

Comparación de la curva de capacidad de muros estructurales con diferentes relaciones de aspecto, diseñados utilizando el método tradicional y el método puntal-tensor.

Leonardo Enrique Chávez Villamizar y Juan Pablo Gutiérrez Mantilla

Proyecto de Grado para optar al título de Ingeniero Civil

Director

LUIS EDUARDO ZAPATA ORDUZ

Ingeniero Civil, PhD.

Codirector

DAVID SEBASTIAN COTES PRIETO

Ingeniero Civil, MSc (C)

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2021

Contenido

	Pág.
Introducción	9
1. Metodología	13
1.1 Descripción de la estructura.....	13
1.2 Modelado lineal de la estructura.....	14
1.2.1 Cargas	16
1.2.2 Métodos de diseño	17
1.2.2.1 Método tradicional.....	17
1.2.2.2 Método puntal tensor.....	18
1.3 Modelado no lineal de muros.....	25
1.3.1 Push-Over	26
1.3.2 Características no lineales de muros	27
1.3.3 Estados de daño.....	28
1.3.4 Modelo constitutivo de los materiales	29
1.3.4.1 Acero.....	30
1.3.4.2 Concreto.....	32
1.3.5 Propiedades de la curva de capacidad.....	33
2. Resultados	34
2.1. Diseños de los muros	34
2.2. Estado de daño	38

2.3 Propiedades mecánicas de la curva de capacidad	39
3. Conclusiones	46
4. Recomendaciones	48
Referencias Bibliográficas	50

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1. Plantas tipo de la edificación.....	15
Figura 2. Vista Isométrica de la estructura de estudio.....	15
Figura 3. Diagrama de flujo para el diseño de muros DES, aplicando el método tradicional según la NSR-10.	18
Figura 4. Tipos de nodos.....	21
Figura 5. Esquema de modelo puntal-tensor.....	23
Figura 6. Diagrama de flujo para el diseño de muros DES, aplicando el método puntal tensor según la NSR-10.	24
Figura 7. Comportamiento plástico en muros estructurales.....	27
Figura 8. Curva esfuerzo – deformación del acero.....	30
Figura 9. Curva esfuerzo vs deformación del acero a compresión modificada.....	31
Figura 10. Curva esfuerzo – deformación del concreto.....	33
Figura 11. Trayectorias de esfuerzos principales y modelo de armadura equivalente para muro con: a)R.A=1.86 , b)R.A=3.96 y c)R.A=6.78.....	37
Figura 12. Diagramas Momento-Curvatura para muros diseñados por el método Puntal-Tensor: a) con R.A=1.86 ,b)con R.A=3.96 y c) con R.A=6.78; y diseñados por el método tradicional: d)con R.A=1.86 ,e)con R.A=3.96 y f) con R.A=6.78.....	42
Figura 13. Curvas de capacidad para modelos de muros diseñados mediante método tradicional (T) y Puntal-tensor (PT).....	43

Figura 14. Comparación de características fisicomecánicas de los muros, ante su método de
diseño. 44

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1. Sección transversal de muros.....	15
Tabla 2. Cargas gravitacionales presentes en la estructura.....	16
Tabla 3. Cantidad de aceros de los muros según el modelo a) tradicional, b) puntal tensor.	35
Tabla 4. Longitudes plásticas calculadas para cada muro de estudio diseñado con el método tradicional (T) y el método puntal tensor (PT)	38
Tabla 5. Características de la curva de capacidad de los muros y volumen de acero empleado. 40	40
Tabla 6. Características de la curva de capacidad de los muros para una deriva del 1%	40
Tabla 7. Comparación de características fisicomecánicas de los muros, ante su método de diseño.	43

Resumen

Título: Comparación de la curva de capacidad de muros estructurales con diferentes relaciones de aspecto, diseñados utilizando el método tradicional y el método puntal-tensor*.

Autores: Leonardo Enrique Chávez Villamizar y Juan Pablo Gutiérrez Mantilla**

Palabras clave: Muros de concreto reforzado; Razón de aspecto; Diseño tradicional; Diseño Puntal-Tensor; Diagrama Momento-Curvatura; Análisis no lineal; Curva de capacidad; Ductilidad; Tenacidad; Capacidad; Demanda; Estado de daño.

Descripción.

Esta investigación compara la respuesta de 3 muros estructurales en concreto reforzado con diferentes valores de razón de aspecto (R.A), diseñados con los métodos: tradicional y Puntal-Tensor. Los diseños obtenidos se compararon con base en las propiedades mecánicas de cada elemento: ductilidad, tenacidad, resistencia, cantidad de acero a fluencia para una condición de deriva del 1%, y su estado de daño según el FEMA-356 a través de los diagramas Momento-Curvatura obtenidos mediante un análisis no lineal de carga incremental realizado con el software SAP2000vs.22. Al comparar los resultados de la curva de capacidad se infiere que los muros diseñados por el método Puntal-Tensor son más dúctiles con valores mayores al 59% respecto al método tradicional, mientras que los diseñados por el método Tradicional son más resistentes (con un rango de 21%-39%) y tenaces (superior a 1.2% para el caso de muro R.A=3.96 y mayores al 28% para demás casos), así pues, las mayores diferencias de los métodos se presentan en la capacidad de ductilidad llegando a valores hasta del 90.2% para muros de R.A=1.86, en tanto que, la menor diferencia se presenta en la deformación última y la razón demanda-capacidad de ductilidad con valores menores al 27% y 21.3% respectivamente. Asimismo, se infiere que los muros diseñados por el método Puntal-Tensor tienden a situarse en un estado de daño de prevención al colapso para las diferentes razones de aspecto, por otra parte, los muros diseñados usando el método tradicional se localizan en distintos rangos de estado de daño para sus diferentes razones de aspecto. En general se observa que los muros con R.A=3.96 presentan las diferencias más bajas en las categorías de: resistencia, tenacidad y volumen de aceros, siendo consecuente con su baja diferencia en volumen de acero, mientras que los muros con R.A=6.78 presentan las diferencias más bajas en las demás propiedades evaluadas: capacidad de ductilidad, deformación última y razón demanda-capacidad de ductilidad.

* Proyecto de grado

** Facultad de Físico-Mecánica. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Luis Eduardo Zapata Orduz. Ingeniero Civil, PhD. Codirector: David Sebastián Cotes Prieto. Ingeniero Civil, MSc.

Abstract

Title: Comparing the structural wall capacity curve with different aspect ratios, designed using the traditional method and strut-tensioner method*.

Authors: Leonardo Enrique Chávez Villamizar y Juan Pablo Gutiérrez Mantilla**

Key words: Structural concrete walls; Aspect ratio; Traditional design; Strut and tie design; Curve Moment-Curvature; Non-linear analysis; Capacity curve; Damage state.

Description

This research compares the response from 3 structural walls in reinforced concrete with different aspect ratios (A.R) each, designed with the methods: traditional and Strut and Tie, analyzing the mechanical properties of each element: ductility, toughness, strength, quantity of yielded steel for a 1% drift condition, and its damage state according to the FEMA-356, through the curves Moment-Curvature obtained from a non-linear incremental load analysis performed with the software SAP2000vs.22. When comparing the results of the capacity curve it is inferred that the walls designed by the Strut and Tie method are more ductile with values greater than 59.2% compared to the traditional method, while those designed by the Traditional method are more resistant (with a range between 21%-39%)-and tough (greater than 1.2% for the walls with A.R=3.96 and greater than 28% for the other cases), thus, the greatest difference of the methods are presented in the ductility capacity reaching values up to 90.2% for walls with A.R=1.86, while, the least difference is presented in the ultimate deformation and the demand-capacity ratio of ductility with values lower than 27% and 21.3% respectively. Likewise, it is inferred that the walls designed by the Strut and Tie method tend to be in a state of collapse prevention damage for the different aspect ratios, on the other hand, the walls designed using the traditional method are in different ranges of damage state for each different aspect ratio. In general, it is observed that walls with A.R=3.96 present the lowest differences in the categories of: strength, toughness and steel volume, being consistent with their low difference in steel volume, while walls with R.A=6.78 present the lowest differences in the other evaluated properties: ductility capacity, ultimate deformation and ductility demand-capacity ratio.

* Project of grade

** Facultad de Físico-Mecánica. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Luis Eduardo Zapata Orduz. Ingeniero Civil, PhD. Codirector: David Sebastián Cotes Prieto. Ingeniero Civil, MSc.

Introducción

Los muros estructurales en concreto reforzado son elementos de gran utilidad en la planeación estructural de edificios de varios niveles, que hacen parte de los sistemas estructurales permitidos en Colombia por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente del 2010 (NSR-10) (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012). Su aporte al comportamiento estructural frente a cargas sísmicas depende de factores como su geometría, la relación entre las dimensiones de su sección transversal, la presencia de aberturas y su posición en la estructura (Park & Paulay, 1999) (Paulay & Priestley, 1992) (Fratelli, 1999). El uso de edificios altos y esbeltos en las ciudades de países en desarrollo se ha intensificado, por lo cual es fundamental su diseño con el fin de controlar los desplazamientos laterales y contribuir a una adecuada respuesta de las edificaciones cuando se solicitan a cargas laterales (Park & Paulay, 1999) (Ji, Cheng, & Xu, 2018).

Para poder diseñar un muro en concreto reforzado es importante, además de controlar los desplazamientos laterales, conocer el modo de falla que este puede presentar. Un aspecto que señala su tendencia son la relación entre sus dimensiones H/L o también conocido como razón de aspecto, donde H es la altura total del muro y L es la mayor de sus dimensiones en planta. Así, los muros en concreto reforzado pueden clasificarse como (Fratelli, 1999) (Briceño & Carreras, 2013) (Caballero Ramirez & Abril Rodríguez, 2016):

- Muros altos (para $H/L > 5$)
- Muros intermedios (para $2 \leq H/L \leq 5$)

- Muros bajos (para $H/L < 2$)

Los muros altos sometidos a cargas laterales se comportan como vigas verticales en voladizo cuya sollicitación predominante es el momento flector, asimismo estos resisten fuerzas de corte debido a cargas laterales, y esfuerzos axiales de compresión producidos por las cargas gravitacionales. Por otro lado, a medida que la razón de aspecto disminuye, se incrementa la influencia de las deformaciones debido a corte en la estructura, lo que puede llevar a que la fuerza generada por el cortante provoque falla por rotura del acero a compresión o tensión diagonal (Paulay & Priestley, 1992) (Fratelli, 1999) (Park & Paulay, 1999) (Monsalve, 2005) (Li, Tang, Li, & Wang, 2019).

