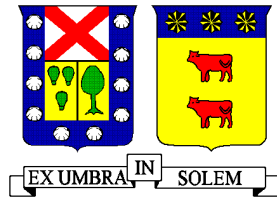


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES  
VALPARAISO – CHILE



## **ANÁLISIS SÍSMICO DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO CON IRREGULARIDAD VERTICAL**

**MARTÍN ADRIÁN CABALLERO FERNÁNDEZ**

Memoria para optar al título de:  
Ingeniero Civil

Profesor Guía  
Patricio Bonelli Canabes

Abril de 2018



## **RECONOCIMIENTOS**

La realización de esta investigación de memoria de título fue posible, en primer lugar, a la cooperación brindada por el profesor Patricio Bonelli junto a su equipo de trabajo, especialmente el Dr. Patricio Quintana, y junto al resto de los memoristas, en especial Francisco Díaz y Rocío Álvarez. Cabe también agradecer a Jorge Carvallo cuyos estudios en la reparación del edificio Toledo, fueron los primeros pasos de esta investigación.

Se agradece además al Departamento de Obras Civiles de Universidad Técnica Federico Santa María por las instalaciones y equipamiento de trabajo disponibles. Un agradecimiento especial a los compañeros de carrera que presentaron apoyo académico y conocimientos complementarios, como el de Iván González en análisis estructural y uso de software.

Por último un agradecimiento profundo a todas aquellas personas que en forma directa o indirecta contribuyeron a que este trabajo de investigación pudiera llevarse a cabo, sobre todo a mi madre Beatriz Fernández, al resto de mi familia y a mis seres queridos.



## RESUMEN

En esta memoria se estudió la influencia de la irregularidad en la vertical en el desempeño sísmico de edificios estructurados con muros de hormigón armado. Se analizaron tres tipos de irregularidades en la dirección vertical: muros apoyados sobre columnas, muros con disminución de su largo en los pisos inferiores y muros con un trancamiento en los pisos inferiores debido a muros más rígidos, frecuentes en subterráneos de edificios altos. Además se consideró la influencia de un trancamiento a nivel de la irregularidad en los dos primeros casos mencionados. Estos sistemas se compararon con un sistema estructural análogo, con solo muros regulares en la altura.

Los sistemas estructurales se diseñaron de acuerdo a las normas vigentes en Chile. Los esfuerzos internos y las deformaciones se determinaron mediante un análisis incremental no lineal. Como modelo de análisis se usó el método Puntal Tensor con elementos tipo fibra. Los posibles daños se relacionaron con los desplazamientos laterales de cada sistema aplicándose diferentes criterios para definir los estados límites, en función de las deformaciones unitarias en las secciones críticas.

Se puede concluir que en sistemas estructurales con muros con irregularidad en la vertical se podría alcanzar una capacidad de deformación considerable al diseñar las secciones por capacidad, no siendo la presencia de una irregularidad necesariamente un factor que implique daño.

En sistemas con muros apoyados sobre columnas en sus extremos, se puede lograr una buena capacidad de deformación con un buen confinamiento y limitando la carga axial en las columnas. Los muros con disminución del largo en los pisos inferiores tuvieron la menor capacidad de deformación.

El trancamiento en los primeros pisos provoca una gran transferencia de fuerzas de corte entre muros. En muros bandera, el trancamiento provoca grandes alargamientos en el acero que está debajo del nivel de trancamiento. En muros apoyados sobre columnas el trancamiento mejora la capacidad de deformación del sistema al disminuir las deformaciones laterales de la columna comprimida.

Finalmente los resultados obtenidos indican que todas las fallas presentadas en el hormigón se concentrarían en una zona del borde y que en general una baja carga axial, una baja cuantía longitudinal de borde, usar secciones rectangulares y un confinamiento adecuado, otorgarían una gran ductilidad de deformación al sistema, con  $\delta/H$  que podrían llegar al orden del 3% al 5%.



## ABSTRACT

This work studies the influence of vertical irregularity on the seismic behavior of buildings structured with reinforced concrete (RC) walls. Three types of irregularities in the vertical direction were analyzed: walls supported on columns, walls with a setback in the lower stories, commonly known as flag-shaped walls, and structural systems with large and very stiff walls in the basement levels which produce an action commonly referred to as 'backstay effect'. The backstay effect influence was also considered for the first two aforementioned cases. All these systems were compared with an analogous system with only regular walls.

The structural systems were designed according to the current Chilean code prescriptions. The relative internal stresses and strains experienced by the systems were studied with non-linear pushover analyses. The strut-and-tie method was followed for modelling the walls considering fiber-type elements. The potential damage was related to lateral displacements by applying different limit states criteria, based on maximum reached strains at the critical sections.

It was found that in structural systems with walls with vertical irregularities, an adequate deformation capacity can be reached if the critical sections are designed per capacity considerations, such that the irregularity is not necessarily a source for damage.

The results show that walls supported on columns might present a great ductility by limiting the axial force on columns, and using adequate transverse confinement detailing. On the other hand, they show that systems with flag-shaped walls have a low deformation capacity.

According to the analyses, the backstay effect produces a significant transfer of shear forces between walls and diaphragms. In flag-shaped walls, the backstay effect also produced high elongations in the reinforcing steel under the podium level. In walls supported by columns, the backstay effect improved the deformation capacity of the system reducing the lateral deformations of the compressed column.

Finally, it was observed that all the concrete failures were concentrated in a single edge zone, and that in the presence of low axial load, low longitudinal reinforcing steel ratio, a rectangular cross-section, and adequate confinement, provides a large and ductile deformation capability to the systems.

## Tabla de contenido

|       |                                                                                  |    |
|-------|----------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1     | Alcance .....                                                                    | 1  |
| 2     | Objetivo .....                                                                   | 1  |
| 3     | Introducción .....                                                               | 2  |
| 4     | Método Puntal Tensor .....                                                       | 4  |
| 4.1   | Método No Lineal Simplificado con Elementos Biarticulados (STM). ....            | 4  |
| 4.1.1 | Descripción del modelo .....                                                     | 4  |
| 4.2   | Relaciones constitutivas de los materiales .....                                 | 5  |
| 4.2.1 | Hormigón.....                                                                    | 5  |
| 4.2.2 | Acero de refuerzo .....                                                          | 7  |
| 4.3   | Simplificaciones realizadas respecto al modelo BTM (Lu & Panagiotou, 2013) ..... | 8  |
| 4.3.1 | Elementos verticales tipo viga no lineal con rigidez a flexión .....             | 8  |
| 4.3.2 | Relación tensión-alargamiento del hormigón. ....                                 | 8  |
| 5     | Análisis sísmico .....                                                           | 9  |
| 5.1   | Fuerzas laterales .....                                                          | 9  |
| 5.2   | Análisis no lineal.....                                                          | 9  |
| 6     | Validación del Modelo Puntal Tensor (STM).....                                   | 10 |
| 6.1   | Descripción del muro de calibración y análisis.....                              | 10 |
| 6.2   | Comparación de resultados.....                                                   | 11 |
| 7     | Sistemas de muros analizados .....                                               | 13 |
| 7.1   | Descripción de la estructura .....                                               | 13 |
| 7.1.1 | Análisis Modal lineal elástico .....                                             | 13 |
| 7.1.2 | Armadura de muros.....                                                           | 19 |
| 7.2   | Descripción de los sistemas analizados .....                                     | 20 |
| 7.3   | Análisis con puntal tensor.....                                                  | 21 |
| 8     | Estados límites .....                                                            | 24 |
| 8.1   | Límites de desempeño en el concreto .....                                        | 24 |
| 8.2   | Límites de desempeño del refuerzo longitudinal.....                              | 25 |
| 8.3   | Estados límites utilizados en el análisis incremental.....                       | 27 |
| 9     | Resultados .....                                                                 | 28 |
| 9.1   | Sistema regular en la dirección vertical .....                                   | 29 |
| 9.2   | Sistema regular en la vertical con trancamiento. ....                            | 35 |

|       |                                                                   |    |
|-------|-------------------------------------------------------------------|----|
| 9.3   | Sistema con un muro apoyado sobre columnas .....                  | 42 |
| 9.4   | Sistema con un muro apoyado sobre columnas con trancamiento ..... | 52 |
| 9.5   | Sistema con un muro bandera.....                                  | 61 |
| 9.5.1 | Desplazamiento en la dirección positiva .....                     | 61 |
| 9.5.2 | Desplazamiento en la dirección negativa.....                      | 68 |
| 9.6   | Sistema con un muro bandera con trancamiento.....                 | 75 |
| 9.6.1 | Desplazamiento en la dirección positiva .....                     | 75 |
| 9.6.2 | Desplazamiento en la dirección negativa.....                      | 83 |
| 10    | Conclusiones .....                                                | 92 |
| 11    | Bibliografía.....                                                 | 93 |

## Índice de Figuras

|                                                                                                                        |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 4.1.1 daños en el Edificio Alto Río (a) (NIST, 2014) y reparación del edificio Río Petrohué (b).....            | 2  |
| Figura 4.1.2 Daños en machones Edificio Río Petrohué (a) y Edificio Centro Mayor (b) (NIST, 2014). ....                | 3  |
| Figura 4.1.3 Muros bandera Edificio Toledo (Estudio del proyecto y recuperación edificio Toledo, 2010).....            | 3  |
| Figura 4.1.1 Explicación de modelo puntal tensor Simplified Truss Model (STM) en Muro T. ....                          | 5  |
| Figura 4.2.1 Modelo de hormigón de Scott, Park & Priestley .....                                                       | 6  |
| Figura 4.2.2 Relaciones constitutivas del acero de refuerzo .....                                                      | 7  |
| Figura 6.1.1 Modelación puntal tensor STM del Espécimen TW2.....                                                       | 10 |
| Figura 6.2.1 Resultados obtenidos del ensaye y modelos del espécimen TW2.....                                          | 11 |
| Figura 7.1.1 Planta estructura segundo piso. ....                                                                      | 14 |
| Figura 7.1.2 Planta estructura primer piso. ....                                                                       | 15 |
| Figura 7.1.3 Elevación eje B.....                                                                                      | 16 |
| Figura 7.1.4 Elevación Eje C. ....                                                                                     | 17 |
| Figura 7.1.5 Elevación Eje D. ....                                                                                     | 18 |
| Figura 7.1.6 Cortes A, B y C, detalle armaduras. ....                                                                  | 19 |
| Figura 7.2.1 Sistemas de muros analizados. ....                                                                        | 20 |
| Figura 7.3.1 Modelo utilizado en los sistemas de muros. ....                                                           | 22 |
| Figura 7.3.2 Discretización del modelo puntal tensor en cortes A, B y C. ....                                          | 23 |
| Figura 8.1.1 Pérdida del recubrimiento (a) y aplastamiento del núcleo de concreto (b) .....                            | 24 |
| Figura 8.2.1 Estiramiento límite para el inicio del pandeo. ....                                                       | 26 |
| Figura 8.3.1 Límites de daño de los materiales utilizados. ....                                                        | 27 |
| Figura 9.1.1 Respuesta global del sistema A (curva <i>pushover</i> ). ....                                             | 29 |
| Figura 9.1.2 Deformada y deformaciones unitarias del sistema A para (a) $\delta/H=0,009$ y (b) $\delta/H=0,03$ .....   | 30 |
| Figura 9.1.3 Deformada final y deformaciones unitarias del sistema A para $\delta/H=0,053$ . ....                      | 30 |
| Figura 9.1.4 Momento vs desplazamiento muros sistema A. ....                                                           | 31 |
| Figura 9.1.5 Distribución de momentos en la altura muros sistema A.....                                                | 32 |
| Figura 9.1.6 Comparación de la distribución de momentos en la altura muros sistema A. ....                             | 32 |
| Figura 9.1.7 Distribución de corte en la altura muros sistema A. ....                                                  | 33 |
| Figura 9.1.8 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema A. ....                                     | 34 |
| Figura 9.1.9 Esquema de transferencia de fuerzas del sistema A en puntales más solicitados [Tf]. ....                  | 34 |
| Figura 9.2.1 Respuesta global del sistema B (curva <i>pushover</i> ). ....                                             | 35 |
| Figura 9.2.2 Deformada y deformaciones unitarias del sistema B para (a) $\delta/H=0,008$ y (b) $\delta/H=0,032$ .....  | 36 |
| Figura 9.2.3 Deformada final y deformaciones unitarias del “sistema B” para $\delta/H=0,053$ .....                     | 37 |
| Figura 9.2.4 momento vs desplazamiento muros sistema B. ....                                                           | 38 |
| Figura 9.2.5 Distribución de momentos en la altura muros sistema B.....                                                | 39 |
| Figura 9.2.6 Comparación de la distribución de momentos en la altura muros sistema B. ....                             | 39 |
| Figura 9.2.7 Distribución de corte en la altura muros sistema B. ....                                                  | 40 |
| Figura 9.2.8 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema B.....                                      | 41 |
| Figura 9.2.9 Esquema de transferencia de fuerzas del sistema B en puntales más solicitados [Tf]. ....                  | 41 |
| Figura 9.3.1 Respuesta global del sistema C (curva <i>pushover</i> ). ....                                             | 42 |
| Figura 9.3.2 Deformada y deformaciones unitarias del sistema C para (a) $\delta/H=0,006$ y (b) $\delta/H=0,026$ . .... | 43 |
| Figura 9.3.3 Deformada final y deformaciones unitarias del sistema C para $\delta/H=0,045$ . ....                      | 44 |
| Figura 9.3.4 Momento vs desplazamiento muros sistema C. ....                                                           | 45 |
| Figura 9.3.5 Distribución de momentos en la altura muros sistema C. ....                                               | 46 |
| Figura 9.3.6 Comparación de la distribución de momentos en la altura del sistema C. ....                               | 46 |
| Figura 9.3.7 Incremento de las solicitaciones en el Diagrama de interacción machones “sistema C”. ....                 | 47 |
| Figura 9.3.8 Diagrama de cuerpo libre machones, Fuerzas en dirección Z. ....                                           | 48 |
| Figura 9.3.9 Momento Curvatura machón comprimido .....                                                                 | 49 |
| Figura 9.3.10 Distribución de corte en la altura muros “sistema C”.....                                                | 50 |
| Figura 9.3.11 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor “sistema C”. ....                                  | 51 |
| Figura 9.3.12 Esquema de transferencia de fuerzas del sistema C en puntales más solicitados [Tf]. ....                 | 51 |
| Figura 9.4.1 Respuesta global del sistema D (curva <i>pushover</i> ). ....                                             | 52 |
| Figura 9.4.2 Deformada y deformaciones unitarias del sistema D para (a) $\delta/H=0,006$ y (b) $\delta/H=0,029$ . .... | 53 |
| Figura 9.4.3 Deformada final y deformaciones unitarias del sistema D para $\delta/H=0,053$ . ....                      | 54 |

