de las columnas para cada uno de los registros acelerográficos, donde podemos

verificar que el valor promedio de todos los desplazamientos donde el acero fluye es muy parecido al valor de fluencia en la dirección Y obtenido del Pushover adaptativo, esto lo podemos corroborar en la siguiente tabla:

Curva IDA, dirección Y	
Sismo	Fluencia (mm)
787 Loma Prieta	7,16
802 Loma Prieta	2,86
5778 Iwate	4,43
5813 Iwate	5,69
Cape mendocino	6,03
Chuetsu-oki	1,93
Montenegro	5,71
PROMEDIO	4,83

Tabla 5. Valor de deformación promedio para alcanzar fluencia, dirección Y.
Fuente: Elaboración propia.

9. CONCLUSIONES

En este documento se presentan los resultados de un análisis no lineal estático adaptativo y un análisis dinámico incremental (IDA) de un puente viga cajón construido mediante voladizos sucesivos. El puente seleccionado para el presente estudio corresponde al puente central del viaducto la unión, este puente presenta características especiales como ser el considerable ancho del tablero de la superestructura con cinco carriles, ubicación en una zona de amenaza sísmica alta, y una alta importancia en el tema de movilidad del área metropolitana de Bucaramanga. El efecto de tener un tablero de ancho considerable hace que la masa que participa en efectos inerciales sea considerable, este aspecto es más relevante cuando se considera en conjunto con el nivel de amenaza sísmica de la zona donde se localiza el puente. El modelo no lineal se ensambla utilizando información del diseño proporcionada por la Gobernación de Santander, información que se complementa con un análisis modal elástico del puente adelantado en la Universidad Industrial de Santander [14]. El modelo no lineal utiliza plasticidad distribuida, lo cual permite tener una mayor aproximación al real comportamiento inelástico de las columnas del puente en lo relacionado a generación de rótulas plásticas. Para modelar un comportamiento más aproximado al real, se considera un modelo de todo el puente incluyendo los elementos que conforman la superestructura del puente. El modelo no lineal presentado en este artículo utiliza un procedimiento adaptativo que permite variar el patrón de cargas laterales a medida que se degrada la rigidez de las columnas, este procedimiento presenta ventajas de modelado especialmente en puentes, en comparación con procedimientos no lineales estáticos convencionales donde el patrón de cargas laterales se mantiene constante.

El análisis de resultados de respuesta global del puente con base en la obtención de la curva de capacidad de toda la estructura, permite determinar que el puente responde adecuadamente en el sentido longitudinal con valores de ductilidad muy cercanos a los asumidos en el diseño, según los resultados del análisis inelástico el coeficiente de disipación de energía calculado mediante análisis no lineal concuerda con el valor considerado en el diseño. En el sentido transversal, el análisis de la información proporcionada por la curva de capacidad permite asegurar que el puente responde con un valor de ductilidad superior al

considerado del diseño, este aspecto es de especial importancia porque el valor determinado mediante el análisis no lineal estático adaptativo se aproxima al valor recomendado por el CCP-14 [3]. Finalmente, el análisis de resultados, a nivel de respuesta del material, presenta las mismas tendencias que se obtienen de la respuesta global del puente obtenida mediante las curvas de capacidad, fue posible verificar que se cumplen las condiciones de diseño actuales de controlar la deformación unitaria del acero de refuerzo mediante la posición del eje neutro con una deformación unitaria del acero de refuerzo de 0,005.

El presente estudio demuestra la importancia que tienen los análisis no lineales en la verificación de los diseños convencionales realizados con base a modelos elásticos, este tipo de estudios permite una revisión más detallada a nivel de material de la respuesta asumida en la etapa de diseño de puentes, esto con el fin de detectar posibles inconsistencias que se puedan haber presentado en la etapa de diseño. La norma vigente de diseño recomienda el uso de metodologías de verificación de respuesta mediante metodologías no convencionales, si bien los procedimientos de diseño especificados en esta norma se basan en fuerzas, es importante el uso de métodos basados en desplazamientos con el fin de evaluar de forma más adecuada los mecanismos de daño que se presentan en estructuras ubicadas en zonas de amenaza sísmica intermedia o alta. Otro aspecto importante es el uso del coeficiente de disipación de energía para determinar el grado de ductilidad de una estructura con base en metodologías como la presentada en este artículo, que permita la determinación numérica de este importante parámetro. Numerosas investigaciones soportan la necesidad de incorporar métodos basados en desplazamientos en el análisis sísmico de puentes [18-19].

De las curvas IDA se puede enfatizar que los valores obtenidos con las dos tipologías diferentes de análisis (Pushover adaptativo y análisis IDA), brindan valores muy similares de fluencia del acero a los obtenidos en cada uno de los análisis, lo que demuestra y comprueba la eficacia en el modelado del puente, dando con esto unos valores confiables de ductilidad y una buena evaluación del desempeño de la estructura en condiciones dinámicas, brindando una verificación y confirmación de las condiciones asumidas en el diseño.