Todo elemento estructural posee regiones que se pueden clasificar como tipo B o tipo D. Las regiones donde se cumplan las hipótesis cinemáticas del modelo Euler-Bernoulli (E.B): “las secciones planas, se mantienen planas luego de la deformación”, se denominan regiones tipo B; aquellas que no cumplan con esta hipótesis se les denomina regiones tipo D, y son usuales en elementos con discontinuidades, bajo presencia de cargas puntuales y en elementos con razón de aspecto baja (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012).

En la actualidad, el reglamento colombiano de construcción sismorresistente (NSR-10) (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012) permite hacer uso de ciertos modelos de análisis para obtener el detallado (cantidad y posición del acero dentro del elemento) de todo tipo de elementos estructurales de concreto reforzado. Entre ellos está el método tradicional el cual emplea el modelo de bloque rectangular equivalente de esfuerzo de Whitney y adopta las hipótesis cinemáticas del modelo E.B, por lo que se ajusta para elementos con regiones tipo B. No obstante, para el análisis de regiones tipo D, se pueden aplicar modelos de análisis más complejos como el Puntal-Tensor, el cual considera las trayectorias de esfuerzos principales presentadas en estas

regiones (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012). Dado que los muros bajos presentan un comportamiento similar al de las regiones tipo D, una mejor alternativa para su análisis y diseño, aunque su uso no está muy extendido, es el modelo Puntal-Tensor (Calavera, 2008) (Azócar, 2004, pág. 178).

El método de análisis con base en el modelo Puntal-Tensor asume al muro como una armadura estáticamente determinada, la cual procura seguir dichas trayectorias de esfuerzos principales (Arango Patiño, 2019). Este modelo representa de forma equivalente como se transmite la carga a través de un miembro de concreto mediante un sistema de fuerzas estáticas que consiste básicamente de tres elementos: puntales, tensores y nudos (León & Icoer, 2010). Cabe mencionar, que a cada elemento le son asignadas las propiedades de concreto y acero por medio de aferencia, y que la reducción de los puntales diagonales del concreto a compresión y la elongación de los tensores por refuerzos transversales simulan la deformación por cortante (Arango Patiño, 2019). Los resultados en el detallado al diseñar con este método pueden presentar diferencias con el obtenido aplicando el método tradicional, por lo cual es necesario comprobar si el elemento tiene una capacidad adecuada.

Para cuantificar las diferencias que trae diseñar por estos dos métodos en el comportamiento estructural de los muros, resulta útil el uso de un análisis no lineal, el cual consiste en un análisis más detallado del comportamiento de los elementos estructurales considerando la no linealidad de los modelos constitutivos de los materiales, además de la no linealidad debido a fuerzas inducidas por cambios en la geometría del elemento debido a deformaciones y desplazamientos. Este tipo de análisis es más complejo, por lo que es necesario definir diversas hipótesis que puedan simplificar al mismo en función de la no linealidad material y geométrica, como lo son: el análisis elástico en teoría de segundo orden, análisis elástico-perfectamente

plástico en teoría de segundo orden, análisis elástico-plástico en teoría de segundo orden, análisis rígido-plástico en teoría de primer orden o el análisis elástico-perfectamente plástico en teoría de primer orden (Oriol Arnau Delgado and Universidad Nacional Autonoma de Mexico [IIUNAM], 2017).

Existen distintas formas para aplicar este tipo de análisis, entre estos está el método estático no lineal por carga incremental (Push-Over en inglés). Para el análisis de muros estructurales de concreto reforzado, este método implica primero asignar las cargas gravitacionales en la estructura produciendo las primeras deformaciones, luego pasan a actuar las cargas sísmicas que se incrementan, paso a paso, en una dirección hasta que el método va captando la no linealidad que va ocurriendo en el sistema y se presenta una disminución de rigidez en el elemento, y así continua de manera iterativa hasta que se logre un desplazamiento objetivo definido por el usuario o el elemento pierda el equilibrio. El resultado de este análisis es la curva de capacidad (grafica cortante en la base vs desplazamiento), la cual indica el comportamiento del elemento o estructura ante cargas sísmicas. Con esta, se puede revisar la proporción de sobre-resistencia, estimar mecanismos de plasticidad esperada, y obtener una distribución de daño (Monsalve, 2005) (Oriol Arnau Delgado and Universidad Nacional Autonoma de Mexico [IIUNAM], 2017). Con el fin de cuantificar estas características se recurre al análisis de tres medidas que se relacionan con la capacidad, como son la resistencia, ductilidad de desplazamiento y tenacidad.

Con el fin de monitorear la respuesta de muros estructurales de diferentes razones de aspecto diseñados con ambos métodos, este proyecto propone a partir de un caso de estudio basado en una estructura real modificada localizada en Bucaramanga, realizar la comparación de las curvas de capacidad de muros estructurales en concreto reforzado con diferentes razones de aspecto bajo capacidad de disipación de energía especial (DES), diseñados mediante el método

tradicional y el puntal tensor. La siguiente pregunta de investigación resume lo anterior: ¿Cómo afecta el método de diseño al detallado y la capacidad de muros estructurales si se toman como medio de comparación curvas de capacidad?

1. Metodología

1.1 Descripción de la estructura

La estructura en estudio está basada en una edificación real destinada a uso residencial presentada en (Escovar Álvarez, 2018), la cual se encuentra localizada en la ciudad de Bucaramanga-Colombia con valores de aceleración y velocidad horizontal pico efectiva de, respectivamente, $A_a = 0.25$ y $A_v = 0.25$, en un suelo con un perfil tipo C con valores respectivos de coeficientes de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos y periodos intermedios debidos a los efectos de sitio: $F_a = 1.15$ y $F_v = 1.55$. Estos valores son necesarios para construir el espectro elástico de aceleraciones de diseño para el análisis de fuerza horizontal equivalente según la NSR-10 (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012). El sistema de resistencia ante cargas laterales y gravitacionales de la estructura es de tipo “sistema de muros de carga” (un sistema muro-losa) de concreto reforzado con barras de acero con resistencia a la fluencia $f_y = 420$ (MPa) y resistencia ultima de concreto a compresión de $f'_c = 21$ (MPa).

La altura de entre piso es de 2.5 (m) con 7 niveles dando una altura total de 17.5 (m), con losa maciza de 12 (cm) de espesor y muros con espesor que oscilan entre 20 y 40 (cm) en dirección x y muros con espesor de 15 (cm) en dirección y como se aprecia en la Figura 1. La estructura

ocupa un área de 19,95 (m) x 22.72 (m), la cual recibió unas modificaciones con objeto de convertirla en una estructura regular evitando torsiones de piso debido a la excentricidad entre el centro de masa respecto al centro de rigidez (Park & Paulay, 1999) (Paulay & Priestley, 1992) (Fratelli, 1999) (Monsalve, 2005) (Briceño & Carreras, 2013).

Fueron seleccionados 3 muros con diferentes razones de aspecto (R.A), como se puede apreciar en la Figura 1, clasificándolos en muros altos, bajos e intermedios, presentados en la Tabla 1, donde L_w es la longitud del muro en planta, t_w el espesor y H_w corresponde a la altura del muro.

1.2 Modelado lineal de la estructura

La estructura se modeló utilizando el software SAP2000vs.22 (C. and S. Inc., 2020) usando dos tipos de elementos: Muros, los cuales se modelaron como elementos tipo membrana de forma que solo tuvieran rigidez en su plano; y Placa, la cual se designó como tipo placa, ya que esta debe soportar acciones fuera del plano. Ya que la estructura p (C. and S. Inc., 2020) resenta muros con sección transversal en U, y dado que su comportamiento se encuentra fuera del alcance de este artículo, se consideró que todos los muros trabajaban por separado, por lo cual se modeló una dilatación donde hubiese intersecciones entre ellos. Para garantizar la convergencia del enmallado utilizado en el modelo, de manera preliminar, se realizó un análisis de convergencia utilizando el muro de menor dimensión, posteriormente, se aplicó una carga puntualizada en la parte superior de este con el objeto de medir el desplazamiento variando únicamente el número de elementos finitos que lo componen, buscando así la convergencia en dicho desplazamiento y, finalmente, se escogió el valor de grado de discretización 4x4 ya que presentaba un error relativo inferior al 1%. La estructura final modelada se presenta en la Figura 2.

Figura 1.

Plantas tipo de la edificación

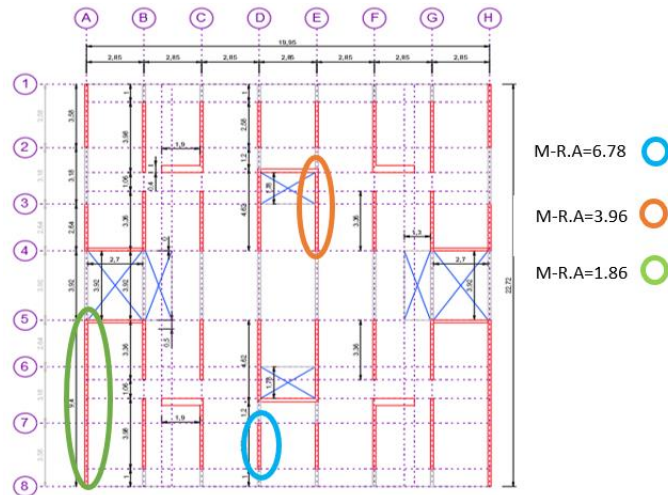


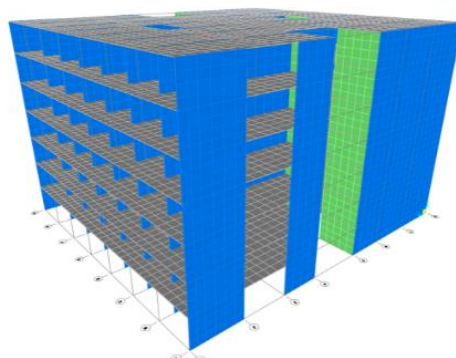
Tabla 1.

Sección trasversal de muros

Elemento	Lw [m]	tw [m]	Hw/Lw	Clasificación
M-R.A=6.78	2.58	0.15	6.78	Alto
M-R.A=3.96	4.42	0.15	3.96	Intermedio
M-R.A=1.86	9.4	0.15	1.86	Bajo

Figura 2.

Vista Isométrica de la estructura de estudio.



1.2.1 Cargas

Las cargas gravitacionales fueron seleccionadas según el título B de la NSR-10, las cuales se presentan en la Tabla 2, donde CM corresponden a las cargas muertas, y CV corresponden a la carga viva:

Tabla 2.