|                                                                                                                                    |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 9.4.4 Momento vs desplazamiento muros sistema D. ....                                                                       | 55 |
| Figura 9.4.5 Distribución de momentos en la altura muros sistema D. ....                                                           | 56 |
| Figura 9.4.6 Comparación de la distribución de momentos en la altura del sistema D. ....                                           | 56 |
| Figura 9.4.7 Incremento de las solicitaciones en el Diagrama de interacción Machones sistema D. ....                               | 57 |
| Figura 9.4.8 Distribución de corte en la altura Muros sistema D. ....                                                              | 58 |
| Figura 9.4.9 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema D. ....                                                 | 59 |
| Figura 9.4.10 Esquema de transferencia de fuerzas del sistema D en puntales más solicitados [Tf]. ....                             | 60 |
| Figura 9.5.1 Respuesta global positiva del sistema E (curva <i>pushover</i> ). ....                                                | 62 |
| Figura 9.5.2 Deformada positiva y deformada del sistema E para (a) $\delta/H=0,008$ y (b) $\delta/H=0,021$ . ....                  | 62 |
| Figura 9.5.3 Deformada positiva final y deformaciones unitarias del sistema E para $\delta/H=0,031$ . ....                         | 63 |
| Figura 9.5.4 Momento vs desplazamiento positivo muros sistema E. ....                                                              | 64 |
| figura 9.5.5 Distribución de momentos en la altura muros “sistema E”, desplazamiento positivo. ....                                | 65 |
| Figura 9.5.6 Comparación de la distribución de momentos en la altura muros sistema E, desplazamiento positivo. ....                | 65 |
| Figura 9.5.7 Distribución de corte en la altura muros sistema E, desplazamiento positivo. ....                                     | 66 |
| Figura 9.5.8 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema E, desplazamiento positivo. ....                        | 67 |
| Figura 9.5.9 Esquema de transferencia de fuerzas sistema E (+) en puntales más solicitados [Tf]. ....                              | 67 |
| Figura 9.5.10 Respuesta global negativa del sistema E (curva <i>pushover</i> ). ....                                               | 68 |
| Figura 9.5.11 Deformada negativa y deformaciones unitarias del sistema E para (a) $\delta/H=-0,008$ y (b) $\delta/H=-0,023$ . .... | 69 |
| Figura 9.5.12 Deformada negativa final y deformaciones unitarias del sistema E para $\delta/H=-0,034$ . ....                       | 70 |
| Figura 9.5.13 momento vs desplazamiento negativo muros sistema E. ....                                                             | 71 |
| Figura 9.5.14 Distribución de momentos en la altura muros sistema E, desplazamiento negativo. ....                                 | 72 |
| Figura 9.5.15 Comparación de la distribución de momentos en la altura muros sistema E, desplazamiento negativo. ....               | 72 |
| Figura 9.5.16 Distribución de corte en la altura muros sistema E, desplazamiento negativo. ....                                    | 73 |
| Figura 9.5.17 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema E, desplazamiento negativo. ....                       | 74 |
| Figura 9.5.18 Esquema de transferencia de fuerzas del sistema E (-) en puntales más solicitados [Tf]. ....                         | 74 |
| Figura 9.6.1 Respuesta global positiva del sistema F (curva <i>pushover</i> ). ....                                                | 76 |
| Figura 9.6.2 Deformada positiva y deformaciones unitarias del sistema F para (a) $\delta/H=0,006$ y (b) $\delta/H=0,03$ . ....     | 77 |
| Figura 9.6.3 Deformada positiva final y deformaciones unitarias del sistema F para $\delta/H=0,046$ . ....                         | 78 |
| Figura 9.6.4 Momento vs desplazamiento positivo muros sistema F. ....                                                              | 79 |
| Figura 9.6.5 Distribución de momentos en la altura muros sistema F, desplazamiento positivo. ....                                  | 79 |
| Figura 9.6.6 Comparación de la distribución de momentos en la altura muros sistema F, desplazamiento positivo. ....                | 80 |
| Figura 9.6.7 Distribución de corte en la altura muros sistema F, desplazamiento positivo. ....                                     | 81 |
| Figura 9.6.8 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema F, desplazamiento positivo. ....                        | 82 |
| Figura 9.6.9 Esquema de transferencia de fuerzas del sistema F (+) en puntales más solicitados [Tf]. ....                          | 82 |
| Figura 9.6.10 Respuesta global negativa del sistema F (curva <i>pushover</i> ). ....                                               | 83 |
| Figura 9.6.11 Deformada negativa y deformaciones unitarias del sistema F para (a) $\delta/H=-0,006$ y (b) $\delta/H=-0,017$ . .... | 84 |
| Figura 9.6.12 Deformada negativa final y deformaciones unitarias del sistema F para $\delta/H=-0,039$ . ....                       | 85 |
| Figura 9.6.13 Momento vs desplazamiento negativo muros sistema F. ....                                                             | 86 |
| Figura 9.6.14 Distribución de momentos en la altura muros sistema F, desplazamiento negativo. ....                                 | 87 |
| Figura 9.6.15 Comparación de la distribución de momentos en la altura muros sistema F, desplazamiento negativo. ....               | 88 |
| Figura 9.6.16 Distribución de corte en la altura muros sistema F, desplazamiento negativo. ....                                    | 89 |
| Figura 9.6.17 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema F, desplazamiento negativo. ....                       | 90 |
| Figura 9.6.18 Esquema de transferencia de fuerzas sistema F (-) en puntales más solicitados [Tf]. ....                             | 90 |

## Índice de Tablas

|                                                                                            |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabla 1 Resumen de parámetros considerados en el análisis sísmico modal de la NCh433. .... | 13 |
| Tabla 2 Armadura utilizada en los muros de la estructura. ....                             | 19 |
| Tabla 3 Cargas axiales basales de los muros a analizar. ....                               | 21 |
| Tabla 4 Estados límites utilizados en el análisis incremental. ....                        | 27 |
| Tabla 5 Estimación de la carga axial máxima en el machón comprimido. ....                  | 48 |
| Tabla 6 Estimación de la capacidad de deformación del machón comprimido. ....              | 49 |
| Tabla 7 Estimación de la carga axial máxima en el machón comprimido. ....                  | 58 |



## 1 Alcance

La presencia de estacionamientos o locales comerciales obligan a discontinuar los muros en pisos inferiores, generalmente en el primer piso y subterráneos. Dado el caso, se ve en la obligación que algunos de estos muros queden sostenidos en sus bordes por columnas. También, en edificios y estacionamientos que dan hacia la calle, es usual que el muro sobresalga en los pisos superiores, dando origen a otro tipo de discontinuidad. En edificios altos, es usual que las torres queden restringidas al desplazamiento lateral por muros en los subterráneos que abarcan el perímetro completo de la propiedad, produciendo grandes fuerzas de traspaso desde estas torres a los muros perimetrales.

El análisis con un espectro reducido de aceleraciones produce deformaciones y esfuerzos diferentes a los que se producirán cuando actúe el terremoto de diseño considerado. El análisis incremental permite relacionar desplazamientos laterales con esfuerzos internos y deformaciones unitarias para una deformada dada, pudiendo establecer diferentes estados límites para la estructura y detectar la ubicación de las secciones críticas.

## 2 Objetivo

Los objetivos principales de este trabajo son:

1. Estudiar y analizar el efecto de la irregularidad en la vertical en el desempeño sísmico de distintos sistemas de muros de hormigón armado.
2. Detectar concentración de tensiones, determinar las demandas locales a partir de los desplazamientos laterales, estimar los desplazamientos que producen los diferentes estados límites en las secciones críticas y la resistencia necesaria en las partes de la estructura que deben permanecer elásticas.

### 3 Introducción

La mayoría de los edificios de hormigón armado construidos en Chile suelen tener muros con algún tipo de irregularidad en la dirección vertical, proveniente de razones arquitectónicas o necesidades debido al uso. Algunos edificios con este tipo de sistemas estructurales han tenido daños de diversa índole frente a solicitaciones sísmicas. Es importante estudiar, analizar y comprender el comportamiento de este tipo de estructuras, para poder diseñarlas de manera de evitar los daños que se han producido en el pasado (NIST, 2014).

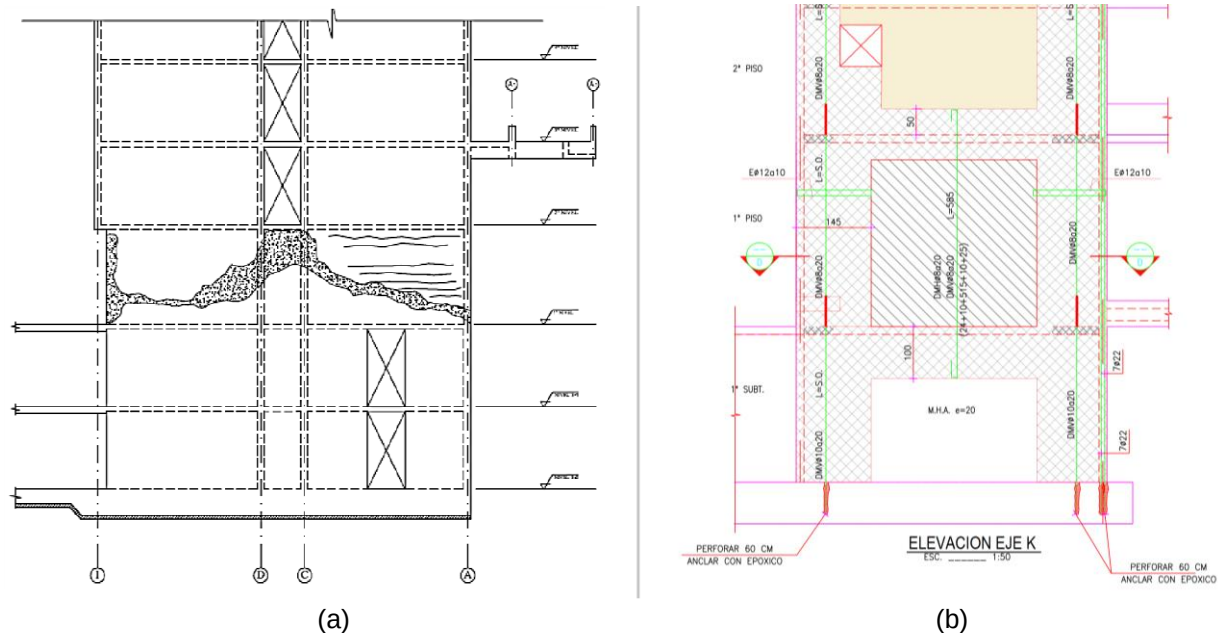


Figura 4.1.1 daños en el Edificio Alto Río (a) (NIST, 2014) y reparación del edificio Río Petrohué (b)

Se pueden distinguir cuatro tipos de irregularidad vertical que pueden inducir concentración de tensiones: (1) trancamiento producido por los subterráneos o una placa comercial con muros perimetrales de gran longitud, (2) muros que disminuyen su largo en pisos inferiores, (3) muros que descansan sobre columnas y (4) aberturas en los muros de los primeros pisos.

En el caso del edificio *Alto Río* en Concepción [ver Figura 4.1.1(a)] existía irregularidad vertical en la forma del edificio produciendo excentricidad de masas. Los muros resistentes tenían aberturas a partir del tercer piso y un subterráneo adosado que le producía un trancamiento, no siendo necesariamente estos factores la causa del colapso. Los edificios *Río Petrohué* en Viña del Mar [ver Figura 4.1.1(b)] y *Centro Mayor* en Concepción tenían muros descansando sobre machones en sus extremos con gran daño durante el terremoto del 2010 [ver Figura 4.1.2]. Otros edificios con daños graves tenían muros del tipo bandera, con daños importantes en pisos inferiores, como en el edificio *Toledo* de Viña del Mar [ver Figura 4.1.3].

Es complejo predecir el comportamiento y la respuesta sísmica de este tipo de estructuras en comparación a una estructura simple sin irregularidades ni discontinuidades. En esta memoria se estudian sistemas de muros que contienen los tres primeros tipos de irregularidad mencionados.

Se utilizó un análisis incremental no lineal (pushover) como método de análisis sísmico, aplicando el método puntal tensor para modelar los muros. Obteniéndose la capacidad de deformación de los sistemas y de cada muro, así como las distribuciones de fuerzas y zonas de falla.



(a)

(b)

Figura 4.1.2 Daños en machones Edificio Río Petrohué (a) y Edificio Centro Mayor (b) (NIST, 2014).

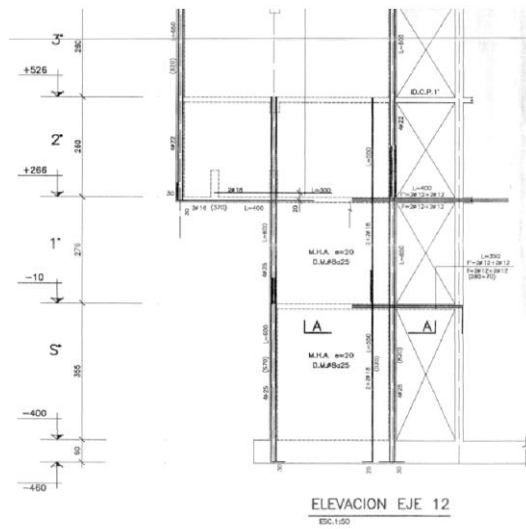


Figura 4.1.3 Muros bandera Edificio Toledo (Estudio del proyecto y recuperación edificio Toledo, 2010)

## 4 Método Puntal Tensor

El método Puntal Tensor puntal se creó para llenar la necesidad de un método de análisis que permitiera mejorar el detallamiento de los elementos de hormigón armado, especialmente en regiones de una estructura donde la hipótesis de secciones planas no es aplicable. Un mal diseño de este tipo de regiones ha sido una posible causa de fallas y colapsos (Massone, Yañez, & Hube, 2017).