Finalmente, es importante resaltar que el procedimiento de verificación propuesto en el presente artículo se enfoca en determinar el nivel de

Análisis no lineal puente La Unión

ductilidad de columnas y evaluación del comportamiento de las mismas en condiciones dinámicas, las cuales corresponden a elementos fundamentales que garantizan la estabilidad de un puente.

10. REFERENCIAS

- [1] N. Cruz, J. López. Análisis estático no-lineal en puentes de concreto reforzado con apoyos intermedios de gran altura. Facultad de ingeniería, Universidad de Antioquia, Monografía Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras, 2017.
- [2] AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10. (2010). Bogotá D.C
- [3] AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). Norma colombiana de Diseño de Puentes CCP-14. (2014). Bogotá D.C
- [4] J. Jiménez, M. Salas. “Aplicación de modelos econométricos para estimar la aceptabilidad de una tasa por congestión vehicular”, Inge CUC, vol. 18, no. 2, p. 60-78, 2017.
- [5] R. Valle, N.F Carvajal, J.C Botero “Evolución de los parámetros geométricos de diseño en puentes construidos con voladizos sucesivos in situ”. Revista UIS Ingenierías, vol. 16, no. 1, p. 85-100, 2016.
- [6] Seismosoft. SeismoStruct – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Pavia (PV) - Italy. Retrieved from <http://www.seismosoft.com>.
- [7] Vanguardia [Online]. Disponible: <https://www.vanguardia.com>. [Acceso: mayo 12, 2019].
- [8] AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). Norma Colombiana de Diseño de Puentes (1995). Bogotá D.C
- [9] K. Fouad, R. Mustapha, K. Abderrahmane. Seismic Assessment of Algerian Bridge. National Center of Applied Research in Earthquake Engineering CGS, 2017.
- [10] M. Priestley, G. Calvi, M. Kowalsky. Displacement-based seismic design of structures. North Carolina State University, 2008.
- [11] J.B. Mander, M. Priestley, R. Park. “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 114, no. 8, p. 1804-1820, 1988.
- [12] G. Monti, C. Nuti. “Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling”, Journal of Structural Engineering, vol. 118, no. 12, p. 3268–3284, 1993.
- [13] A. Viviescas Jaimes, J. Carrillo, L. Vargas Carvajal. “Línea base para el monitoreo de salud estructural del puente Gómez Ortiz a partir de pruebas de vibración ambiental”, INGE CUC, vol. 14, no. 1, p. 52-65, 2018.
- [14] W. Hernandez. Caracterización dinámica en fase de construcción de puentes de grandes luces. caso estudio: viaducto la unión. Escuela de ingeniería Civil, Universidad Industrial de Santander, Trabajo de Grado, 2016.

- [15] PEER [Online]. Disponible:
https://ngawest2.berkeley.edu/users/sign_in?unauthenticated=true [Acceso: agosto de 2019].
- [16] N. Chandrakant, G. A. A. Galatage, Dr. S. K. Kulkarni. "Scaling of Ground Motions for Performing Incremental Dynamic Analysis of RC Framed Structures", IJARIT (International Journal of Advance Research, Ideas And Innovations In Tecnology), vol. 3, 2017.
- [17] Seismosoft. SeismoMatch – SeismoMatch is an application capable of adjusting earthquake accelerograms to match a specific target response spectrum. Pavia (PV) - Italy. Retrieved from <http://www.seismosoft.com>.
- [18] S. Gomez. "Diseño directo basado en desplazamientos aplicado a pilas de puentes", Investigación y Desarrollo, vol. 4, no. 1, p. 40-62, 2012.
- [19] N. Serdan, R. Folic. "Vulnerability and optimal probabilistic seismic demand model for curved and skewed RC bridges", Engineering Structures, vol. 176, no. 1, 411-425, 2018.
- [20] M. Salgado-Gálvez, G. Bernal, G., O. Cardona. "Evaluación probabilista de la amenaza sísmica de Colombia con fines de actualización de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14", Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, vol. 32, no. 4, p. 230-239, 2016.
- [21] F. Sepúlveda-Jaimes, F Cabrera-Zambrano. "Tomografía sísmica 3D del nido sísmico de Bucaramanga (Colombia)", Boletín de Geología UIS, vol. 40, no. 2, p. 15-33, 2018.
- [22] A. Muntasir, M. Alam. "Seismic performance evaluation of multi-column bridge bents retrofitted with different alternatives using incremental dynamic analysis", Engineering Structures, vol. 62, no. 15, p. 105-117, 2014.
- [23] Y. Pang, L. Cai, H. Ouyang, K. Zhou. "Seismic performance assessment of different fibers reinforced concrete columns using incremental dynamic analysis", Construction and Building Materials, vol. 203, no. 10, p. 241-257, 2019.
- [24] O. Moroni, M. Sarrazin, C. Benavides, A. Díaz. (2004). "Características dinámicas de puentes chilenos con protección sísmica", ASAE, vol. 1, no. 2, p. 31-54, 2004.