Cargas gravitacionales presentes en la estructura

Tipo de carga	Carga [kN/m ²]	Numeral en la norma NSR-10
CM-Fachada y particiones	3	T.B.3.4.3-1
CM-Afinado de piso y cubierta	1.6	T.B.3.4.3-1
CV-Cuartos y corredores	1.8	T.B.4.2.1-1

Con el objetivo de realizar un control de derivas sobre la estructura propuesta, este modelo se analizó por el método de Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) usando el espectro de diseño correspondiente para la ciudad de Bucaramanga. Al observar las derivas obtenidas a partir de este análisis se concluyó que, al poseer valores inferiores al 1%, estas cumplen efectivamente con lo establecido por la NSR-10 (A. C. de I. S. AIS, 2010).

La NSR-10 (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012) propone una expresión para calcular el coeficiente de modificación de respuesta de diseño (R) como el producto de tres factores de reducción dependientes del grado de irregularidad y redundancia en la estructura. Con los cambios realizados en la estructura de estudio, este coeficiente corresponde al valor base $R_0=5$, el cual representa un sistema estructural de muros de carga de concreto reforzado con capacidad especial de disipación de energía.

1.2.2 Métodos de diseño

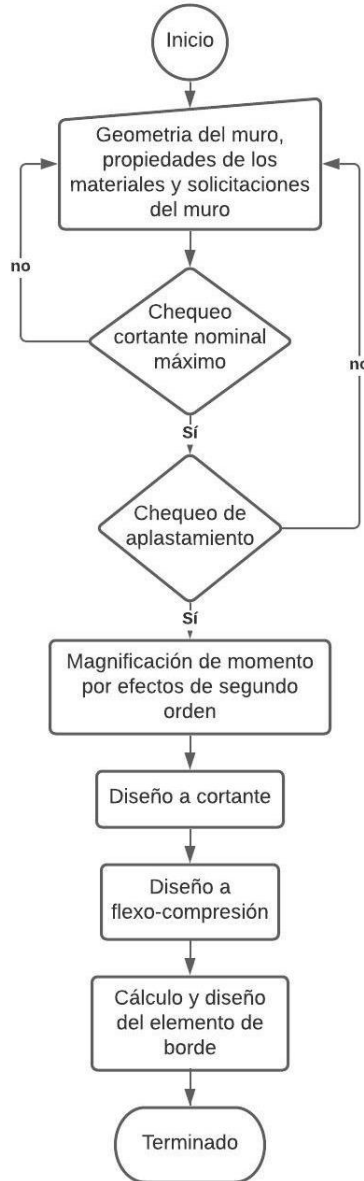
Existen diferentes métodos para diseñar elementos estructurales, los cuales presentan múltiples soluciones satisfactorias de refuerzo según las hipótesis en las que se basan. En el presente proyecto, los muros estructurales fueron diseñados a través de dos métodos: el método tradicional adaptado a la NSR-10 y el método puntal-tensor, los cuales se basan en la metodología de diseño por resistencia última.

1.2.2.1 Método tradicional. El método tradicional, el cual emplea el modelo de esfuerzos de Whitney basado en la hipótesis cinemática de E.B, lleva al elemento estructural a un estado de resistencia última, con el fin de verificar y controlar su modo de falla, con el objeto de generar un desempeño ideal en la estructura. La Figura 3 contiene un diagrama de flujo propuesto por los autores que representa el proceso metódico para el diseño de un muro estructural basado en las especificaciones dadas por la NSR-10 (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012) con capacidad de disipación de energía especial (DES) (Innova & Versi, 2013) (Briceño & Carreras, 2013).

1.2.2.2 Método puntal tensor. Podemos considerar al modelo puntal-tensor como una herramienta básica en el diseño de elementos de concreto reforzado, el cual representa la forma en la que se transmite la carga a través del miembro de concreto armado. La idealización estructural del elemento radica en desarrollar un modelo de armadura equivalente, formada por puntales, tensores y nodos que representan el mecanismo de transferencia de carga en un elemento de concreto reforzado. Este modelo de armadura se debe aplicar de forma que los nodos se encuentren en los puntos que contengan las cargas aplicadas y los apoyos, además de los caminos principales que recorren los flujos de tensión (Pérez Gavilán & Svetlava, 2016) (León & Icoer, 2010) (Azócar, 2004, pág. 178).

Figura 3.

Diagrama de flujo para el diseño de muros DES, aplicando el método tradicional según la NSR-10.



De acuerdo con la naturaleza de las fuerzas transmitidas a través de los nodos (tracción-compresión), estos se clasifican como se observa en la Figura 4 en: nodo C-C-C si solo resiste fuerzas de compresión, nodo C-C-T si resiste dos o más fuerzas a compresión y una fuerza de tracción, nodo T-T-C si resiste dos o más fuerzas a tracción y una a compresión, y nodo T-T-T el cual solo resiste fuerzas a tracción; la concurrencia de fuerzas en los nodos hace necesario corroborar su resistencia, comprobando que el volumen de concreto circundante al nodo (también

llamado zona nodal) resista lo estipulado por la NSR-10 apéndice A (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012), de acuerdo con la Ecuación 1 y 2:

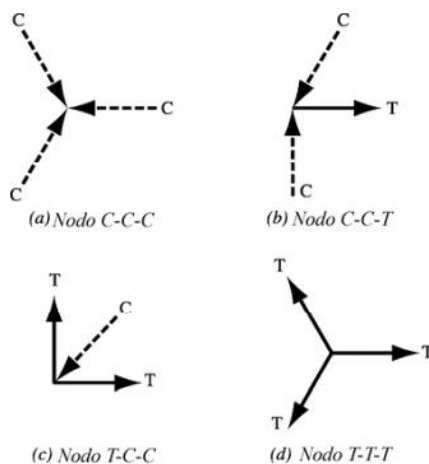
$$F_{nn} = f_{ce} * A_{nz} \quad (1)$$

$$f_{ce} = 0.85 * \beta_n * f'_c \quad (2)$$

Donde A_{nz} es la menor entre el área de la cara de una zona nodal en donde actúa la fuerza mayorada y el área de una sección a través de la zona nodal tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección, β_n es el factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo el cual depende del tipo de nodo a evaluar y $f'_c = 21$ (MPa) es la resistencia nominal a la compresión del concreto.

Figura 4.

Tipos de nodos.



Nota. Adaptado de (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012)

Para aplicar este modelo en un muro de concreto reforzado es necesario dividir el muro en pequeñas fracciones y estudiarlas por separado para que, al relacionarlas entre sí, formen una red de pequeños elementos individuales, que unidos entre ellos representen al muro por completo como se puede apreciar en la Figura 5. De esta forma, los muros se convierten en mallas ficticias de muchos elementos que transportan carga axial en distintas direcciones, lo que lo vuelve una red por la cual circulan los esfuerzos internos del muro, en el que se puede ver el valor de las fuerzas y esfuerzos que se transmiten hacia cada elemento, diferenciando en cada caso si se trata de elementos a tracción (tensores) o compresión (puntales) (León & Icoer, 2010) (Azócar, 2004, pág. 178).

Este modelo se utilizó en los muros haciendo uso del software CAST (University of Illinois at Urbana-Champaign, 1998), el cual permite: modelar una armadura plana equivalente a las trayectorias de carga para todo tipo de elementos estructurales, observar los esfuerzos internos

del elemento, ajustar las dimensiones de los puntales y cuantificar el acero en los tensores (Aranda, 2015) (Azócar, 2004, pág. 178). Al modelar estos muros, se establecieron tres esquemas de puntales y tensores para cada uno de ellos (Kassem, 2015), junto con sus correspondientes cargas de sollicitación, buscando que los elementos en diagonal quedaran a compresión, y se escogió aquel esquema que presentará mayor cantidad de elementos verticales a tensión según recomienda (Kassem, 2015), cumpliendo con las especificaciones de la norma NSR-10 (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012). Después de que el programa calculara las fuerzas internas de cada elemento de la armadura, se asignó un tamaño para los puntales, de manera que las fuerzas de compresión no superasen el valor permitido de acuerdo con la resistencia a la compresión del concreto (Ecuaciones 3 y 4) presentadas en la norma NSR-10 (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012):

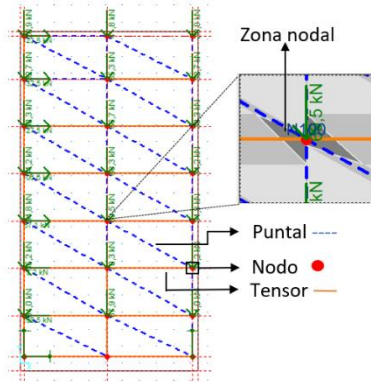
$$F_{ns} = f_{ce} * A_{cs} \quad (3)$$

$$f_{ce} = \text{el menor entre } \begin{cases} 0,85 * \beta_s * f'_c \\ 0,85 * \beta_n * f'_c \end{cases} \quad (4)$$

Donde A_{cs} es el área de la sección transversal en un extremo del puntal, β_s corresponde al factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal, β_n es el factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo y f'_c es la mencionada anteriormente.

Figura 5.

Esquema de modelo puntal-tensor.



Nota. Adaptado del software CAST (University of Illinois at Urbana-Champaign, 1998)

Se determinó la cantidad de acero según las fuerzas presentes en los tensores siguiendo la Ecuación 5 propuesta por la NSR-10 apéndice A (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012), ya con estos valores, se regresó al programa para signar las propiedades del acero y cantidad de barras correspondiente.

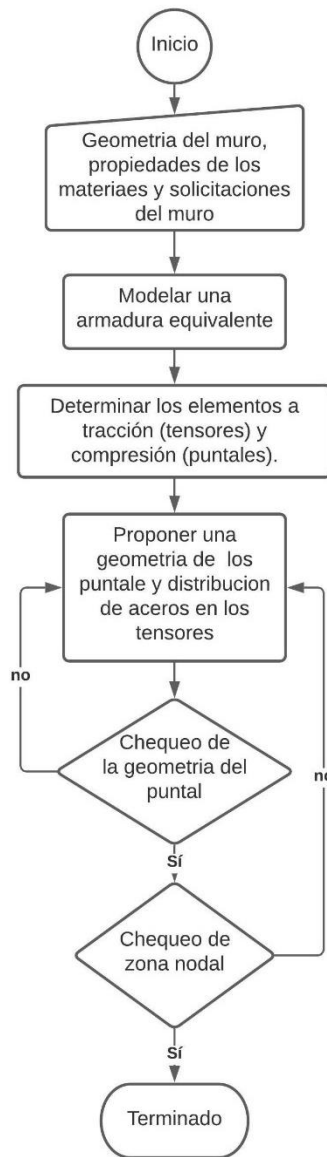
$$F_{nt} = f_y * A_{ts} + A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p) \quad (5)$$

Donde f_y es el esfuerzo a fluencia del acero, A_{ts} es el área del refuerzo no preesforzado en un tensor, A_{tp} es el área del acero preesforzado en un tensor, f_{se} es el esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo y Δf_p es el aumento en el esfuerzo en los aceros de preesforzado. Ya que en el presente caso de estudio no se diseñó para acero de preesfuerzo, los coeficientes que dependían de éste dentro de la Ecuación 5 se consideran nulos.