El método ha adquirido un nuevo impulso debido al reconocimiento de las limitaciones de los métodos tradicionales para abordar secciones con discontinuidades, como los métodos con elementos elásticos o de plasticidad concentrada. Por otra parte permite cerrar la brecha existente entre las tensiones obtenidas a través de complejos modelos de elementos finitos y la disposición de las armaduras en una estructura real. El Comité 318 de ACI (ACI 318, 2015) propone y permite este método para diseñar zonas con discontinuidades en las estructuras.

### 4.1 Método No Lineal Simplificado con Elementos Biarticulados (STM).

#### 4.1.1 Descripción del modelo

En este párrafo se describe el modelo puntal tensor usado en esta investigación, denominado en adelante como STM (Simplified Truss Model), que se basa en el modelo denominado en adelante como BTM (Beam-Truss Model), realizado por Marios Panagiotou (Lu & Panagiotou, 2013).

El muro de sección T y altura H, que se muestra en la Figura 4.1.1 (a), tiene una longitud  $L_x$  y un espesor  $t_x$  según el eje x, mientras que según el eje y se tiene  $L_y$  y  $t_y$  respectivamente.

En la Figura 4.1.1(b) se muestra el modelo puntal tensor para este muro. Se usaron de tres tipos de elementos: (1) elementos no lineales biarticulados en la dirección vertical (eje z) —llamados elementos “barras verticales”—; (2) elementos no lineales biarticulados en las dos direcciones horizontales (a lo largo de los ejes x e y) —llamados elementos “barras horizontales”—; (3) elementos no lineales biarticulados en las diagonales de los paneles formados por los elementos horizontales y verticales—llamados elementos “barras diagonales”—. Como se puede apreciar, todos los elementos del modelo toman solamente fuerzas axiales, formando así un enrejado. Es importante destacar además, que todos los elementos se encuentran liberados a torsión.

Los puntos donde al menos un elemento vertical y uno horizontal se cruzan con un elemento diagonal, conforman los nodos del modelo, como se muestra en la Figura 4.1.1(d y e). Cada nodo tiene seis grados de libertad, considerándose empotrado en la base. En este ejemplo se observa que se usaron nueve líneas de barras verticales (cinco en cada uno de los dos segmentos de la pared T) y quince horizontales. La línea BF es común para los dos segmentos.

Los detalles del refuerzo del subsegmento S del segmento ACGE del muro se muestran en la Figura 4.1.1(c). Las barras verticales y horizontales tienen las propiedades de un puntal de hormigón armado cuyas propiedades se muestran en los esquemas de la Figura 4.1.1(d y e).

Para las barras verticales, se usó una sección del tipo fibra con 35 fibras distribuidas por toda la sección, las cuales serán hormigón o acero dependiendo de la armadura del elemento.

En adición a los elementos verticales y horizontales, se usan barras diagonales para representar el comportamiento a la compresión de un puntal de hormigón. Debido a esto no se considera acero de

refuerzo en estos elementos, y además se ignora la resistencia a tracción del hormigón. (Lu & Panagiotou, 2012) encontró que este último factor tiene un efecto insignificante para las razones  $\Delta/H$  mayores que 0,5%. El ángulo entre las barras diagonales y horizontales es  $\theta_d$  [ver Figura 4.1.1(g)]. Para los modelos que serán usados,  $\theta_d$  varía entre  $45^\circ$  y  $65^\circ$ . (Lu, Panagiotou, & Koutromanos, 2014) estudiaron la influencia de este ángulo en la respuesta, dando resultados óptimos dentro del rango mencionado. El área de cada diagonal es el producto del ancho efectivo  $b_{eff}$  [ver Fig. 1(f)] y el espesor del panel  $t_x$  o  $t_y$ . El ancho efectivo de la diagonal es  $b_{eff} = a \sin(\theta_d)$ , donde  $a$  es el largo del panel [ver Figura 4.1.1(g)].

Las leyes constitutivas de los materiales o el tipo, posición, tamaño y diseño de los elementos utilizados en el STM juegan un papel crítico en el cálculo del estado de tensiones y deformaciones no lineales del muro en las direcciones verticales, horizontales y diagonales de los segmentos.

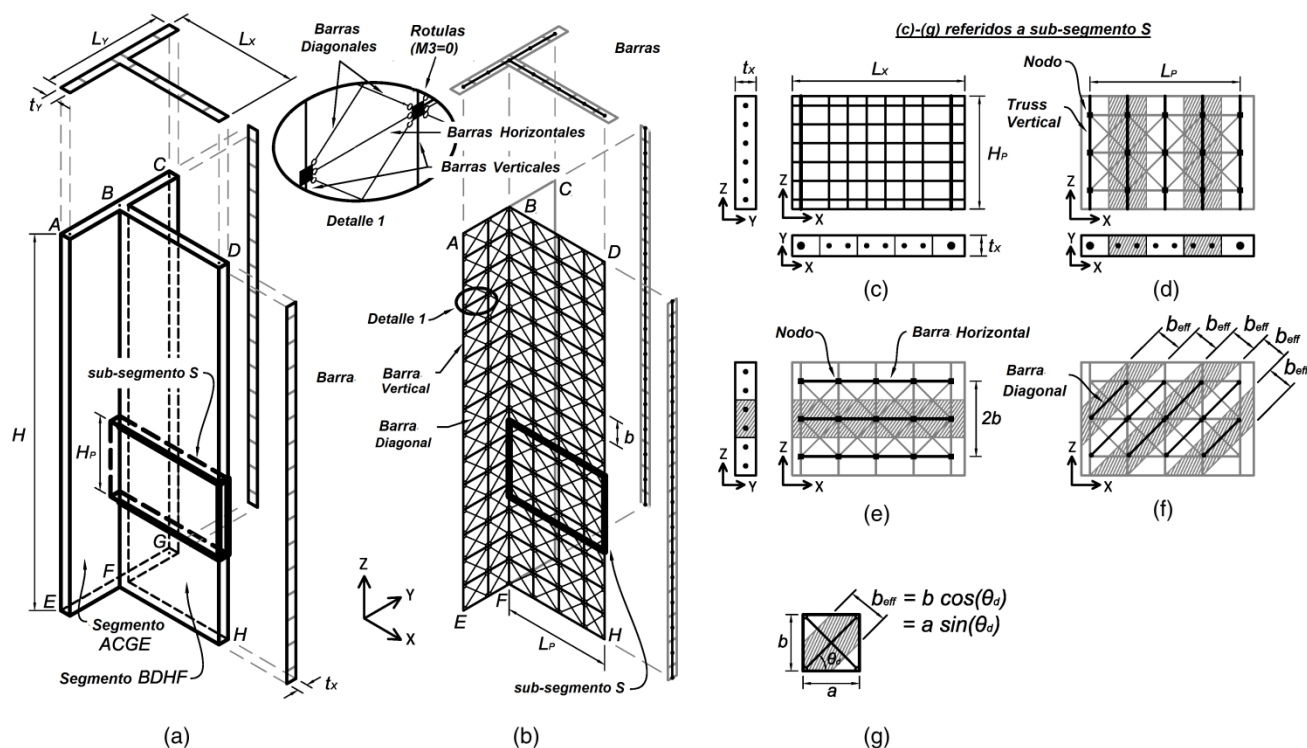


Figura 4.1.1 Explicación de modelo puntal tensor Simplified Truss Model (STM) en Muro T.

## 4.2 Relaciones constitutivas de los materiales

### 4.2.1 Hormigón

Para el modelo STM usado, la relación esfuerzo-deformación del hormigón en los elementos no lineales, se basa en los ensayos y resultados de Scott, Park & Priestley (Scott, Park, & Priestley, 1989) con un comportamiento a compresión como el mostrado en la Figura 4.2.1.

Para el hormigón no confinado,  $f'_c$  es la resistencia a compresión a una deformación de  $\varepsilon_0 = 0,2\%$ . La relación esfuerzo-deformación en compresión planteada en la ecuación (1), muestra una curva

inicial tipo cuadrática sin un módulo de elasticidad lineal antes de  $f'_c$ , para luego caer linealmente hasta llegar a una resistencia del 20% de  $f'_c$  en la deformación última  $\varepsilon_{uu}$ .

Para el hormigón confinado, el comportamiento tanto antes como después del máximo, depende directamente del refuerzo de confinamiento ( $\rho_s$ ). En la ecuación (2) se observa que inicialmente se sube de manera cuadrática hasta  $\alpha K f'_c$  con deformación  $\alpha K \varepsilon_0$ , donde  $K$  es un factor de sobrerresistencia del concreto por confinamiento y  $\alpha$  es un factor dinámico dependiente de la velocidad de carga, que en este estudio será considerado como 1 (carga cuasi-estática). Luego desciende linealmente pasando por  $\varepsilon_{50c} = \varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h}$ , donde el ablandamiento llega al 50% del *peak* y donde  $\varepsilon_{50h} = 0,75 \rho_s \sqrt{b_c/s_h}$ , para terminar con una resistencia del 20% en la deformación última  $\varepsilon_{20c}$ .

La cantidad de confinamiento se mide como la razón entre el volumen de acero de confinamiento y el volumen del núcleo confinado.  $\rho_s = 2A_e(b_c + h_c)/(b_c h_c s_h)$  donde  $A_e$  es el área transversal del estribo de confinamiento,  $s_h$  su separación vertical y  $b_c$  y  $h_c$  son el ancho y el largo del núcleo confinado.

En este modelo simplificado, la resistencia a la tracción del hormigón se considera nula en todos los elementos  $f_t = 0$ . No se propusieron leyes para su comportamiento cíclico

$$f_c(\varepsilon) = \begin{cases} f'_c \left\{ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right\} & ; \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \\ f'_c \left\{ 1 - \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{2(\varepsilon_{50u} - \varepsilon_0)} \right\} & ; \varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{uu} \end{cases} \quad (1)$$

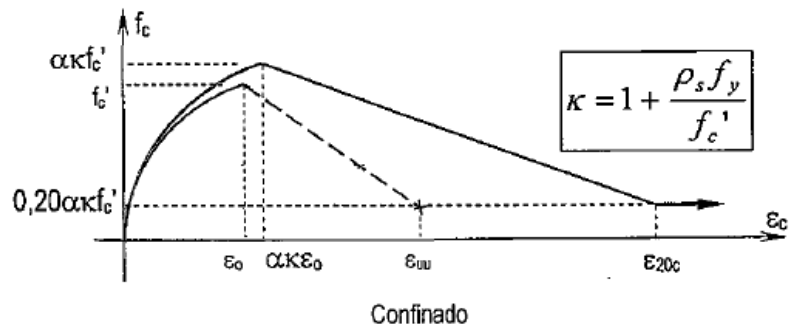
$$f_c(\varepsilon) = \begin{cases} \alpha K f'_c \left\{ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\alpha K \varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\alpha K \varepsilon_0} \right)^2 \right\} & ; \varepsilon_c \leq \alpha K \varepsilon_0 \\ \alpha f'_c \left\{ K - \frac{\varepsilon_c - \alpha K \varepsilon_0}{2(\varepsilon_{50c} - \alpha K \varepsilon_0)} \right\} & ; \alpha K \varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{20c} \end{cases} \quad (2)$$



$$\varepsilon_0 = 0,002$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{0,21 + 0,002 f'_c}{f'_c - 70}$$

$$\varepsilon_{uu} = 1,60 \varepsilon_{50u} - 0,60 \varepsilon_0$$



$$\varepsilon_{20c} = 1,6 \kappa (\varepsilon_{50c} - \alpha K \varepsilon_0) + \alpha K \varepsilon_0$$

El coeficiente "α" considera la velocidad de carga (de/dt).

- Para carga cuasi-estática,  $\alpha = 1,00$  (de/dt =  $3,3 \times 10^{-6}$  seg<sup>-1</sup>)
- Para carga dinámica  $\alpha = 1,25$  (de/dt =  $1,67 \times 10^{-2}$  seg<sup>-1</sup>)

Figura 4.2.1 Modelo de hormigón de Scott, Park & Priestley

#### 4.2.2 Acero de refuerzo

En el modelo simplificado STM se decidió usar la ley representada en la Figura 4.2.2 para la relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo. Esta se obtuvo de la relación monotónica típica para acero no pretensado que consta de tres regiones distintas (Moehle, 2014).

Inicialmente se tiene una región elástica lineal, con un módulo de elasticidad lineal de  $E_s=2,1E+06$  [Kgf/cm<sup>2</sup>] hasta la tensión de fluencia  $f_y$  con una deformación  $\varepsilon_y$ . Luego de alcanzar este punto, se entra en una zona perfectamente plástica. La transición entre estas dos regiones es abrupta, sin considerar un radio de entrada gradual a la fluencia. Este comportamiento plástico se mantiene hasta una deformación única de endurecimiento de  $\varepsilon_{sh} = 1\%$  (Paulson, Rautenberg, Graham, & Darwin, 2016) punto desde donde el material recupera una rigidez con valor inicial de  $E_{sh} = 71380$  [Kgf/cm<sup>2</sup>] (7000 MPa) según (Moehle, 2014), para luego disminuir paulatinamente y de manera potencial a medida que se sigue deformando, según en las ecuaciones (3) y (4) extraídas de los estudios de (Mander, Priestley, & Park, 1983).

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) * \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P \quad (3)$$

$$P = E_{sh} \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \quad (4)$$

Esta última región de endurecimiento se mantiene hasta alcanzar una tensión máxima de falla  $f_{su}$  a una deformación última  $\varepsilon_{su}$  del acero en tensión. Se consideran los valores encontrados en (Rondon, 2005) para estimar  $\varepsilon_{su}$ .

Para el acero en compresión se consideró una ley idéntica a la que se tiene en tracción, sin considerar el pandeo. Tampoco se consideran pérdidas de adherencia del refuerzo.

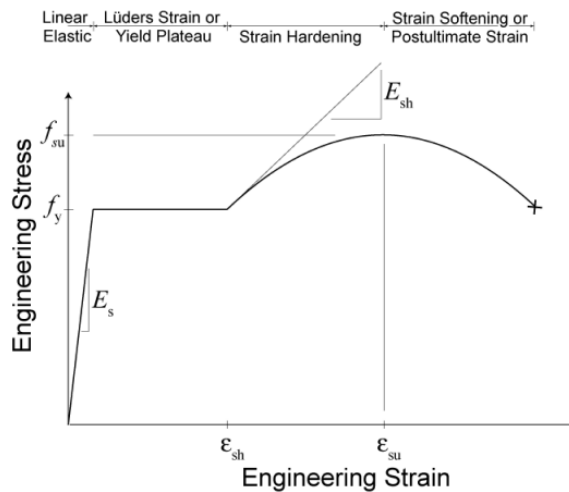


Figura 4.2.2 Relaciones constitutivas del acero de refuerzo

## 4.3 Simplificaciones realizadas respecto al modelo BTM (Lu & Panagiotou, 2013)

### 4.3.1 Elementos verticales tipo viga no lineal con rigidez a flexión

El modelo STM está compuesto completamente de elementos biarticulados a diferencia del modelo base BTM que hace uso de elementos verticales tipo viga no lineal con rigidez a flexión.