Finalmente, se evaluó la resistencia nominal a la compresión de los nudos tanto en los estados de tensión del concreto, como en las condiciones de anclaje de la armadura según lo especificado anteriormente en las Ecuaciones 1 y 2. Este proceso metodológico se resume en un diagrama de flujo propuesto por los autores en la Figura 6.

Figura 6.

Diagrama de flujo para el diseño de muros DES, aplicando el método puntal tensor según la NSR-10.



Al aplicar el modelo Puntal-Tensor sobre los 3 muros se obtuvo el acero longitudinal y transversal en el alma, y en el acero longitudinal en borde del muro, obteniendo así una distribución

de aceros familiar a la del modelo tradicional. Cabe resaltar que, para los elementos de borde de cada muro, se asignó una distribución de estribos igual a la calculada utilizando recomendaciones de aceros mínimos de la NSR-10 para diseño de muros DES (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012).

1.3 Modelado no lineal de muros

Con el fin de obtener una respuesta más cercana a la realidad, se aplicó un modelo para cada muro empleando el software SAP2000vs.22 (C. and S. Inc., 2020), donde dicho modelo contempla el comportamiento no lineal al esfuerzo normal de los materiales, debido a la consideración de las fuerzas axiales y momentos sobre el elemento, teniendo en cuenta la distribución de aceros presente en cada uno; con lo cual, se obtuvo el diagrama momento curvatura correspondiente a cada muro previamente diseñado. Debido al alto nivel computacional exigido por estos diagramas, se consideraron distintas formas de idealizarlos (trilinear, bilinear o elastoplástico), sin embargo, se optó por usar la idealización bilinear de la curva elastoplástica de Caltrans, la cual busca conservar la Tenacidad original presente en cada diagrama (Ghosh, Dowty, & Dasgupta, 2013) (Benjumea Royero, Sotelo Monroy, Celis Melo, & Chio Cho, 2017), puesto que, según la ref. (Sunitha, Goswami, & Murty, 2016), este modelo es altamente empleado para estudiar los resultados obtenidos del análisis no lineal a razón de su bajo nivel de exigencia computacional. Posteriormente, se determinó la longitud de rótula plástica la cual caracteriza la rotulación del elemento que ocurre en una zona de comportamiento no lineal, con lo cual es posible considerar dos modelos de rótulas: concentrada y distribuida; en esta investigación se optó por el primer modelo, el cual asume la formación de la rótula en el punto donde la capacidad a momento

fue excedida y no sobre una longitud continua del elemento (Kahil, Nekmouche, Boukais, Hamizi, & Hannachi, 2018). En este sentido, el análisis de excedencia de capacidad a momento se estudia a través del análisis del diagrama de momento-curvatura el cual describe el comportamiento resistente de una sección, con el fin de realizar el análisis no lineal de carga incremental a cada muro por medio del software SAP2000vs.22, y así obtener su respectiva curva de capacidad.

1.3.1 Push-Over

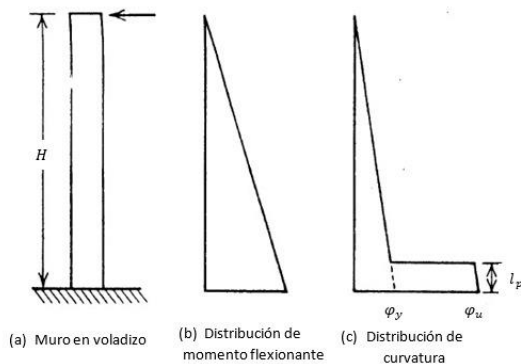
El método se fundamenta en la respuesta de la estructura, la cual se encuentra controlada por el primer modo de vibración, donde sus características permanecen constantes después que los muros incursionan en el comportamiento no lineal (Chopra & Goel, 2002), y cuyo principio básico consiste en someter al modelo del elemento estructural no lineal ante fuerzas sísmicas incrementales, con el fin de monitorear el cortante en la base y los desplazamientos en el punto que sufre mayor desplazamiento horizontal en el muro (el nodo superior), de modo que se representen en un diagrama denominado curva de capacidad que caracteriza al respuesta de cada muro ante una acción sísmica. Para el caso de estudio este incremento de carga continuó hasta que la estructura alcanzó un desplazamiento predeterminado de 1 (m), realizando un número mínimo de 200 iteraciones y máximo de 300 o hasta que el método numérico diverja (Remki & Kehila, 2018).

1.3.2 Características no lineales de muros

Con el fin de obtener las curvas de capacidad resulta necesario considerar una zona específica la cual se encuentre afectada por el comportamiento no lineal del acero, debido a su ductilidad, considerando que alcanza grandes deformaciones para un valor similar de esfuerzo, por lo que se genera una rotación en los elementos la cual produce dentro de estas secciones conocidas como rótulas plásticas, las cuales actúan como disipadores de energía (Flores, 2003). La Figura 7 describe el comportamiento no lineal del elemento estructural bajo una acción de rótula concentrada.

Figura 7.

Comportamiento plástico en muros estructurales



Nota. Adaptado de (Park & Paulay, 1999)

En esta investigación se calcularon diferentes longitudes de rótula plástica siguiendo las fórmulas propuestas por Kazaz (Ecuación 6), Priestley (Ecuación 8), Park (Ecuación 9) y Paulay (Ecuación 10) (Kazaz, 2013) (Paulay & Priestley, 1992) con el fin de observar la tendencia de los resultados en cada muro.

$$L_p = 0.27L_w \left(1 - \frac{P}{A_w f'_c}\right) \left(1 - \frac{f_y \rho_{sh}}{f'_c}\right) \left(\frac{M/V}{L_w}\right)^{0.45} \quad (6)$$

$$L_p = 0,08L_v + 0,022f_y d_b \quad (7)$$

$$L_p = L_w/2 \quad (8)$$

$$L_p = 0,2L_w + 0,07 \left(\frac{M}{V}\right) \quad (9)$$

Donde L_w es la longitud del muro, P es la carga axial aplicada sobre el muro, A_w es el área de la sección transversal, f'_c es la resistencia del concreto a compresión, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero, ρ_{sh} es la cuantía del acero transversal en el muro y M/V es la relación calculada bajo la suposición de carga lateral con distribución de FHE.

Así mismo, se obtuvieron los diagramas de momento-curvatura para cada muro mediante el software de análisis SAP2000vs.22 (C. and S. Inc., 2020), bajo la condición de carga permanente, teniendo en cuenta el tipo de rótula estudiada (rótula tipo M), la cual solo considera la variación del momento en el plano, asumiendo un valor nulo de momento en la dirección fuera de este y un valor constante de carga axial para cada muro, determinadas a partir de las fuerzas internas presentes en cada nivel de piso.

1.3.3 Estados de daño

Se definió una rótula plástica que refleja las propiedades no lineales de la sección (Longitud de rotula plástica y Diagrama momento curvatura), aplicándose sobre un elemento tipo barra el cual representa la sección transversal de la base del muro, según los resultados obtenidos de la (Ecuación 6) y los criterios de estado de daño definidos según el FEMA 356 (FEMA, 2000): Ocupación inmediata (IO por sus siglas en inglés), que implica un estado de daño para la estructura

post-sismo la cual sigue siendo segura para la ocupación y esencialmente preserva su resistencia y rigidez; seguridad de la vida (LS por sus siglas en inglés), que considera un estado de falla moderada, sin fallas por fuera del plano en muros y con algunas deformaciones laterales permanentes; y prevención del colapso (CP por sus siglas en inglés), el cual denota un estado de falla severo, donde se presentan grandes derivas permanentes, y la estructura se encuentra cerca del colapso, no obstante, los muros y columnas pueden seguir soportando carga gravitacional (FEMA, 2000). Los valores correspondientes de IO, LS y CP de cada muro se estimaron bajo las consideraciones del FEMA-356 para el modelamiento de miembros de concreto controlados por flexión, tomando como criterio las dimensiones de cada muro, las propiedades de sus materiales, el acero de refuerzo y la sollicitación de cortante y fuerza axial a la que se somete cada muro. Estos coeficientes se usaron para la ejecución del análisis basado en rendimiento sobre los diagramas de Momento-Curvatura obtenidos con anterioridad, con el objeto de definir el estado de daño en el que se encuentra cada uno, para un valor de curvatura correspondiente con la deriva del 1%.

1.3.4 Modelo constitutivo de los materiales

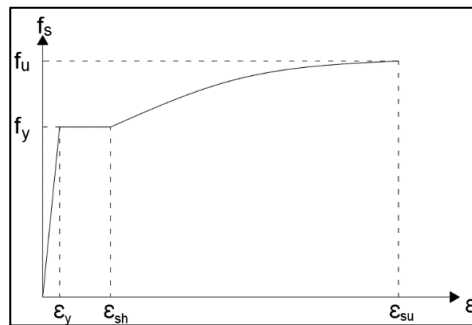
Con el fin de analizar acertadamente la respuesta de un elemento ante las sollicitaciones, resulta importante tener en cuenta el comportamiento de los materiales que lo constituyen, por ello, es primordial la consideración de un modelo constitutivo (curva esfuerzo-deformación unitaria) próximo al comportamiento del material. La selección de los modelos constitutivos se hizo con base en revisión bibliográfica, escogiendo los más recurrentes en la literatura actual (Mander, Priestley, & Park, 1989) (Karthik & Mander, 2011) (Gonz, Botero, & Rochel, 2005) (Dhakal & Maekawa, 2002). Estos modelos se alimentan de propiedades fisicomecánicas de

materiales y características del refuerzo, captando así el comportamiento ante esfuerzos normales de los materiales.

1.3.4.1 Acero. Para el acero longitudinal se implementó la modelo constitutiva completo de Park y Paulay de la Figura 8 (Park & Paulay, 1999).

Figura 8.

Curva esfuerzo – deformación del acero



Nota. Adaptada de (Park & Paulay, 1999)

$$f_s = E_s * \epsilon_s \quad \epsilon_s < \epsilon_y \quad (10)$$

$$f_s = f_y \quad \epsilon_y < \epsilon_s < \epsilon_{sh} \quad (11)$$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_y} \right)^P \quad \epsilon_{sh} < \epsilon_s < \epsilon_{su} \quad (12)$$

$$P = \log \left(\frac{f_{su} - f_{sh1}}{f_{su} - f_y} \right) / \log \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh1}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right) \quad (13)$$

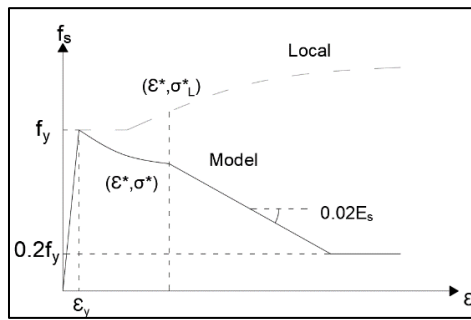
Donde f_y es el esfuerzo límite de fluencia, f_{su} es el esfuerzo máximo, ϵ_y es la deformación de fluencia, ϵ_{sh} es la deformación al inicio del endurecimiento, ϵ_{su} es la deformación asociada al esfuerzo máximo y P es un término que depende de los esfuerzos y deformaciones al inicio de la

zona de endurecimiento por deformación $(\epsilon_{sh1}, f_{sh1})$, para estos se tomaron los valores recomendados por Ref. (Gonz, Botero, & Rochel, 2005)

Con el objeto de considerar el pandeo local del refuerzo debido a las altas concentraciones de esfuerzos normales de compresión en los bordes de los muros, se limitaron las deformaciones del acero a compresión, como se observa en la curva esfuerzo vs deformación de la Figura 9, mediante las ecuaciones constitutivas (7-10) empleadas en la Ref. (Dhakal & Maekawa, 2002):

Figura 9.

Curva esfuerzo vs deformación del acero a compresión modificada



Nota. Adaptado (Dhakal & Maekawa, 2002)

$$\frac{\epsilon^*}{\epsilon_y} = 55 - 2.3 \sqrt{\frac{f_y L}{100 D}} \quad \frac{\epsilon^*}{\epsilon_y} \geq 7 \quad (14)$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_l^*} = \alpha \left(1.1 - 0.016 \sqrt{\frac{f_y L}{100 D}} \right) \quad \sigma^* \geq 0.2 f_y \quad (15)$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_l} = 1 - \left(1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_l^*} \right) \left(\frac{\epsilon - \epsilon_y}{\epsilon^* - \epsilon_y} \right) \quad \epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon^* \quad (16)$$

$$\sigma = \sigma^* - 0.02 E_s (\epsilon - \epsilon^*) \quad \epsilon > \epsilon^* \quad (17)$$

Donde L es la separación entre estribos, D es el diámetro del refuerzo longitudinal, ε son deformaciones unitarias del acero, σ es el esfuerzo asociado a ε , ε^* y σ^* son la deformación y el esfuerzo reducido intermedios de la curva, σ_l^* es el esfuerzo sin reducir asociado a ε^* y E_s es el módulo de elasticidad del acero.

1.3.4.2 Concreto. Se implementó el modelo constitutivo de Mander de la Figura 10, la cual tiene en cuenta el aumento en la capacidad a la compresión del concreto debido al confinamiento (Park & Paulay, 1999) (Paulay & Priestley, 1992) (Mander, Priestley, & Park, 1989) (Karthik & Mander, 2011).

La deformación máxima útil del concreto a compresión ocurre cuando se presenta fractura del refuerzo transversal. Priestley y Paulay limitaron esta deformación a 0.004 mediante el límite de serviciabilidad al aplastarse el concreto del recubrimiento para secciones de concreto reforzado rectangular no confinado y para concreto confinado mediante la Ecuación 11 (Karthik & Mander, 2011) (Saatcioglu & Razvi, 1992):

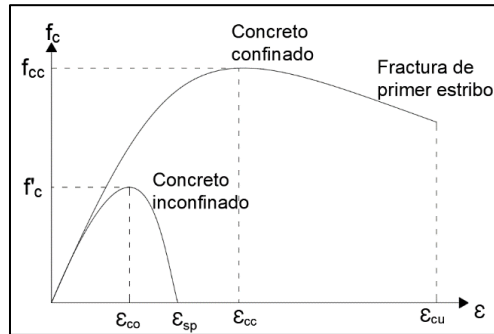
$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{co} + 1.4 \frac{\rho_s f_y \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (18)$$

$$\varepsilon_{sp} = 0.012 - 0.0001 f'_c \quad (19)$$

Donde ε_{cu} es la deformación límite del concreto a compresión, ε_{su} es la deformación límite del acero a tracción, f_{sh} es la resistencia a la fluencia del acero transversal, f'_{cc} es la resistencia máxima a la compresión del concreto confinado y ρ_s es la cuantía volumétrica del acero de confinamiento.

Figura 10.

Curva esfuerzo – deformación del concreto



Nota. Adaptada (Mander, Priestley, & Park, 1989)

1.3.5 Propiedades de la curva de capacidad

A través de la curva de capacidad se obtuvieron múltiples propiedades que caracterizan el comportamiento de una estructura, tales como: la ductilidad (ϕ), entendida como la capacidad que posee un elemento estructural de incursionar en el rango inelástico, la tenacidad (T), definida como la capacidad de un elemento de disipar energía antes de alcanzar la falla (Rochel Awad, 2012), demanda por ductilidad ($\phi_{Demanda}$), comprendida como la ductilidad a la cual se ve sometido el elemento, coeficiente de capacidad de disipación de energía debido a ductilidad (R_{μ}), y el porcentaje de acero que entra en fluencia al llegar a una deriva del 1%, este último, mirando la deformada de la sección transversal y determinando la longitud en la cual los aceros superan la deformación unitaria de fluencia. Estas propiedades se calcularon para cada muro a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\phi = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (20)$$

$$T = \int_0^{\Delta_u} V(\Delta) d\Delta \quad (21)$$

$$\phi_{Demanda} = \frac{\Delta_{Demanda}}{\Delta_y} \quad (22)$$

$$R_\mu = \frac{V_y}{V_e} \quad (23)$$

Donde Δ_u corresponde a la deformación última antes de que el muro colapse, Δ_y es la deformación cuando el acero empieza a fluir, V corresponde al valor del cortante en la base del muro, $\Delta_{Demanda}$ es la deformación generada para una deriva del 1%, V_y es el valor de la fuerza lateral máxima que resiste la estructura y V_e es la fuerza lateral obtenida por el análisis lineal.

De manera general, en aquellas estructuras con periodos naturales largos (mayores a 1 segundo), los desplazamientos máximos lineales y los no lineales son parecidos, por lo que se asume que: $R_\mu = \phi_{Demanda}$, como corresponde al presente caso de estudio donde tenemos periodos de 6.45, 8.07 y 8.48 (s) para los muros con razón de aspecto 1.86, 3.96 y 6.78 respectivamente.

2. Resultados

2.1. Diseños de los muros

Teniendo en cuenta la dirección de los esfuerzos principales bajo la condición de carga crítica en cada muro (Aquella en la cual el muro se ve más solicitado) con ayuda del software

SAP2000vs.22 (C. and S. Inc., 2020), dentro de cada muro se construyó una armadura equivalente en el software CAST (University of Illinois at Urbana-Champaign, 1998), tal como se puede apreciar en la Figura 11, con el objetivo de desarrollar de forma apropiada el diseño por el método Puntal-Tensor.

Al aplicar los métodos de diseño: tradicional y puntal tensor, sobre los 3 muros con diferentes razones de aspecto seleccionados para el presente caso de estudio, se alcanzaron los siguientes resultados del acero transversal y longitudinal, con su respectiva longitud de elemento de borde (Lb), reflejados en la Tabla 3:

Tabla 3.

Cantidad de aceros de los muros según el modelo a) tradicional, b) puntal tensor.

Elemento	Lb [m]	Refuerzo borde		Refuerzo alma	
		Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
(a) M-R.A=6.78	0.4	6#6	#4 @ 100 mm	10#3	#3 @ 160 mm
M-R.A=3.96	0.8	10#6	#4 @ 100 mm	16#3	#3 @ 160 mm
M-R.A=1.86	0.9	12#6	#4 @ 100 mm	54#3	#3 @ 160 mm

Elemento	Lb [m]	Refuerzo borde		Refuerzo alma	
		Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
(b) M-R.A=6.78	0.2	4#4	#4 @ 100 mm	12#3	#3 @ 420 mm
M-R.A=3.96	0.48	6#6	#4 @ 100 mm	16#3	#3 @ 250 mm
M-R.A=1.86	0.4	6#5	#4 @ 100 mm	40#3	#3 @ 200 mm

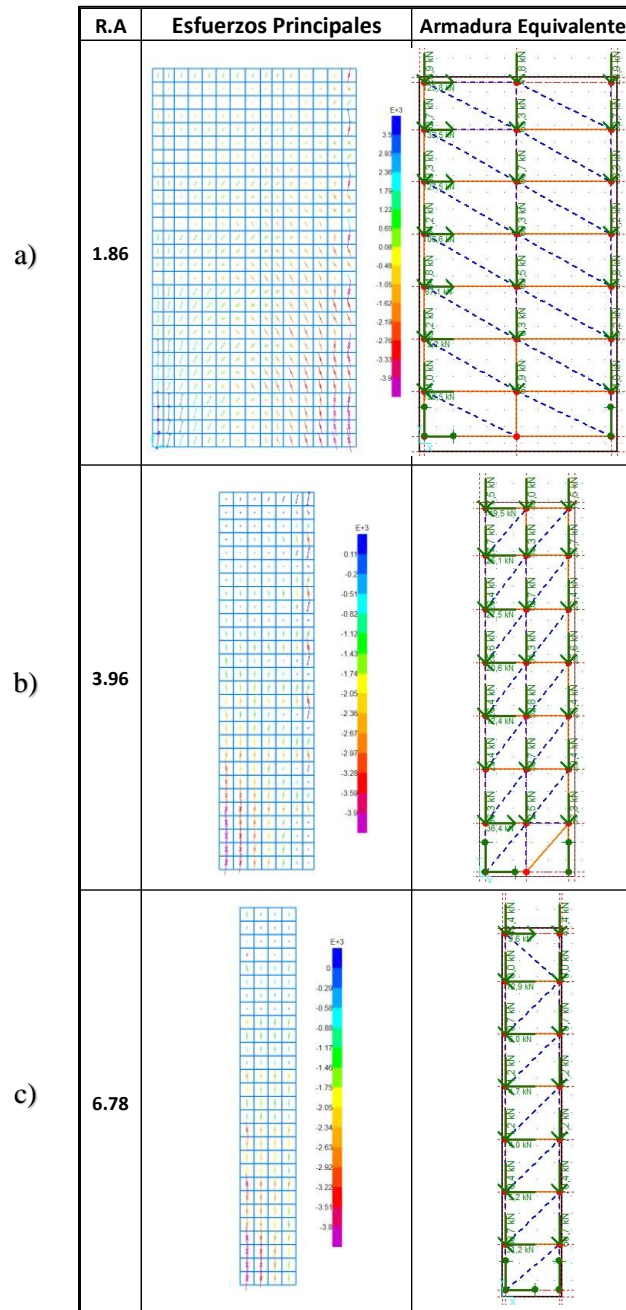
La Tabla 3 muestra la discrepancia entre las cantidades de acero para cada muro diseñado con los métodos: tradicional y Puntal Tensor, sin embargo, esta diferencia se evidencia a detalle en la sección de volumen de aceros (Vol) presentada más adelante, donde se cuantificó la cantidad

total de aceros presente en el detallado de cada muro. De esta forma, se observa que los muros diseñados con el método tradicional generan mayor volumen de aceros que aquellos diseñados usando el Puntal-Tensor, esto se debe a que los muros diseñados bajo el método tradicional poseen mayor cantidad de acero en los bordes y además mayor tamaño de su elemento de borde en comparación con los muros diseñados bajo el método Puntal-Tensor. La literatura (Park, Kuchma, & Souza, 2008) indica que el método Puntal-Tensor produce diseños con mayor volumen de aceros, y por ende más resistentes que el método tradicional, sin embargo debido a que la metodología del diseño empleada en este estudio se hizo con base en criterios de disipación de energía especial (DES), el volumen de acero obtenido en el método tradicional resulta más conservador que el del método Puntal-Tensor.