Debido a que la longitud de la sección de cada elemento vertical es pequeña en comparación con la longitud de la sección del muro, las barras verticales no contribuirían significativamente a la rigidez a flexión en el plano.

No se consideran vigas elásticas paralelas a las vigas no lineales horizontales, las cuales son usadas en el modelo BTM para dar al muro rigidez fuera del plano.

### 4.3.2 Relación tensión-alargamiento del hormigón.

La ley del hormigón usada para el modelo STM, y tal como fue descrita en el punto anterior, considera una resistencia nula a la tracción. En contraste, el modelo base BTM hace uso de un comportamiento lineal a tracción con pendiente  $E_c$ , hasta alcanzar un esfuerzo máximo de  $f_t = 0,33\sqrt{f'_c}$ , para luego entrar en un ablandamiento paulatino según (Stevens, Uzumeri, & Will, 1991), donde el hormigón sigue resistiendo tensiones entre las grietas.

Debido a que se considera que los muros trabajan agrietados y debido a que la resistencia a la tracción del hormigón  $f_t$  es insignificante en comparación con las tensiones que se pueden encontrar en el acero de refuerzo, prescindir de esta no afecta las tracciones calculadas por el modelo.

Según las direcciones principales dentro de un elemento del muro, la tracción del hormigón en una dirección afecta la resistencia en compresión en la otra como lo describen Vecchio y Collins (Vecchio & Collins, 1986). Este efecto se incorpora en el modelo BTM de Panagiotou en sus elementos diagonales, generando en las diagonales comprimidas una disminución de su resistencia proporcional al estiramiento de la diagonal contraria y traccionada. Sin embargo, debido a que el modelo STM de esta memoria no considera la tracción del concreto y debido a la dificultad de implementar computacionalmente una ley del material variable, este efecto en las diagonales debió ser ignorado. Cabe destacar que esta disminución es considerable para estiramientos superiores al 2‰, valores que no se alcanzan en las diagonales de los muros analizados en esta memoria.

## 5 Análisis sísmico

En esta memoria se realizó un análisis incremental monotónico (*Push Over*) para poder medir la resistencia y capacidad de deformación de los muros. Este es un método de análisis no lineal estático, donde se aplica una fuerza lateral estática que se va incrementando paso a paso.

### 5.1 Fuerzas laterales

Se supuso una distribución de fuerzas en la altura propuesta por IBC2006 dada por la ecuación (5) (Oh & Jeon, 2014). Se considera  $k=1$  obteniéndose una distribución del tipo triangular invertida, similar al primer modo de vibrar traslacional en la dirección de análisis.

$$F_{story} = \frac{V w_{story} h_{story}^k}{\sum_{story=1}^n (w_{story} h_{story}^k)} \quad (5)$$

|               |                                   |
|---------------|-----------------------------------|
| $F_{story}$ : | Fuerza aplicada por piso          |
| $w_{story}$ : | Peso por piso                     |
| $h_{story}$ : | Altura por piso medida de la base |
| $V$ :         | corte basal total                 |
| $n$ :         | Número de pisos                   |
| $k$ :         | Exponente de forma                |

### 5.2 Análisis no lineal

Para relacionar desplazamientos laterales con esfuerzos internos y deformaciones en las secciones críticas, se hizo un análisis incremental con control de desplazamientos.

El procedimiento consiste en imponer a la estructura pequeños desplazamientos laterales, considerando las cargas gravitacionales que actúan sobre ella. Para este estado, se resuelve de manera iterativa la ecuación de equilibrio estático, considerando las propiedades no lineales de los materiales. Una vez obtenido el equilibrio y por lo tanto las fuerzas y deformaciones de cada elemento, se aumentan los desplazamientos laterales y nuevamente se resuelve la ecuación de equilibrio. Los incrementos de carga son controlados por el desplazamiento que va teniendo el nodo de control. El procedimiento es realizado paso por paso, hasta que el punto de control alcanza el desplazamiento límite asignado.

Con el nodo de control se controla el incremento de desplazamientos hasta lograr la convergencia. Se utilizaron los métodos numéricos de rigidez constante y el de Newton-Raphson, suponiendo una diferencia de un 0,01 por ciento como tolerancia para definir la convergencia.

## 6 Validación del Modelo Puntal Tensor (STM).

Para calibrar el modelo utilizado en esta memoria, se consideró un muro de hormigón armado de sección T que fue ensayado a cargas cíclicas por (Thomsen & Wallace, 1995). Los resultados obtenidos del modelo STM se compararon con los resultados de los ensayos y con los obtenidos por (Lu & Panagiotou, 2013) con el modelo BTM para este mismo muro.

### 6.1 Descripción del muro de calibración y análisis.

La Figura 6.1.1(a) muestra la geometría y armadura del muro, llamado en adelante “TW2”. La tabla de la Figura 6.1.1 muestra las propiedades de los materiales utilizados. El coeficiente de predominancia del corte del muro ensayado fue  $M/VL_w = 3$ , donde  $M$  es el momento flector en la base del muro,  $V$  el corte en la base y  $L_w$  el largo del muro en la dirección de la carga lateral. El ala y el alma del muro son de 1219 [mm] de largo. La razón de carga axial del muro fue  $N/f'_c A_g = 0.074$ , donde  $N$  es la carga vertical aplicada en el centroide de la sección y  $A_g$  es el área de la sección bruta del muro T. La carga vertical se mantuvo constante durante todos los ciclos del ensayo. Las cargas se aplicaron a través de una viga de acero, colocada en la cima del alma en la dirección a cargar. La cuantía de acero longitudinal promedio  $\rho_t$ , fue 1.2% y la cuantía de acero transversal en el alma 0.44%. Se incorporaron elementos de borde en ambos extremos tanto del alma como del ala.

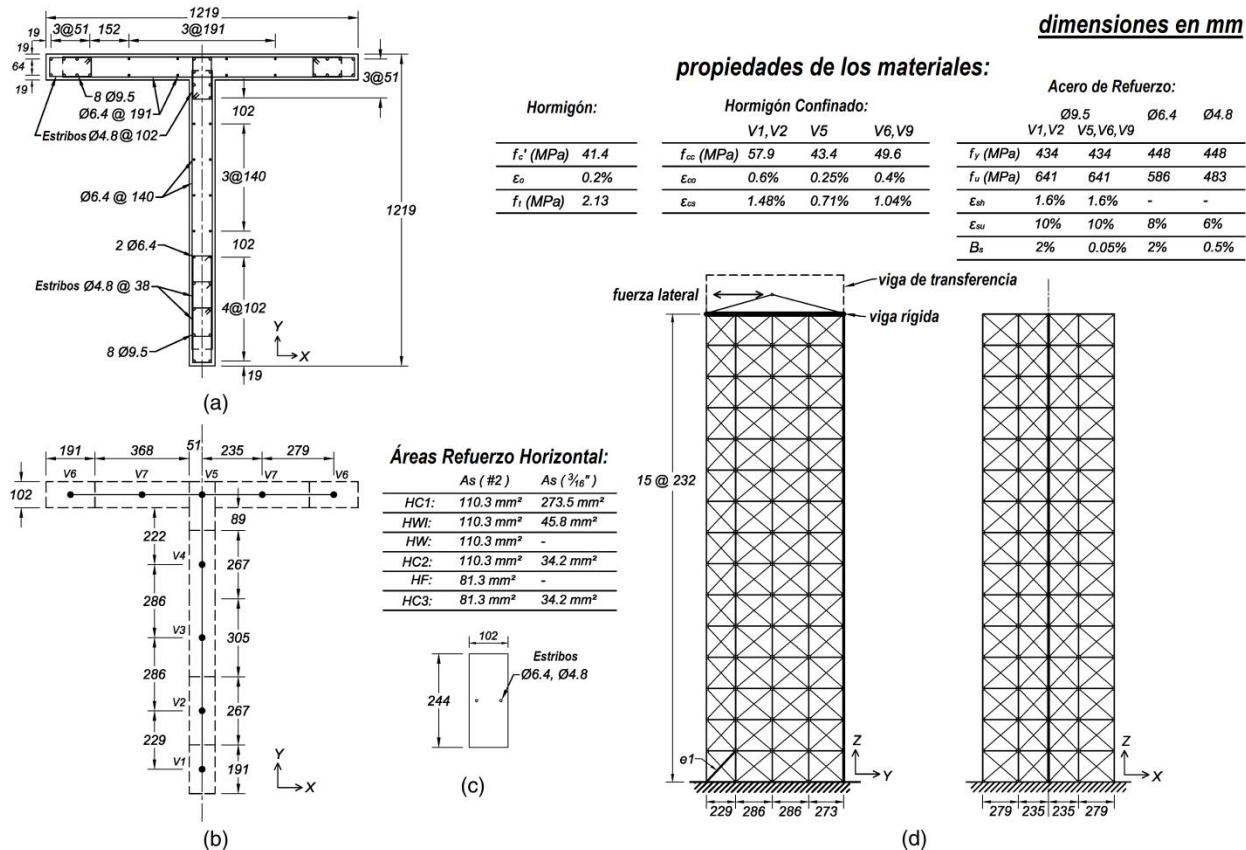


Figura 6.1.1 Modelación puntal tensor STM del Espécimen TW2

La Figura 6.1.1(b) muestra la discretización utilizada en el modelo puntal tensor STM, la cual también fue utilizada por (Lu & Panagiotou, 2013) en su modelo BTM. Se implantaron las propiedades de los materiales en las leyes de los materiales descritas en el capítulo 4.2. Se le realizó al modelo STM, el análisis sísmico descrito en el capítulo 5.

## 6.2 Comparación de resultados.

La Figura 6.2.1(a) muestra la fuerza lateral experimentalmente medida, versus el desplazamiento lateral del muro TW2. Los desplazamientos positivos se consideran en la dirección del ala a comprimida. El espécimen fue ensayado hasta un desplazamiento de 100 [mm] medido en el punto de aplicación de la carga ( $\delta/H = 2.5\%$ ). El pandeo fuera del plano de las barras del núcleo confinado al extremo del alma produjo una degradación de la resistencia durante el segundo y tercer ciclo, a un desplazamiento de 100 [mm] en la dirección negativa.

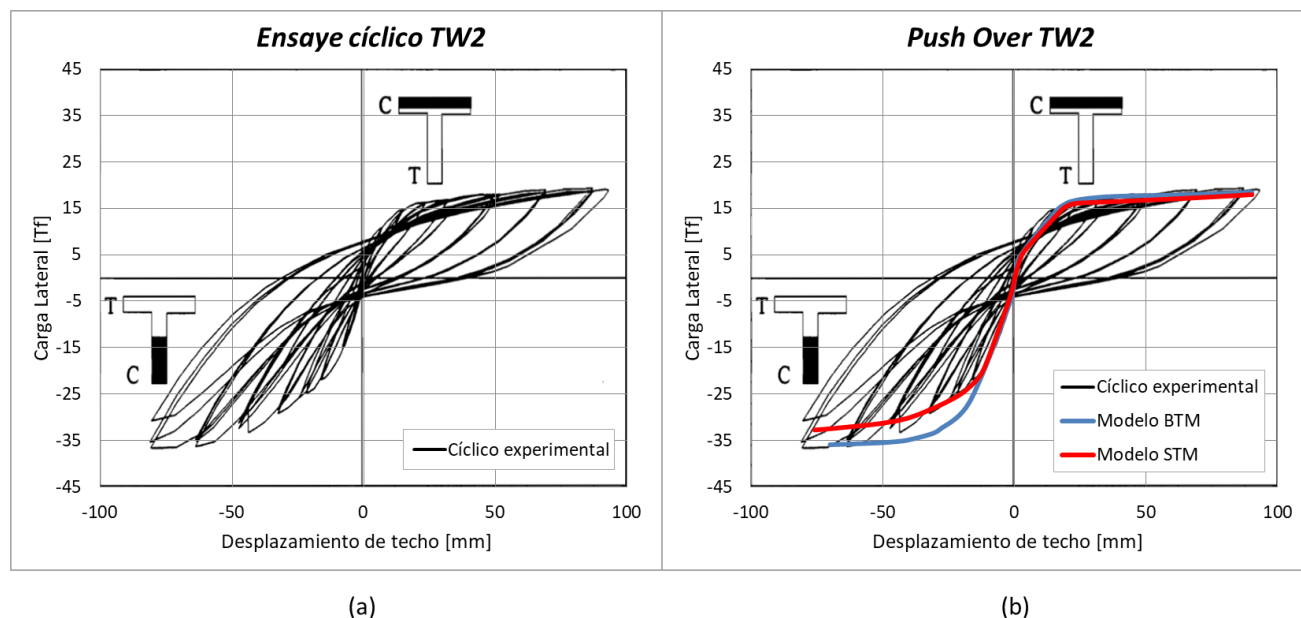


**Figura 6.2.1 Resultados obtenidos del ensayo y modelos del espécimen TW2**

La Figura 6.2.1(b) compara las mediciones experimentales del muro que fueron obtenidas en respuesta a la carga cíclica aplicada en el ensayo, con los valores obtenidos por (Lu & Panagiotou, 2013) con su modelo BTM y con los obtenidos en esta memoria con el modelo STM frente a una carga incremental monótonica. Se usó como parámetro de comparación la relación corte basal-desplazamiento, en donde los resultados monótonicos deberían tender a envolver a los cíclicos. Se observa en el gráfico, que los resultados son satisfactorios para ambos modelos. Para los desplazamientos positivos, se puede observar que en ambos modelos la resistencia máxima obtenida concuerda perfectamente con la respuesta medida experimentalmente, así como también son coincidentes la rigidez inicial y la pérdida de rigidez antes de los 25 [mm] de desplazamiento. Sin embargo en los desplazamientos negativos, hay diferencias entre ambos modelos, mientras la resistencia máxima obtenida con el modelo BTM coincide con lo medido experimentalmente, el modelo STM subestima levemente la resistencia del muro, llegando a un 91%. De la misma manera se observa que la pérdida de rigidez obtenida para desplazamientos entre -10 y -30 [mm], es

congruente con lo medido experimentalmente solo para el modelo STM, mientras que el modelo BTM sobrestima este tramo en más de un 20%.