Figura 11.

Trayectorias de esfuerzos principales y modelo de armadura equivalente para muro con:

a) $R.A=1.86$, b) $R.A=3.96$ y c) $R.A=6.78$.



Se trabajó con la ecuación propuesta por Kazaz debido a que su resultado, junto al de Paulay, son los que más se asemejan entre sí, adicionalmente esta ecuación considera la mayor cantidad de aspectos en el muro, tales como su fuerza axial, la cuantía del acero y la relación entre momento y cortante (Ecuación 6). La Tabla 4 presenta las longitudes plásticas para cada muro diseñado por cada método de diseño correspondiente a cada autor.

Tabla 4.

Longitudes plásticas calculadas para cada muro de estudio diseñado con el método tradicional (T) y el método puntal tensor (PT)

Tipo de muro	Kazaz [m]	Priestley [m]	Park [m]	Paulay [m]
M-R.A=6.78 (T)	1,38	0,98	1,29	1,36
M-R.A=6.78(PT)	1,38	0,98	1,29	1,36
M-R.A=3.96(T)	1,80	0,98	2,21	1,73
M-R.A=3.96(PT)	1,89	0,98	2,21	1,73
M-R.A=1.86(T)	2,35	0,73	4,70	2,51
M-R.A=1.86(PT)	2,42	0,73	4,70	2,73

2.2. Estado de daño

La Figura 12 presenta los diagramas momento curvatura para cada muro con sus respectivos valores de IO, LS y CP, asimismo, presenta el valor de la deriva máxima (D (1%)). En dicha figura se observa un estado de daño entre IO y LS para el muro M-R.A=1.86 diseñado con el método tradicional, lo que corresponde con un estado de seguridad de la vida y se encuentra de acuerdo con la filosofía en Colombia, para la protección del patrimonio con reparaciones leves (V.

y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012). A su vez, el muro M-R.A= 1.86 diseñado bajo el método Puntal-Tensor supera el valor límite de LS, encontrándose en el rango entre LS y CP (prevención del colapso), es decir, el elemento post-sismo continúa soportando cargas gravitacionales, presentando un significativo deterioro en su resistencia y rigidez ante fuerzas laterales, quedando expuesto al colapso ante la ocurrencia de una réplica del sismo (Mamani Cuayla, 2015); mientras que los muros con R.A=3.96 diseñados con los métodos: tradicional y Puntal-Tensor, al igual que el muro M-R.A=6.78 diseñado por el método Puntal-Tensor se encuentran en un estado de prevención del colapso, siendo necesario reparaciones posteriores al evento sísmico, asimismo, el muro M-R.A=6.78 diseñado con el método tradicional, presenta el caso más crítico, puesto que la curvatura correspondiente a una deriva del 1% sobrepasa el valor de CP. Sin embargo, según la Ref. (Franklin, Lynch, & Abrams, 2001) los estados de daño propuestos por el FEMA-356 (FEMA, 2000) son muy conservadores, pues estima el rendimiento de toda una estructura por el comportamiento de cada muro, siendo el daño de un elemento estructural mucho menos severo comparado con el nivel de estado de daño asignado al sistema. Del mismo modo, se observa entre los 3 muros diseñados con los métodos: Tradicional y Puntal-Tensor, que el muro alto (M-R.A=6.78) resulta ser el más cercano al colapso independientemente del método de diseño empleado.

2.3 Propiedades mecánicas de la curva de capacidad

La Tabla 5 presenta los valores de resistencia (V_u), el desplazamiento en el cual ocurre la rótula plástica (Δ_y), el desplazamiento último (Δ_u), la capacidad de ductilidad y la tenacidad, y la Tabla 6 enseña el porcentaje del acero total que se encuentra en fluencia ($\%Acero\ fluye$), la

curvatura (ϕ), la ductilidad para una condición de deriva del 1% de cada muro, la razón entre la demanda de ductilidad y la capacidad de ductilidad (*D/C Ductilidad*). Respectivamente, obtenidos a partir de las curvas de capacidad de cada muro presentadas en la Figura 13.

Tabla 5.

Características de la curva de capacidad de los muros y volumen de acero empleado.

Elemento	Δy [m]	Δu [m]	V_u [kN]	Ductilidad	Tenacidad [kJ]	Vol [m ³]
M-R.A=6.78(T)	0.07	0.59	252.98	8.43	140.40	0.18
M-R.A=6.78(PT)	0.04	0.58	157.16	13.42	88.28	0.11
M-R.A=3.96(T)	0.04	0.44	672.41	11.44	281.84	0.27
M-R.A=3.96(PT)	0.03	0.56	526.55	18.56	285.29	0.23
M-R.A=1.86(T)	0.02	0.34	2346.10	20.50	769.98	0.57
M-R.A=1.86(PT)	0.01	0.39	1429.90	39.00	550.49	0.41

Tabla 6.

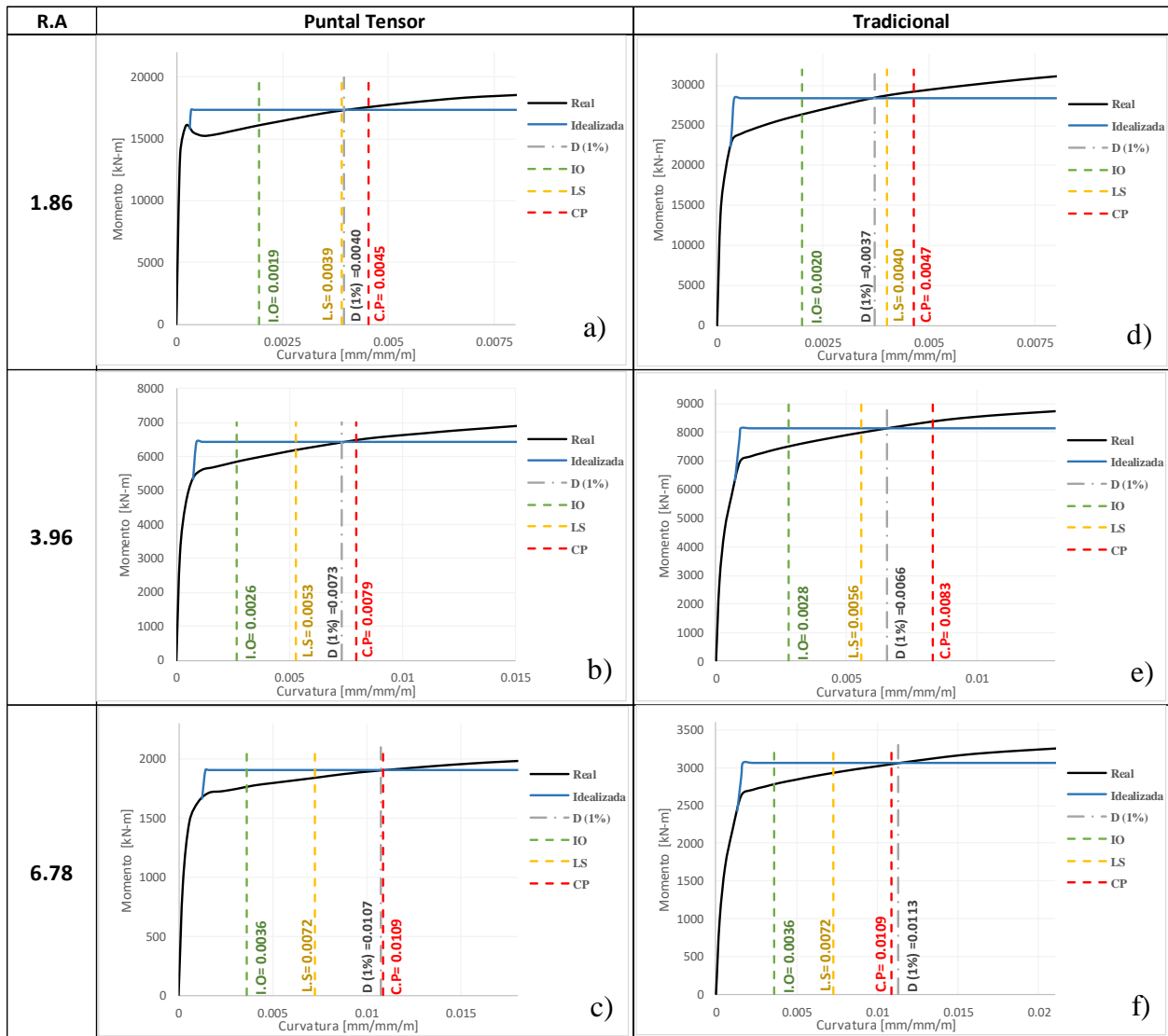
Características de la curva de capacidad de los muros para una deriva del 1%

Elemento	%Acero fluye	ϕ [mm/mm/m]	Demanda de Ductilidad	D/C Ductilidad [%]
M-R.A=6.78(T)	48	0.0100	2.50	30
M-R.A=6.78(PT)	50	0.0080	4.02	30
M-R.A=3.96(T)	50	0.0066	4.57	40
M-R.A=3.96(PT)	50	0.0073	5.83	31
M-R.A=1.86(T)	45	0.0037	10.66	52
M-R.A=1.86(PT)	47	0.0040	17.50	45

Como se puede apreciar en la Tabla 5, los muros diseñados por el método tradicional poseen un mayor valor de resistencia (V_u) comparado con los diseñados por el método Puntal-Tensor, esta misma tendencia se observa para los valores de tenacidad, puesto que según la Ecuación 4, existe una relación directa entre tenacidad y resistencia. Por otro lado, los muros diseñados por el método Puntal-Tensor presentan una mayor capacidad de ductilidad respecto a los diseñados por el método tradicional. De acuerdo con la Ref. (Benjumea Royero, Sotelo Monroy, Celis Melo, & Chio Cho, 2017) y Ref. (Benjumea Royero, Sotelo Monroy, Celis Melo, & Chio Cho, 2017), los muros con mayor volumen de acero poseen la mayor resistencia, mientras que aquellos que poseen un menor volumen de aceros tienen mayor capacidad de ductilidad, siendo coherente con el aumento del desplazamiento último (Δu) y disminución del desplazamiento en el cual ocurre la rótula plástica (Δy), con excepción del muro M-R.A=6.78, cuyo desplazamiento último es ligeramente menor en el diseño por Puntal-Tensor, como se observa en la Figura 13 y Tabla 5, lo cual pudo haber ocurrido ya que, como sugiere la Tabla 7, el muro M-R.A=6.78 es aquel que posee la mayor diferencia en el volumen de acero total, donde el diseño por el método Puntal-Tensor no tiene tantas exigencias de aceros como el del método tradicional y, entre menor acero, el muro es más susceptible a colapsa, por lo que el muro M-R.A=6.78 llegó primero a su desplazamiento último. Adicionalmente entre menor sea la razón de aspecto del muro, mayor será su resistencia, tenacidad y ductilidad, tal como lo corroboran las Ref. (Roberto, 1999) y Ref. (American Institute of Steel Construction, 2017).