Finalmente se puede concluir que aunque ambos modelos son bastante precisos, los errores obtenidos por el modelo STM son menores y pese a que estos errores se producen en las cercanías del estado último, generar un modelo biarticulado presenta una reducción importante de grados de libertad. También facilita notoriamente el cálculo de la respuesta no lineal de las fibras usadas, haciéndolas trabajar solo a carga axial, facilitando la convergencia de las iteraciones numéricas.

## 7 Sistemas de muros analizados

En esta sección se presentan los sistemas de muros analizados en esta memoria. Los muros se analizaron para acciones sísmicas con el método puntal tensor STM.

La armadura de los muros se determinó según las normas vigentes del Comité 318 de ACI (ACI 318, 2015) junto al decreto oficial número 60 (DSN°60, 2011), considerando una cuantía mínima de borde de 1,5 ‰.

### 7.1 Descripción de la estructura

Los muros elegidos en este estudio provienen de un edificio real de hormigón armado de 15 pisos, con 2.5 [m] de altura de entrepiso y una altura total de 37.5 [m]. Las plantas del piso 2 al 15 tienen un área rectangular de 14x36[m] con una losa de espesor 15 [cm] [ver Figura 7.1.1]. En el perímetro hay vigas invertidas de 20x60[cm] y entre los muros vigas de acoplamiento 30x50[cm] en la dirección x. En la Figura 7.1.2 se muestra la planta del primer piso, donde la losa se acorta 280 [cm] en la dirección y, entre los ejes C y E.

Todos los muros y machones son de sección rectangular y de espesor 30[cm].

En las figuras 7.1.3 a 7.1.5 se muestran las elevaciones en la dirección y. Todos los ejes en esta dirección tienen dos muros, un muro de seis metros de largo regular en la vertical y un segundo muro diferente en cada eje. En el eje C el segundo muro tiene 3.2 metros de largo y es regular en la vertical (Figura 7.1.4). En el eje B el segundo muro es de seis metros de largo y está apoyado en sus extremos sobre machones de un metro y medio de largo quedando una abertura central de tres metros (Figura 7.1.3). En el eje D el segundo muro tiene un largo de 3.2 metros en los pisos inferiores y sobresale 2,8[m] a partir del tercer piso (Figura 7.1.5). En los ejes de los costados (ejes A y G) ambos muros son iguales.

En la dirección x en los ejes 2 y 3, hay seis muros de largo 3[m] regulares en la vertical.

Se supuso un hormigón grado G25 (NCh170 Of.2016, 2016), con refuerzo de acero categoría A630-420H.

#### 7.1.1 Análisis Modal lineal elástico

En la Tabla 1 se muestran los parámetros usados en el análisis modal lineal elástico de la norma chilena de diseño sísmico de edificios (NCh433 Of.1996 mod2009, 2009) modificada por el decreto oficial número 61 (DSN°61, 2011), y algunos resultados globales obtenidos.

**Tabla 1 Resumen de parámetros considerados en el análisis sísmico modal de la NCh433.**

|                       |         |         |   |
|-----------------------|---------|---------|---|
|                       |         | x       | y |
| T [s]                 | 0.524   | 0.609   |   |
| Modo                  | 3       | 1       |   |
| V <sub>E</sub> [T]    | 869.83  | 646.83  |   |
| V <sub>E</sub> /W [%] | 11.3    | 8.4     |   |
| R*                    | 6.98    | 7.39    |   |
| V <sub>min</sub> [T]  | 539.52  | 539.52  |   |
| V <sub>máx</sub> [T]  | 1132.99 | 1132.99 |   |
| R**                   | 6.98    | 7.39    |   |

|                        |    |
|------------------------|----|
| Zona Sísmica           | 3  |
| Tipo de Suelo          | C  |
| Categoría del edificio | II |
| R <sub>0</sub>         | 11 |
| R                      | 7  |

|                  |         |
|------------------|---------|
| Masa Sísmica [T] | 7707.44 |
|------------------|---------|

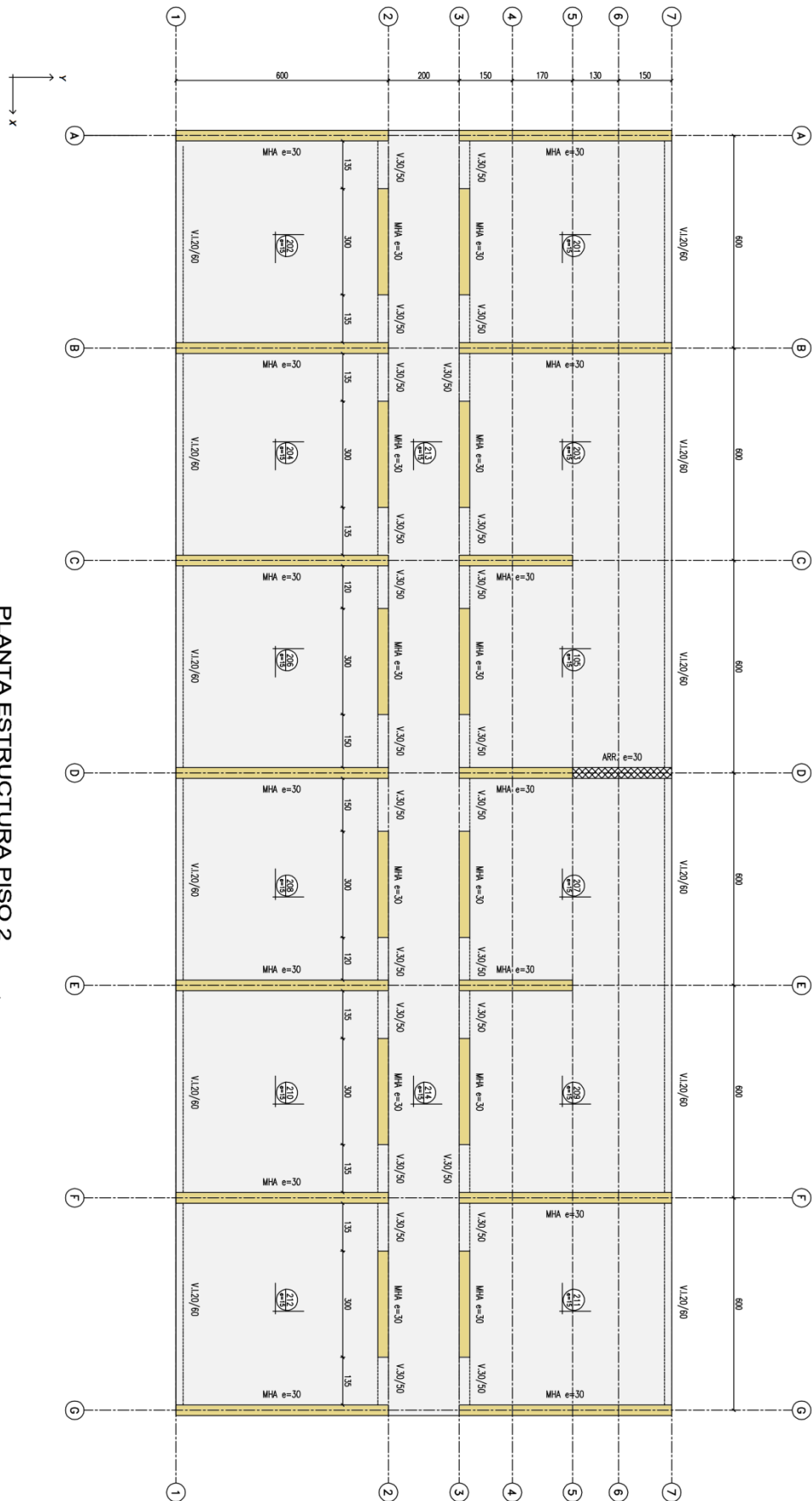


Figura 7.1.1 Planta estructura segundo piso.

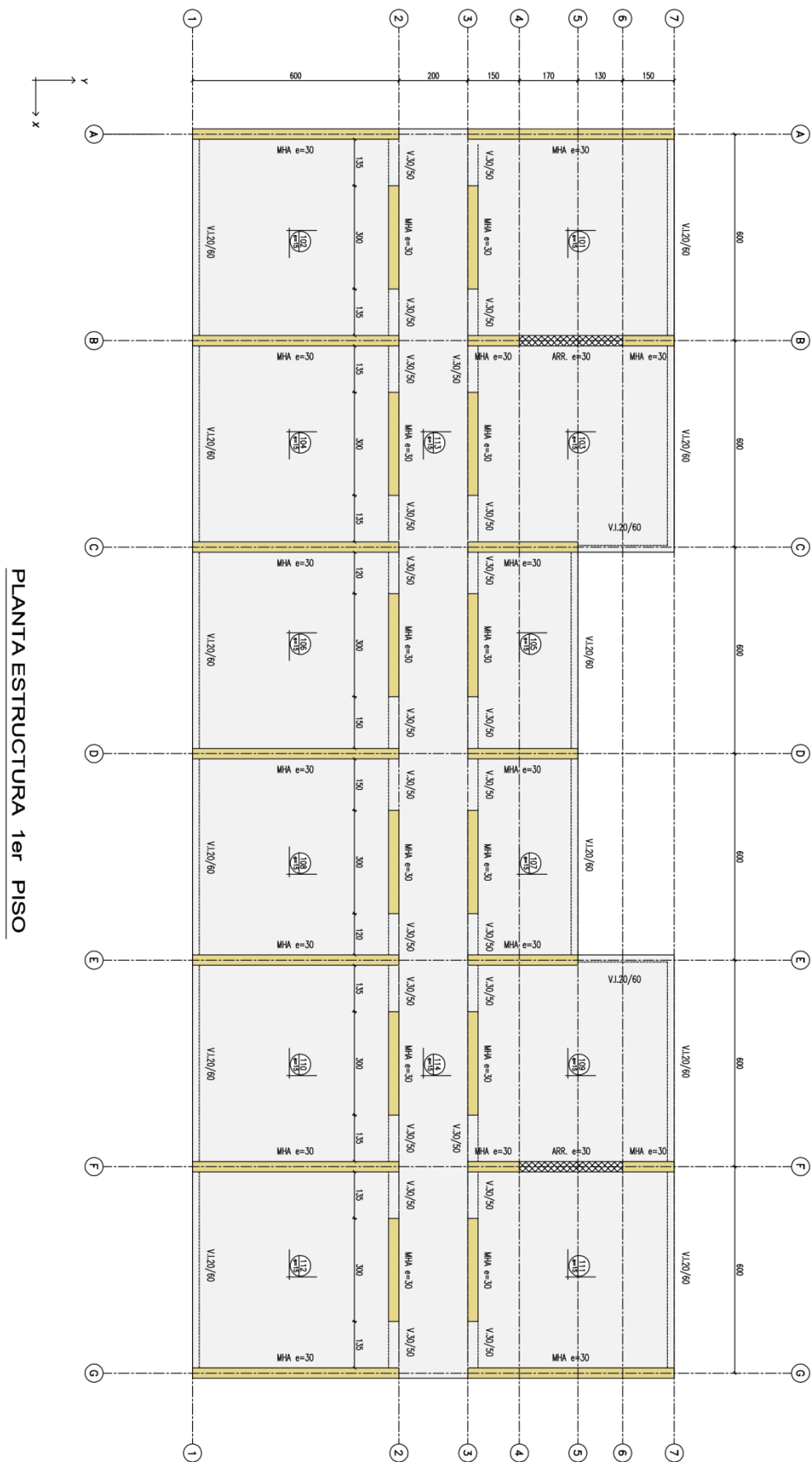
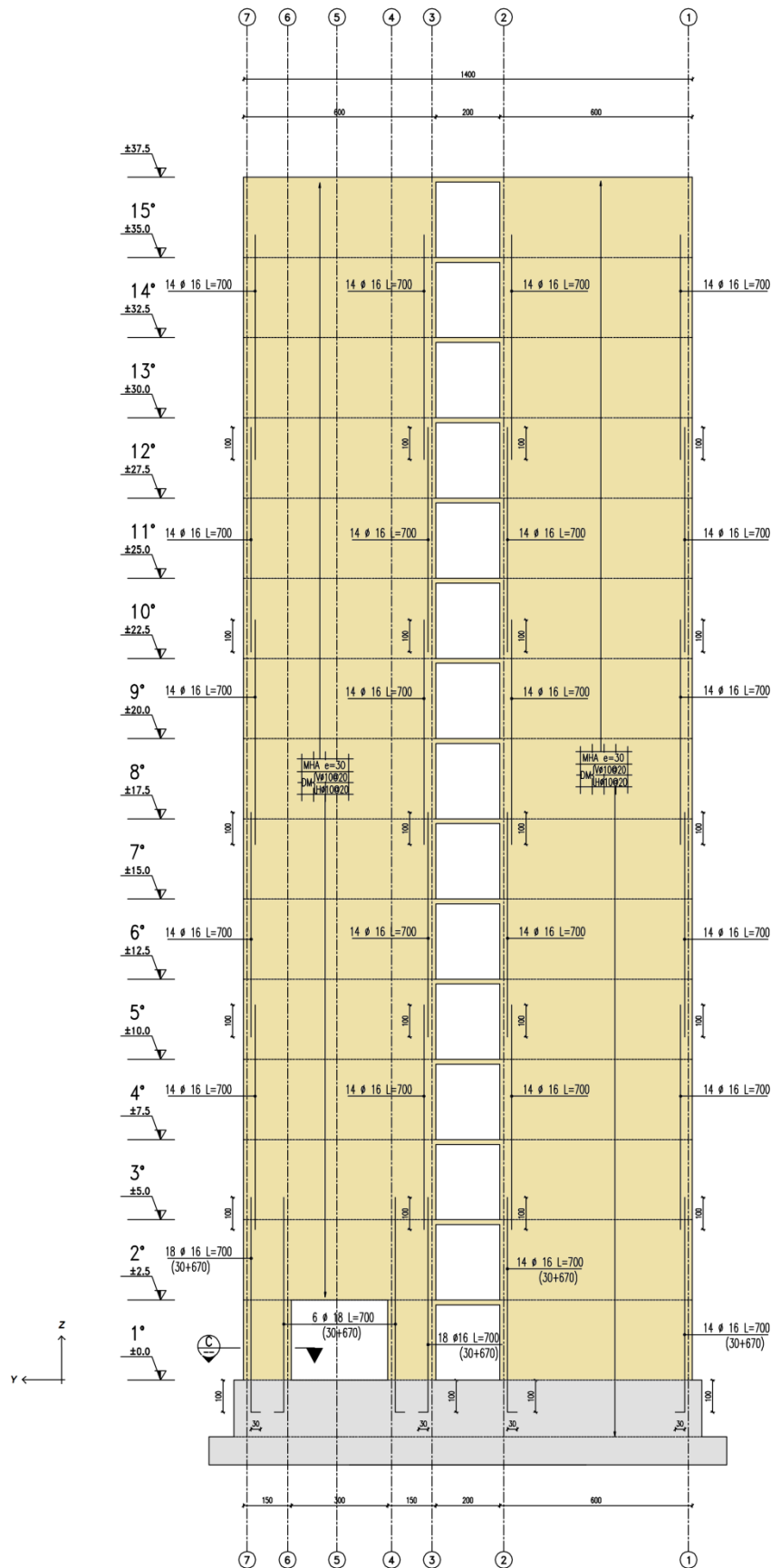
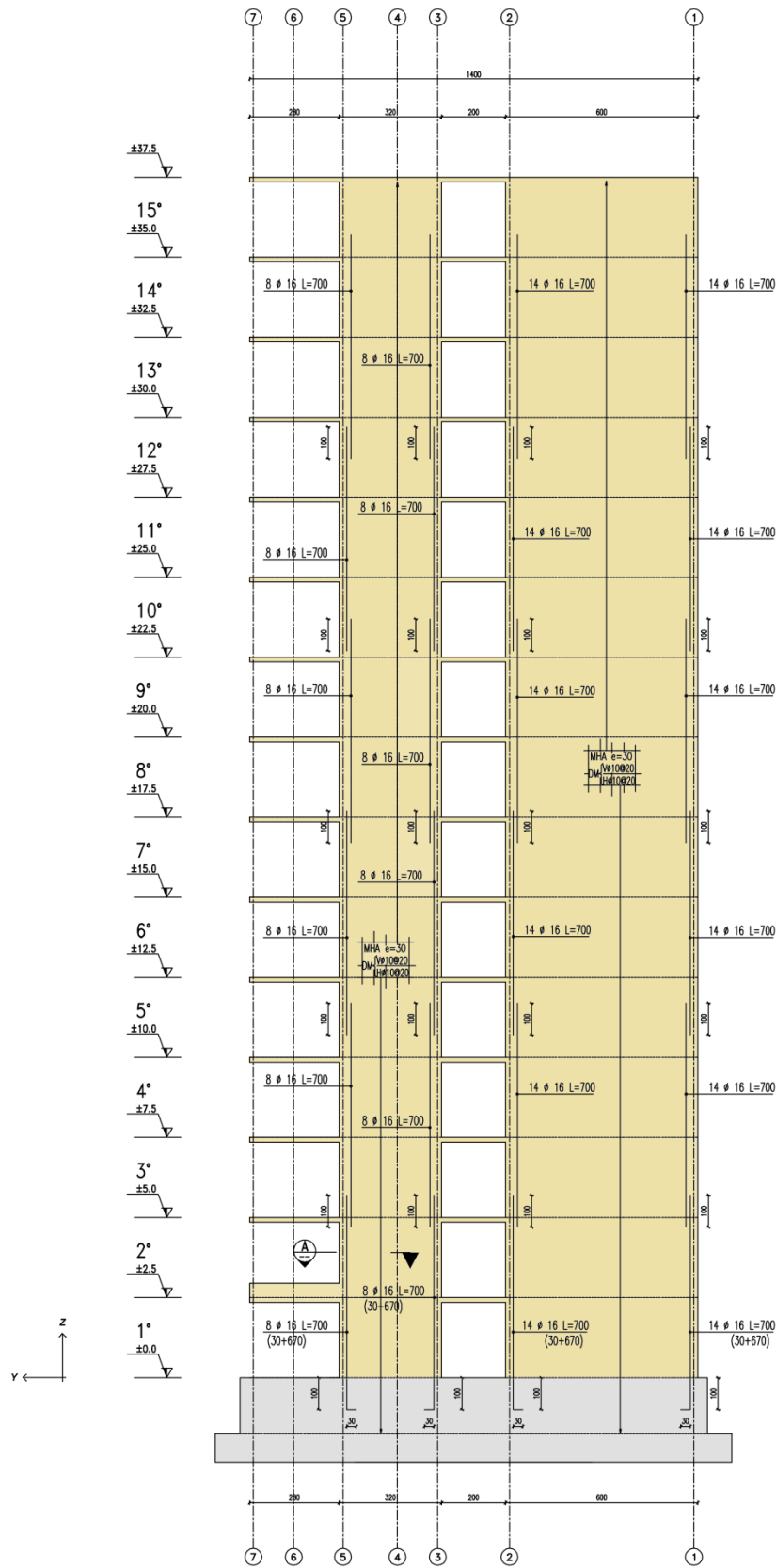