Figura 12.

Diagramas Momento-Curvatura para muros diseñados por el método Puntal-Tensor: a) con $R.A=1.86$, b) con $R.A=3.96$ y c) con $R.A=6.78$; y diseñados por el método tradicional: d) con $R.A=1.86$, e) con $R.A=3.96$ y f) con $R.A=6.78$



Independientemente del método empleado para el diseño de los muros y su razón de aspecto, aproximadamente un 50% del acero entra en fluencia para una condición de deriva del 1%, lo cual se puede deber a la simetría en el detalle propuesto para cada muro, de acuerdo con la

Tabla 6. Asimismo, se presentan los valores de la demanda de ductilidad para cada muro y su correspondiente razón D/C (Demanda/Capacidad de ductilidad), la cual toma valores del 30% para los muros altos (M-R.A=6.78) diseñados con los métodos: tradicional y Puntal-Tensor, mientras que para los muros bajos (M-R.A=1.86) varía en un 7% (de 52% a 45%) y en un 9% para los muros M-R.A=3.96 (de 40% a 31%) diseñados con ambos métodos; los muros M-R.A=1.86 poseen una mayor relación

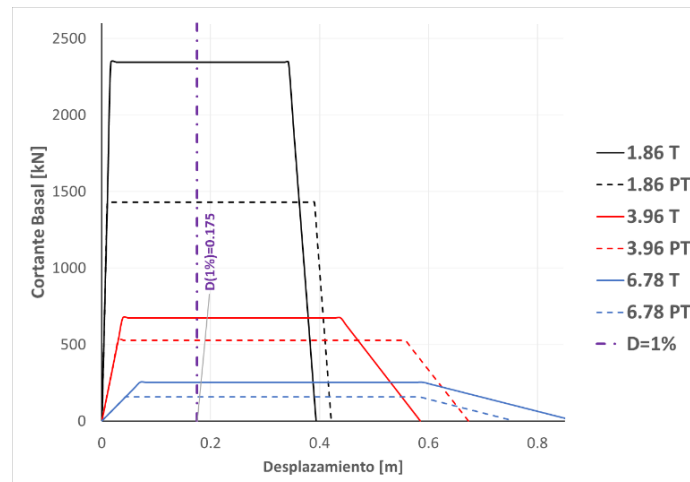
Tabla 7.

Comparación de características fisicomecánicas de los muros, ante su método de diseño.

Elemento	Vu[%]	Δy [%]	Δu [%]	Ductilidad [%]	Tenacidad [%]	Vol [%]	D/C Ductilidad [%]
M-R.A=6.78	37.9	37.9	10.1	59.2	37.1	38.9	1.1
M-R.A=3.96	21.7	21.7	27.0	62.2	1.2	14.8	21.3
M-R.A=1.86	39.1	39.1	15.9	90.2	28.5	28.1	13.7

Figura 13.

Curvas de capacidad para modelos de muros diseñados mediante método tradicional (T) y Puntal-tensor (PT)

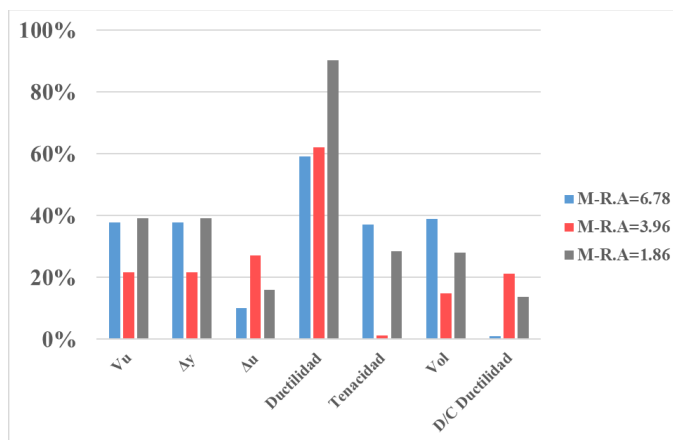


D/C respecto a los otros y como consecuencia se encuentran a un mayor nivel de sollicitación, además, como las razones D/C son inferiores a 100% ,la demanda en cada muro no sobrepasa su capacidad de ductilidad.

La Tabla 7 presenta la comparación entre los resultados de la Tabla 5 y Tabla 6, donde los valores obtenidos del método tradicional funcionan como base para examinar su diferencia respecto al método Puntal-Tensor, a través de un error relativo cuya apreciación gráfica se muestra en la Figura 14.

Figura 14.

Comparación de características fisicomecánicas de los muros, ante su método de diseño.



De la Figura 14 se puede observar que los muros M-R.A=3.96 poseen la menor diferencia de resistencia y deformación para la primera fluencia (21.7%) comparado con los muros M-R.A=6.78 y M-R.A=1.86 (37.9% y 39.1% respectivamente), esto se debe a la similitud entre los resultados de diseño de acero longitudinal con los muros M-R.A=3.96, tal como se puede apreciar en la Tabla 3; por el contrario, los muros M-R.A=3.96 presentan una mayor diferencia en la deformación última (27%) respecto a los muros M-R.A=6.78 y M-R.A=1.86 (10.1% y 15.9%

respectivamente). El aspecto en que más divergen los métodos es la ductilidad, llegando a un valor de 90.2% presente en los muros M-R.A=1.86 mientras que la menor diferencia por ductilidad no se aleja del 60%, según indica la Ref. (Campione, Cannella, & Cucchiara, 2017, pág. 634), estas grandes diferencias presentes en todos los muros ocurre porque el método Puntal-Tensor suele producir diseños con mayor ductilidad en todo tipo de elementos de concreto reforzado, mientras que el diseño tradicional, al enfocarse en diseños de muros más tenaces (V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente, 2012), no genera elementos tan dúctiles como los realizados por dicho método. Asimismo, se aprecia una relación directa entre la diferencia en volumen de acero y tenacidad, puesto que a mayor diferencia de volumen mayor diferencia se presenta en la tenacidad, así pues, los muros M-R.A=6.78 presentan 37.1% y 38.9% en tenacidad y volumen respectivamente, los muros M-R.A=1.86 poseen 28.5% y 28.1% en tenacidad y volumen respectivamente, mientras que en los muros M-R.A=3.96 a pesar de cumplir con dicha relación, esta presenta una disminución significativa comparada con los muros anteriores, con una diferencia de tenacidad y volumen de 1.2% y 14.8% respectivamente. Del mismo modo se observa que los muros M-R.A=6.78 poseen la menor diferencia de razón demanda capacidad de ductilidad (D/C) con un valor de 1.1%, mientras que los muros M-R.A=3.96 son aquellos con la mayor diferencia (21.3%) en el grado de demanda-capacidad de ductilidad a la cual se ven sometidos, puesto que, independiente al método de diseño, todos los muros se ven solicitados en similar medida. En general se puede decir que: la razón demanda-capacidad de ductilidad presenta los menores valores de diferencia entre sus métodos de diseño, seguido por la deformación última, mientras que el mayor porcentaje de diferencia se da en la capacidad de ductilidad, tal como se esperaba según Ref. (Azócar, 2004, pág. 178). Esto significa que la capacidad de ductilidad en los muros variara en mayor rango al usar el método tradicional o el Puntal-Tensor, mientras que las

respuestas de deformación última y la razón entre la demanda y capacidad de ductilidad en los muros no diferirán tanto entre sus resultados al aplicarse cualquiera de los dos métodos de diseño propuestos. Finalmente, teniendo en cuenta los resultados de esta investigación, depende del usuario elegir el método de diseño, para muros de concreto reforzado, que le convenga teniendo en cuenta las propiedades mecánicas que este desee para su muro. La elección de uno u otro método de diseño se deja planteada para el lector, sin considerar ninguno de los dos como inequívoco.

3. Conclusiones

Este proyecto de investigación estudió la influencia de dos métodos de diseño, tradicional y Puntal-Tensor, sobre la respuesta no lineal de 3 muros con distintas razones de aspecto, provenientes de un sistema estructural de muros de carga, ubicado en la ciudad de Bucaramanga, usando como medio de comparación ciertas propiedades mecánicas obtenidas a partir de las curvas de capacidad propias para cada muro y estudiando su respectivo estado de daño a través de un análisis de desempeño realizado sobre los diagramas de Momento-Curvatura de todos los muros, según las especificaciones del FEMA-356. De los resultados obtenidos en este proyecto se puede concluir que:

- El diseño por el método Puntal-Tensor aplicado en muros, produce elementos con menor volumen de aceros comparado con el método Tradicional.
- Dado que el volumen de aceros es menor en los muros diseñados por el método Puntal-Tensor estos son los primeros en alcanzar la deformación de la primera fluencia.

➤ En el diseño por el método tradicional el muro con menor razón de aspecto (1.86) se encuentra en un estado de daño de seguridad de vida, mientras que con una razón de aspecto intermedia (3.96) se sitúa en un estado de daño de prevención de colapso y para el muro con una razón de aspecto alta (6.78) se ubica superado el límite de prevención de colapso, sin embargo, como menciona la literatura este resultado no implica necesariamente el colapso del elemento estructural por lo que se requiere un análisis más detallado para observar su comportamiento post-sismo.