Figura 7.1.2 Planta estructura primer piso.



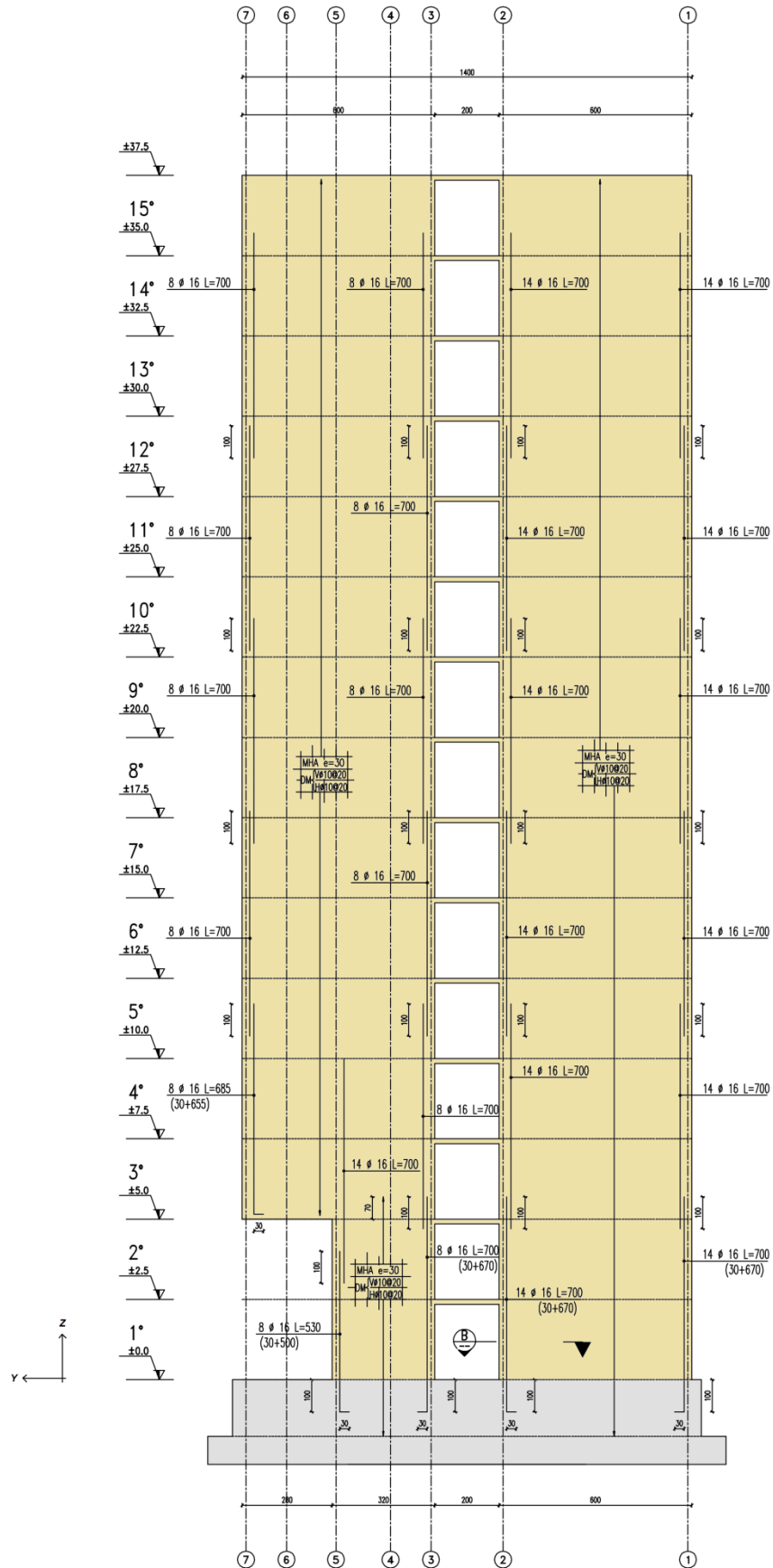
ELEVACION EJE B

Figura 7.1.3 Elevación eje B.



ELEVACION EJE C

Figura 7.1.4 Elevación Eje C.



ELEVACION EJE D

Figura 7.1.5 Elevación Eje D.

### 7.1.2 Armadura de muros

Las cargas gravitacionales se determinaron según la norma chilena de cargas permanentes y sobrecargas de uso (NCh1537 Of.2009, 2009), y se aplicaron las combinaciones de cargas de la norma chilena NCh3171 (NCh3171 Of.2010, 2010). En la Tabla 2 se muestran los refuerzos verticales, horizontales y de confinamiento, utilizados en los muros. Se aprecia que tres de los cuatro tipos de muros cumplen el diseño con la cuantía mínima de borde fijada de 1,5 ‰.

**Tabla 2 Armadura utilizada en los muros de la estructura.**

| Muro   | $l_w$<br>[cm] | $e$<br>[cm] | ejes    | corte | $\rho_{l\text{ borde}}$ [‰]        | $\rho_{l\text{ alma}}$ [‰] | $\rho_t$ [‰]        | $\rho_{V\text{ conf}}$ [‰] |
|--------|---------------|-------------|---------|-------|------------------------------------|----------------------------|---------------------|----------------------------|
| Tipo 1 | 150           | 30          | B y F   | C     | 11,4<br>(18 $\Phi$ 16+6 $\Phi$ 18) | -                          | -                   | 8,6 ( $\Phi$ 8@10)         |
| Tipo 2 | 300           | 30          | 2 y 3   | A     | 1,68 (8 $\Phi$ 16)                 | 2,6 ( $\Phi$ 10@20)        | 2,6 ( $\Phi$ 10@20) | 14 ( $\Phi$ 8@10)          |
| Tipo 3 | 320           | 30          | C,D y E | A     | 1,68 (8 $\Phi$ 16)                 | 2,6 ( $\Phi$ 10@20)        | 2,6 ( $\Phi$ 10@20) | 14 ( $\Phi$ 8@10)          |
| Tipo 4 | 600           | 30          | A-G     | B     | 1,56 (14 $\Phi$ 16)                | 2,6 ( $\Phi$ 10@20)        | 2,6 ( $\Phi$ 10@20) | 9,8 ( $\Phi$ 8@10)         |

En las figuras 7.1.3 a 7.1.5 se muestra el refuerzo vertical y en la Figura 7.1.6 el detallamiento del confinamiento y la distribución horizontal del refuerzo longitudinal.

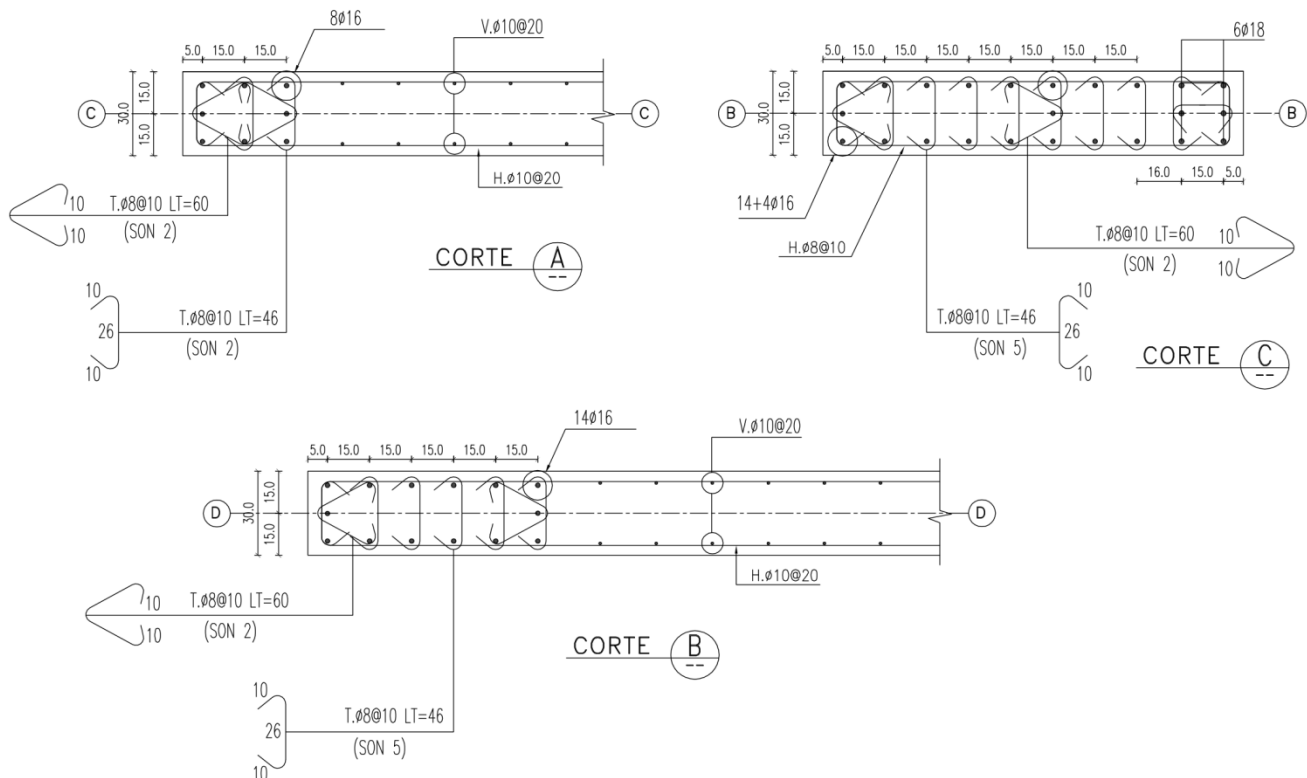


**Figura 7.1.6 Cortes A, B y C, detalle armaduras.**

## 7.2 Descripción de los sistemas analizados

En la Figura 7.2.1 se muestran esquemas de los casos analizados con diferentes irregularidades en la vertical. Los sistemas están conformados por los muros de la estructura descrita.