➤ Los muros diseñados por el método tradicional presentan mayores valores de resistencia y tenacidad en comparación con los diseñados empleando el método puntal-tensor, esto se debe a que el diseño tradicional resulta en mayor cantidad de aceros en los elementos de borde, respecto a los diseñados mediante el método Puntal-Tensor.

➤ Los muros diseñados con el método Puntal-Tensor presentan mayores valores de ductilidad al compararlos con los diseñados por el método tradicional, lo cual se debe al menor volumen de acero que requiere el método Puntal-Tensor.

➤ Los muros con baja razón de aspecto ($R.A=1.86$) muestran una mayor diferencia entre sus valores de ductilidad al comparar los resultados del diseño Tradicional con el Puntal-Tensor.

➤ Los muros con razón de aspecto alta ($R.A=6.78$) presentan la mayor diferencia entre sus diseños en las características de tenacidad y volumen.

➤ Los muros Intermedios ($R.A=3.96$) en general presentan la menor diferencia de características fisicomecánicas, teniendo valores más bajos de diferencia en las categorías de: resistencia, deformación de primera fluencia, tenacidad y volumen. sin embargo, resulta complejo discernir la mayor diferencia de las características fisicomecánicas entre los muros altos ($R.A=6.78$) y bajos ($R.A=1.86$), puesto que los muros bajos presentan mayor diferencia para los

valores de resistencia, deformación para la primera fluencia y ductilidad, mientras que los muros altos presentan las mayores diferencias en tenacidad y volumen.

4. Recomendaciones

Con base en las conclusiones anteriores y los métodos analíticos utilizados, se debe tener en cuenta que:

➤ Esta investigación contempló únicamente el estudio de 3 muros individuales con una razón de aspecto definida, sin embargo, se requiere de una mayor cantidad de muros a evaluar presentes en cada rango (Alto, Intermedio y Bajo) con objeto de validar las respuestas tanto de las curvas de capacidad obtenidas, como del análisis por desempeño de los diagramas Momento-Curvatura desarrollado.

➤ Para el desarrollo de esta investigación se consideraron 3 modelos de armadura en el diseño Puntal-Tensor, pero como indica la literatura, existen otras propuestas de armadura equivalente que se pueden aplicar para los modelos de elementos de concreto reforzado, por lo que es necesario estudiar la influencia que tienen distintos tipos de armadura sobre la respuesta y el diseño de muros con distinta geometría.

➤ En esta investigación se usó una linealización basada en la conservación de la tenacidad original del diagrama Momento-Curvatura y en un modelo de rotula concentrada, no obstante, pudiera ser recomendable el uso de una linealización diferente al diagrama Momento-Curvatura, ya que la ser llevado a un modelo donde se evalúa solo la respuesta de un elemento

ante carga sísmica y no una estructura, la forma de la curva de capacidad se ve dominada por esta aproximación, además, la consideración del uso de un modelo de rotula distribuida el cual pudiera dar una respuesta más cercana a la realidad.

➤ El presente artículo de investigación solo considero en su desarrollo muros con un mismo espesor de 15 (cm), sin embargo, se recomienda estudiar la respuesta que pueden tener el diseño tradicional y Puntal-Tensor sobre muros con distintos espesores.

➤ Para futuras investigaciones se recomienda repetir el mismo análisis de comparación realizado en el presente estudio usando muestras experimentales en laboratorio, con el fin de observar resultados más acordes a la realidad.

Referencias Bibliográficas

A. C. de I. S. AIS. (2010). Título B Cargas. *NSR-10, vol. Título B*, 530–827.

American Institute of Steel Construction. (2017). The Impact of Material Selection on the Resilience of Buildings. *Am. Inst. Steel Constr., no. April*.

Aranda, H. I. (2015). *Seccion critica, esbeltez y regines B-D,*” no. 1.

Arango Patiño, E. L. (2019). *Modelado numérico de muros delgados de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica alta: caso Bucaramanga*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.

Azócar, M. (2004). *Modelo Puntal-Tensor Aplicado al Diseño de Elementos de Hormigón Armado*.

Benjumea Royero, J. M., Sotelo Monroy, F. S., Celis Melo, C. E., & Chio Cho, G. (2017). Efecto del grado de capacidad de disipación de energía sísmica seleccionado en las cantidades de obra de muros de concreto reforzado. *Rev. Tecnura, vol. 20, no. 50, 15*, doi: 10.14483/udistrital.jour.tecnura.2016.4.a01.

Briceño, A., & Carreras, N. (2013). *“Análisis y diseño de muros estructurales de concreto, considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011*. Universidad Católica Andrés Bello Como.

C. and S. Inc., (2020). *SAP2000 (Structural Analysis Program)*.

Caballero Ramirez, C. R., & Abril Rodríguez, S. (2016). *Contribución al estudio de la respuesta sísmica del sistema constructivo en muros (sistema túnel) en la ciudad de Bucaramanga* . Bucaramanga : Universidad industrial de Santander Facultad.

Calavera, J. (2008). *Proyecto y cálculo de Estructuras de Hormigón, Tomo II,*” vol. 1.

- Campione, G., Cannella, F., & Cucchiara, C. (2017). *Simplified model for compressive response of RC column Footing whith square cross-section*. Elsevier.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, no. 3, 561–582, doi: 10.1002/eqe.144.
- Dhakal, R. P., & Maekawa, K. (2002). Modeling for Postyield Buckling of Reinforcement. *J. Struct. Eng.*, vol. 128, no. 9, 1139–1147, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:9(1139).
- Escovar Álvarez, F. A. (2018). *Análisis del comportamiento estructural de un edificio de concreto reforzado de muros estructurales ubicado en zona de amenaza sísmica alta*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- FEMA. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Rehabil. Requir.*, no. 1, 1–518.
- Flores, T. (2003). *Estudio del control rotulas plasticas en porticos de concreto armado*. Pontificia Universidad Catolica del Peru.
- Franklin, S., Lynch, J. M., & Abrams, D. P. (2001). Performance of Rehabilitated URM Shear Walls:. *No. December* , 144.
- Fratelli, M. G. (1999). *Edificios de Pantallas y Estructuras Aporticadas, 1st ed.* . Caracas.
- Ghosh, S., Dowty, S. S., & Dasgupta, P. (2013). *Seismic Design Criteria,*” *Ascelibrary.Org*, no. April. Obtenido de <http://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/9780784411179.ch02>.
- Gonz, V., Botero, J. C., & Rochel, R. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. *Ing. y Cienc. | ing.cienc.*, vol. 1, no. 1, 67–76.
- Innova, P., & Versi, E. (2013). *Guía práctica para el diseño de muros de hormigón armado*.

- Ji, X., Cheng, X., & Xu, M. (2018). Coupled axial tension-shear behavior of reinforced concrete walls. *Eng. Struct.*, vol. 167, no. October 2017, pp. 132–142, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.04.015.
- Kahil, A., Nekkrouche, A., Boukais, S., Hamizi, M., & Hannachi, N. E. (2018). Effect of RC wall on the development of plastic rotation in the beams of RC frame structures. *Front. Struct. Civ. Eng.*, vol. 12, no. 3, 318–330, doi: 10.1007/s11709-017-0420-z.
- Karthik, M. M., & Mander, J. B. (2011). Stress-Block Parameters for Unconfined and Confined Concrete Based on a Unified Stress-Strain Model. *J. Struct. Eng.*, vol. 137, no. 2, 270–273, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000294.
- Kassem, W. (2015). Shear strength of squat walls: A strut-and-tie model and closed-form design formula. *Eng. Struct.*, vol. 84, 430–438, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.11.027.
- Kazaz, İ. (2013). Analytical Study on Plastic Hinge Length of Structural Walls. *J. Struct. Eng.*, vol. 139, no. 11, 1938–1950, doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000770.
- León, J. C., & Icoer, S. M. (2010). *Evaluación experimental del método de puntales y tensores aplicado a muros de concreto de baja altura,*” *Ing. e Investig.*, vol. 30, no. 1, pp. 11–16. Obtenido de <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=64312498003>
- Li, H.-N., Tang, Y.-C., Li, C., & Wang, L.-M. (2019). Experimental and numerical investigations on seismic behavior of hybrid braced precast concrete shear walls. *Eng. Struct.*, vol. 198, no. April, 109560, doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109560.
- Mamani Cuayla, P. M. (2015). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio de oficinas, analizado y diseñado con el método convencional.* Universidad catolica de Santa Maria.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1989). Modelo teórico esfuerzo-deformación para hormigón confinado. *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, 1804–1826.
- Moehle, J. (2008). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings, 1st ed.* . New York: McGraw-Hill Education.

- Monsalve, J. (2005). *Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales*. Bogotá: Universidad de los Andes.
- Oriol Arnau Delgado and Universidad Nacional Autonoma de Mexico [IIUNAM]. (2017). *Análisis no lineal en la evaluación y diseño estructural*. Obtenido de <https://www.youtube.com/watch?v=MTM0OztKGvg>.
- Park, J. W., Kuchma, D., & Souza, R. (2008). Strength predictions of pile caps by a strut-and-tie model approach. *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 35, no. 12, 1399–1413 doi: 10.1139/L08-062.
- Park, R., & Paulay, T. (1999). *Estructuras De Concreto Reforzado, 1st ed.* México: John Wiley & Sons, Inc.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design Of Reinforced Concrete Paulay, 2nd ed.* New York: Wiley Interscience.
- Pérez Gavilán, J. J., & Svetlava, B. (2016). Application of Strut-and-Tie Model for seismic design of confined masonry shear walls. *Brick Block Mason.*, no. June, 2257–2263, doi: 10.1201/b21889-296.
- Remki, M., & Kehila, F. (2018). *Facing the Challenges in Structural Engineering, vol. 1.*
- Roberto, R. A. (1999). *Hormigón Reforzado (Segunda parte), 1st ed.* Medellín: Express Digital.
- Rochel Awad, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios, 2nd ed.* Medellín: EAFIT, Fondo Editorial Universidad.
- Saatcioglu, M., & Razvi, S. R. (1992). Strength and Ductility of Confined Concrete. *J. Struct. Eng.*, vol. 118, no. 6, 1590–1607, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1992)118:6(1590).
- Sunitha, P., Goswami, R., & Murty, C. V. (2016). Idealised bilinear moment-curvature curves of RC sections for pushover analysis of RC frame buildings. *Indian Concr. J.*, vol. 90, no. 4, 43–54.

University of Illinois at Urbana-Champaign. (1998). *CAST (Computer Aided Strut and Tie)*.

V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente. (2012). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR10 - Concreto estructural, vol. Título C. .*

V. y D. T. de N.-10 Ministerio de Ambiente. (2012). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente, vol. Título A.*