- A. Sistema regular en la vertical, usado para comparar el efecto de la irregularidad en un sistema de muros.
- B. Sistema regular en la vertical con trancamiento.
- C. Sistema con un muro apoyado sobre columnas.
- D. Sistema con un muro apoyado sobre columnas con trancamiento.
- E. Sistema con un muro bandera.
- F. Sistema con un muro bandera con trancamiento

Para generar el trancamiento, se introdujo en los pisos inferiores un muro de veinte metros de largo y treinta centímetros de espesor, simulando la presencia de muros perimetrales en los subterráneos. El muro de trancamiento considera dos subterráneos en los sistemas (B) y (F) y sólo uno en el sistema (D); de manera de evaluar la respuesta de las columnas que sostienen un muro en los pisos superiores y del muro bandera, al tener restringido el desplazamiento lateral en el piso de la irregularidad respectiva.

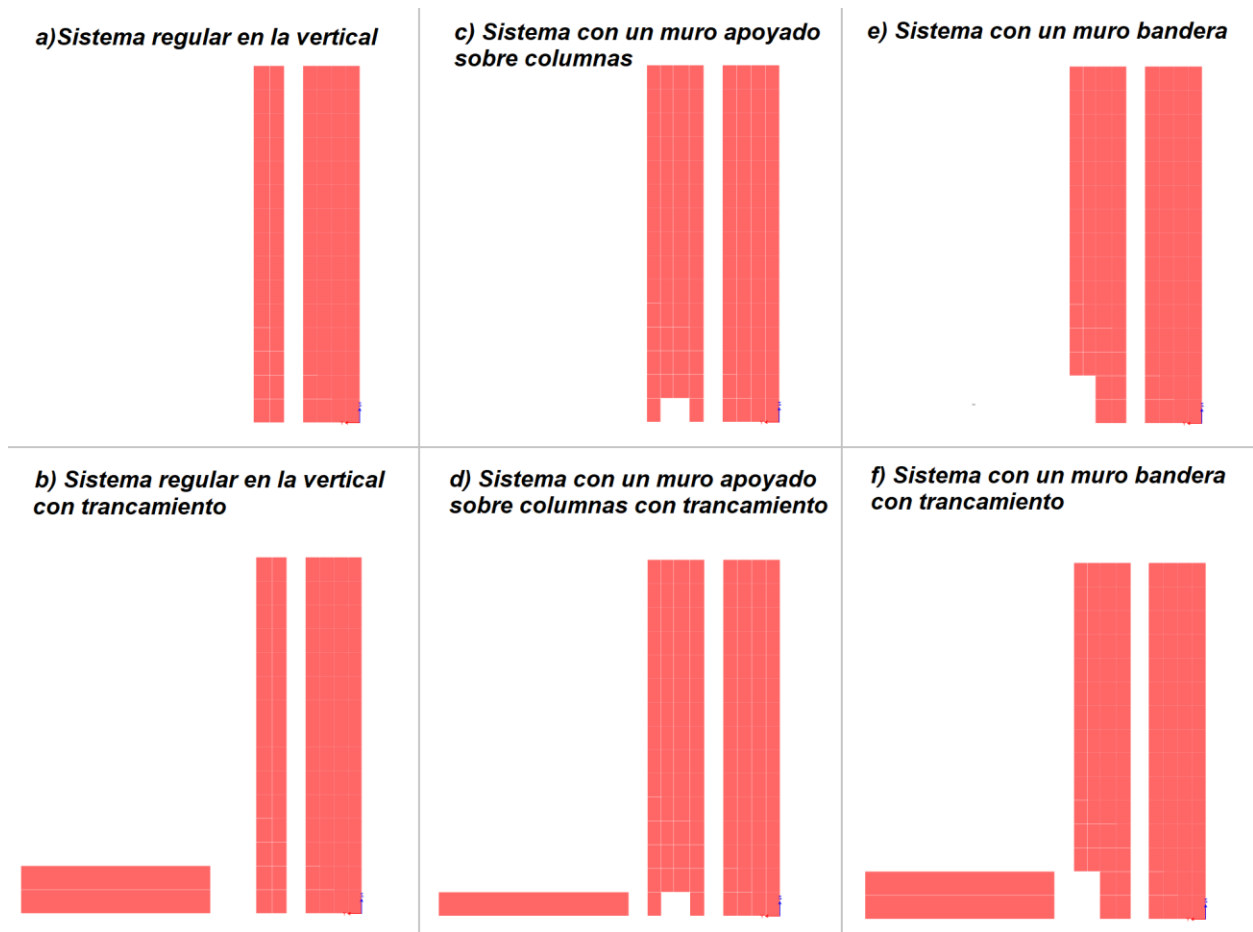


Figura 7.2.1 Sistemas de muros analizados.

En adelante, los muros de cada sistema serán clasificados como sigue:

- *Muro 1*: muro que contiene la irregularidad en la vertical (\*).
- *Muro 2*: muro regular de seis metros de largo.
- *Muro 3*: muro que produce el trancamiento.

(\*) En los sistemas (A) y (B) corresponde al muro regular de 3,2 metros de largo.

Se usó un modelo plano con compatibilidad de desplazamientos laterales en cada piso. No se considera el efecto de acoplamiento entre los muros dado por la losa.

Cada muro fue cargado gravitacionalmente con el peso sísmico según su área tributaria en la estructura (ver plantas en Figura 7.1.1 y Figura 7.1.2). En el cálculo del peso sísmico se consideró la carga permanente y un 25% de la sobrecarga (NCh433 Of.1996 mod2009, 2009). La Tabla 3 muestra las cargas axiales que actúan en la base de cada muro.

**Tabla 3 Cargas axiales basales de los muros a analizar.**

| Sistemas  | Carga Axial [Tf] |        |        |
|-----------|------------------|--------|--------|
|           | Muro 1           | Muro 2 | Muro 3 |
| (a) y (b) | 285,3            | 406,9  | 37,5   |
| (c) y (d) | 358,4            | 406,9  | 37,5   |
| (e) y (f) | 376,1            | 406,9  | 37,5   |

### 7.3 Análisis con puntal tensor.

En la Figura 7.3.1 se muestra el modelo puntal tensor utilizado en el análisis. Este modelo se aplicó a los cinco primeros pisos, donde se espera encontrar concentración las tensiones.

Para el modelo puntal tensor se realizó una discretización que generó sub-segmentos relativamente cuadrados con ángulos de las diagonales entre 45° y 65°. Para esto, todos los muros se subdividieron verticalmente en seis partes por piso, resultando en barras verticales de largo 41,7 [cm] y por tanto barras horizontales de alto 41,7 [cm]. La subdivisión horizontal en dirección de plano dependió de la armadura de cada muro como se aprecia en la Figura 7.3.2, resultando en un alto máximo de 40 [cm] para las barras verticales y por tanto un largo máximo de 40 [cm] para las horizontales. La influencia del nivel de discretización del modelo en la respuesta del muro, ya fue estudiada por (Lu, Panagiotou, & Koutromanos, 2014). Los elementos verticales, horizontales y diagonales en los bordes de cada muro consideran la ley del hormigón confinado, mientras que en el alma se considera la ley sin confinar.

Sobre el quinto piso, donde se espera que no haya incursiones no lineales o estas sean muy pequeñas, se usó un elemento vertical tipo barra (*frame*). En la interfase entre los dos modelos se colocó una viga rígida, para compatibilizar las deformaciones verticales en ese nivel. En cada piso las barras horizontales consideran las propiedades geométricas de la sección de losa tributada. Para estos elementos lineales se tomó un módulo de elasticidad para el hormigón igual a  $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$  [kgf/cm<sup>2</sup>].

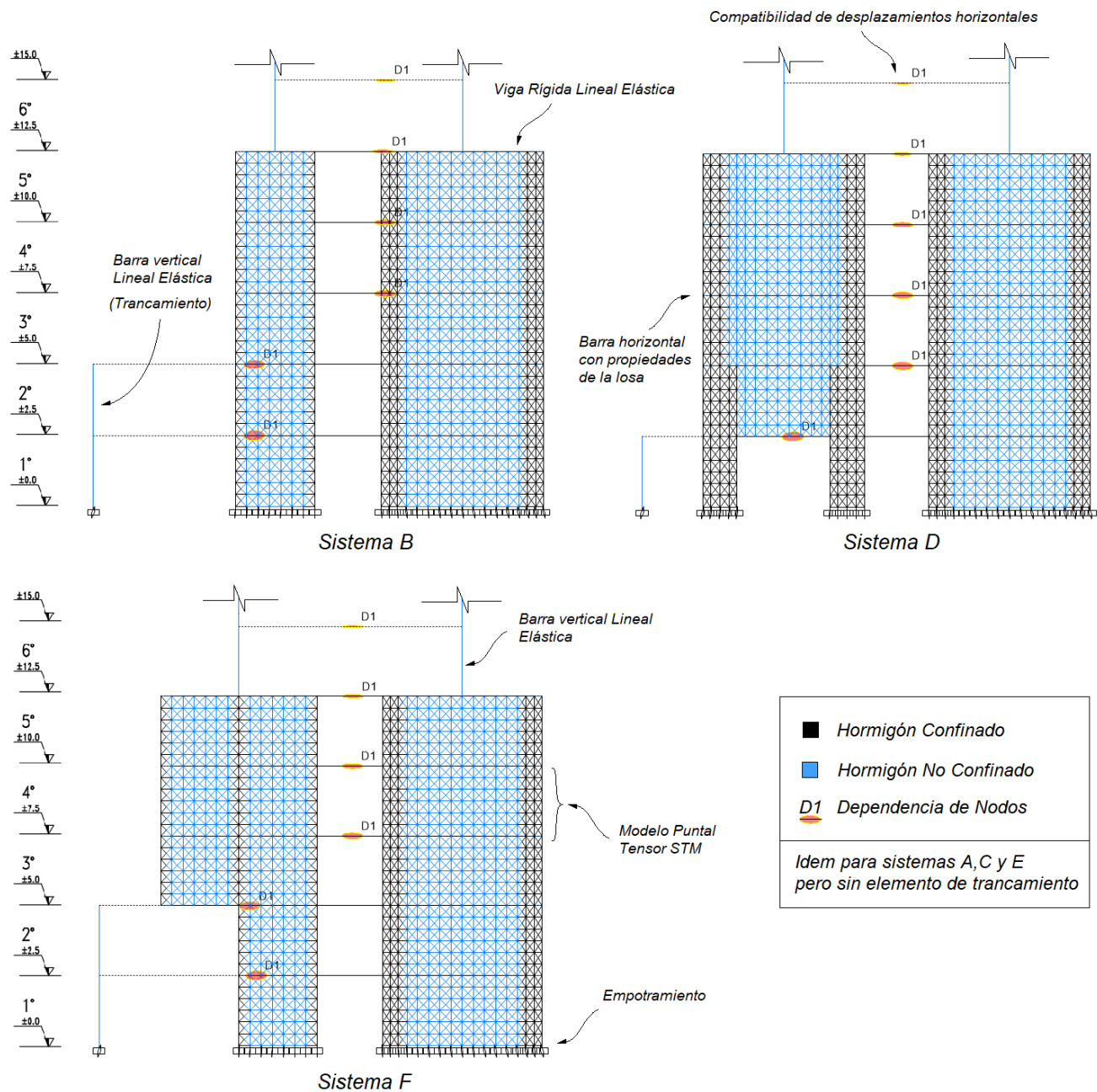


Figura 7.3.1 Modelo utilizado en los sistemas de muros.

Para simular el efecto de los muros adicionales de los subterráneos se usó una barra vertical con las propiedades del muro de trancamiento. Se compatibilizaron los desplazamientos laterales en cada piso y las cargas axiales se distribuyeron en los nodos del modelo puntal tensor.

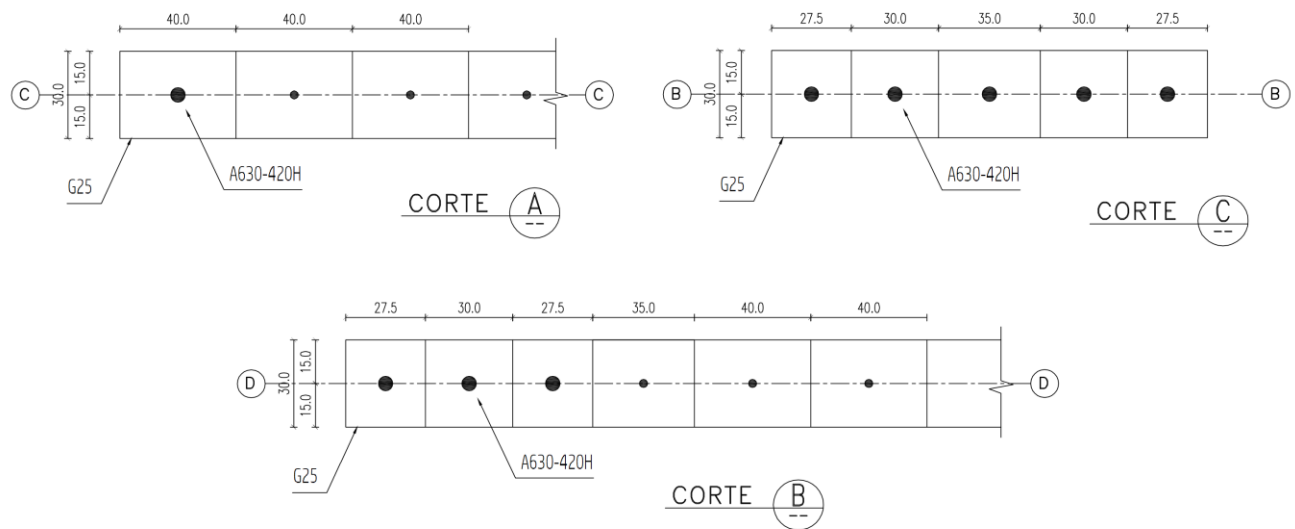


Figura 7.3.2 Discretización del modelo puntal tensor en cortes A, B y C.

## 8 Estados límites

El nivel de daño de los muros, fue evaluado aplicando los estados límites propuestos por Restrepo (Restrepo, 2009), que están en función de los alargamientos unitarios del acero y acortamientos unitarios del hormigón.

### 8.1 Límites de desempeño en el concreto

- A un acortamiento unitario cercano al 0.002 el hormigón alcanza su máxima resistencia a la compresión. El refuerzo transversal de confinamiento de los muros estudiados aumenta la máxima resistencia y el acortamiento unitario al cual se alcanza, siendo cercano a 0.0024. Hasta este nivel de deformaciones no hay daño no necesitándose reparar.
- Superándose un acortamiento unitario de 0.004, el hormigón que esta fuera del núcleo confinado comienza a fallar. La Figura 8.1.1(a) muestra la delaminación del recubrimiento al desintegrarse el concreto fuera de los estribos. Este nivel de daño requiere restaurar la protección del refuerzo contra fuego y corrosión.

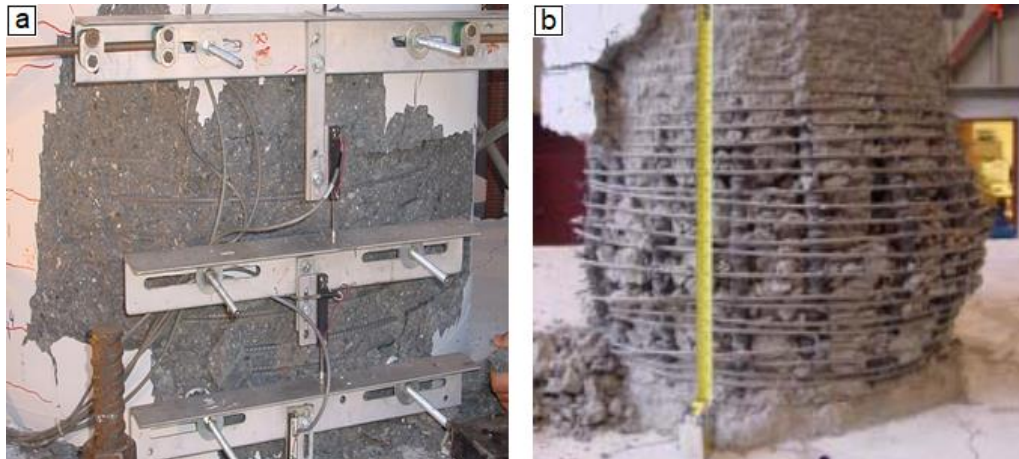


Figura 8.1.1 Pérdida del recubrimiento (a) y aplastamiento del núcleo de concreto (b)

- La normativa vigente limita la deformación del hormigón confinado al -0,8%. Esta no debe ser superada frente a un desplazamiento sísmico de diseño, asegurando así la capacidad de deformación (DSN°60, 2011). Este es un límite de daño controlado que asegura un estado de ocupación inmediata, puesto a que aunque se necesitan reparar los daños no se requiere el desalojamiento de la edificación o la interrupción de operaciones.
- El Decreto 60 que modifica ACI318-2008, limita el acortamiento unitario en el hormigón a 0.008 para el desplazamiento lateral de diseño (DSN°60, 2011). Este es un límite de daño controlado que asegura un estado de ocupación inmediata, porque aun cuando se necesitara reparar el recubrimiento no es necesario desalojar el edificio o interrumpir su operación.

- El aplastamiento del hormigón en el núcleo confinado ocurre a valores mucho más altos que un 0.008 al fracturarse los estribos de confinamiento (Mander, Priestley, & Park, 1988) provocando la falla del hormigón [ver Figura 8.1.1(b)]. La ecuación (6). da un valor conservador del acortamiento unitario último del hormigón confinado (Paulay & Priestley, 1992). Para el nivel de confinamiento de los muros analizados en esta memoria, este valor es cercano al dos por ciento.

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 1,4 \varepsilon_{su} \frac{\rho_s f_y}{f'_{cc}} \quad (6)$$

El aplastamiento del concreto produce una pérdida violenta de la resistencia a flexión y de la capacidad de rotación, provocando el pandeo del refuerzo y deformación de ganchos y estribos. Este nivel de daño requiere una reparación exhaustiva o demolición de la estructura.

## 8.2 Límites de desempeño del refuerzo longitudinal

- Al alcanzarse la deformación de fluencia  $\varepsilon_y$ , a un alargamiento unitario igual a 0.002 para el acero utilizado, las aperturas de las grietas en los muros pueden llegar a valores cercanos a 0,2 [mm]. Este nivel de deformación no requiere ningún tipo de reparación.
- Al alcanzarse una deformación unitaria del 1% en la barra extrema a tracción, las grietas en los muros pueden llegar a abrirse desde hasta 1 [mm]. Según las leyes constitutivas utilizadas en esta investigación, este límite es coincidente con el inicio del rango de endurecimiento en el acero (Paulson, Rautenberg, Graham, & Darwin, 2016).

Este nivel de deformación puede requerir reparaciones menores como inyecciones en las grietas más importantes. En esta memoria se considerará este límite como el límite de servicio.

- Los grandes sismos producen en el refuerzo cargas cíclicas de tracción y compresión en el rango inelástico, produciendo el pandeo en las barras longitudinales. Se ha medido el inicio del pandeo comparando las deformaciones en caras opuestas del refuerzo (Rodríguez, Botero, & Villa, 1999) encontrando que la principal variable que afecta la estabilidad de las barras es la razón entre la separación de los estribos  $S_h$  y el diámetro del refuerzo longitudinal  $D$  [ver Figura 8.2.1].

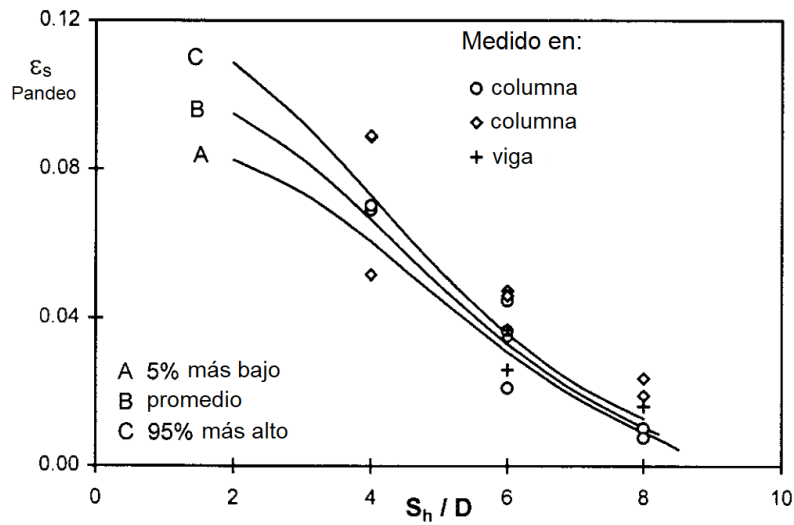


Figura 8.2.1 Estiramiento límite para el inicio del pandeo.

Considerando el refuerzo de borde y la cantidad de armadura transversal de confinamiento de los muros analizados en esta memoria  $S_h/D = 6,25$ , se tendría un índice de inicio del pandeo del orden de 0.03 según las curvas de la Figura 8.2.1 (Rodríguez, Botero, & Villa, 1999) y según la ecuación (7) propuesta por Restrepo (Restrepo, 2009).

$$\varepsilon_s = \frac{10 - \frac{S_h}{d_b}}{100} + \varepsilon_c \quad (7)$$

No hay daños perceptibles al alcanzarse este límite de deformación, aparte de la pérdida del recubrimiento, necesiéndose solamente restaurarlo para proteger el refuerzo del fuego y de la corrosión.

- A alargamientos mayores que los correspondientes al inicio del pandeo, se comienzan a generar microgrietas en las barras que pueden llevar a la fractura del refuerzo. La ecuación (8) relaciona el alargamiento unitario con la fractura del acero (Restrepo, 2009). Por otro lado, (Priestley, 2000) propone limitar la deformación máxima del refuerzo longitudinal a un 60% de la deformación última  $\varepsilon_{su}$  del acero en tensión como se muestra en la ecuación (9) limitando al ecuación anterior, para así evitar fallas por fatiga cíclica y fracturas por pandeo. Considerando una deformación última cercana al 9% para el refuerzo de borde utilizado y una razón  $S_h/D = 6,25$ , el límite máximo de estiramiento del refuerzo es cercano al 5% según ambas ecuaciones presentadas.

$$\varepsilon_s = \frac{14 - \frac{4 S_h}{3 d_b}}{100} + \varepsilon_c < 0,6 \varepsilon_{su} \quad (8)$$

$$\varepsilon_s = 0,6 \varepsilon_{su} \quad (9)$$

Al superar este límite de deformación se produce una perdida violenta de la resistencia a flexión y de la capacidad de rotación. Este nivel de daño requiere reparaciones costosas incluso la demolición del elemento.

### 8.3 Estados límites utilizados en el análisis incremental.

La Tabla 4 muestra los estados límites de los materiales asociados a diferentes niveles de daño considerados en esta memoria. Estos corresponden a un hormigón grado G25 y a un acero categoría A630-420H. Los valores se calcularon para barras de refuerzo longitudinal de dieciséis milímetros de diámetro, utilizadas en todos los muros, y considerando un nivel de confinamiento cuantificado en  $\rho_V = 8,6 \text{ ‰}$ , correspondiente al muro con menor cuantía de confinamiento.

**Tabla 4 Estados límites utilizados en el análisis incremental.**

| Acero A630-420H |  |                     |                       | Hormigón G25 |  |                     |                       |                     |              |
|-----------------|--|---------------------|-----------------------|--------------|--|---------------------|-----------------------|---------------------|--------------|
| Límite          |  | $\varepsilon_s$ [%] | Descripción           | Límite       |  | Confinado           |                       | No confinado        |              |
|                 |  |                     |                       |              |  | $\varepsilon_c$ [%] | Descripción.          | $\varepsilon_c$ [%] | Descripción. |
| B               |  | 0,2                 | Fluencia              | - B          |  | - 0,24              | Resistencia           | - 0,2               | Resistencia  |
| C               |  | 1                   | Servicio              | - C          |  | - 0,4               | Perdida Recubrimiento | - 0,3               | Diseño       |
| D               |  | 3                   | Inicio del pandeo     | - D          |  | - 0,8               | Daño controlado       | --                  | --           |
| E               |  | 5                   | Fractura del refuerzo | - E          |  | - 1,92              | Aplastamiento         | - 0,38              | falla        |

Los colores asociados a cada estado límite, son los utilizados en adelante para representar el nivel de deformación que ha superado cada elemento. La Figura 8.3.1 muestra las relaciones constitutivas de los materiales utilizados en esta memoria, correspondientes a los sistemas de muros analizados, incluyendo los estados límites o límites de daño asociados a cada uno.

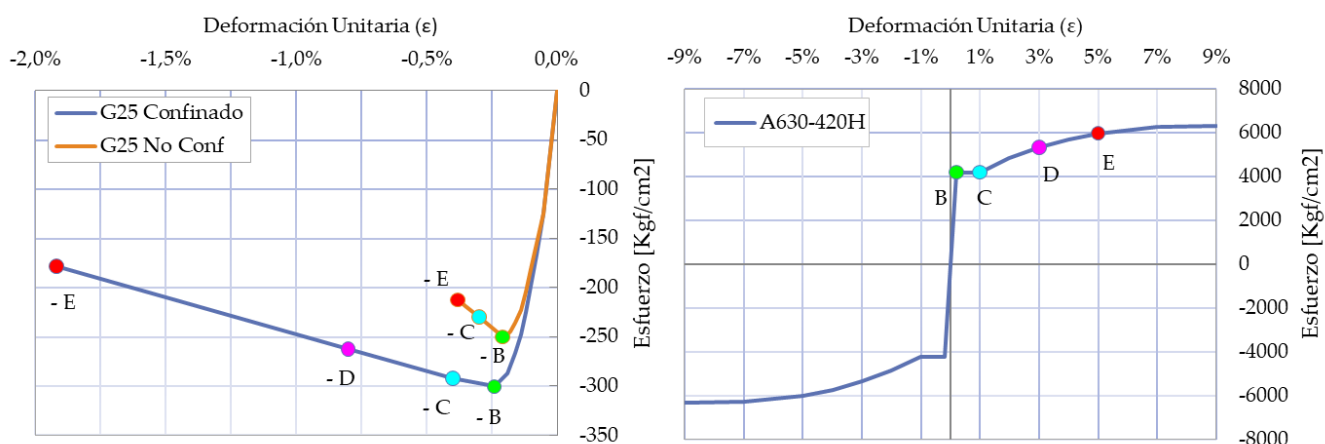


**Figura 8.3.1 Límites de daño de los materiales utilizados.**

## 9 Resultados

Se realizó el análisis sísmico a los seis sistemas de muros escogidos. Estos se cargaron hasta que algún elemento alcanzara el estado límite de último o en su defecto, hasta alcanzar un desplazamiento de techo límite de 2[m] ( $\delta/H=0,053$ ), debido a dificultades de convergencia numérica que se tiene frente desplazamientos mayores.

Para las curvas Carga Lateral vs desplazamiento y momento vs desplazamiento, no se consideró el estado límite de resistencia del hormigón debido a su poca trascendencia, ni los estados del hormigón sin confinar. Las deformadas presentadas están amplificadas al triple de la deformación original para una mejor visualización de los fenómenos, mostrando los límites de acortamiento y alargamiento alcanzados por los elementos.

## 9.1 Sistema regular en la dirección vertical

En la Figura 9.1.1 se muestra la relación corte basal versus desplazamiento lateral de techo proveniente del análisis incremental (*pushover*) para el sistema A, formado por el Muro 1 de 320 [cm] de largo y el Muro 2 de 600 [cm], ambos regulares en la vertical. Según el análisis, el sistema alcanzó un corte basal máximo de 123 [Tf] correspondiente a un 17,7% del peso del sistema, y un  $\delta/H$  máximo de 0,053 correspondiente al desplazamiento límite impuesto.

En el Muro 2 comienza la fluencia en la zona crítica con  $\delta/H=0,006$ , mientras que en el Muro 1 lo hace con  $\delta/H=0,009$ . El 1% de alargamiento del acero ocurre en ambos muros casi inmediatamente luego de fluir y se supera el estado límite de inicio del pandeo con  $\delta/H=0,038$  en el Muro 2.

En cuanto al hormigón, el recubrimiento del Muro 2 comenzaría a descascarse con  $\delta/H=0,016$  para luego superar el estado límite de daño controlado, dado por un 0,008 de acortamiento, con  $\delta/H=0,03$ . El Muro 1 no tendría daños importantes a este nivel de deformaciones ya que solo alcanza el límite de resistencia en una zona concentrada de la base.

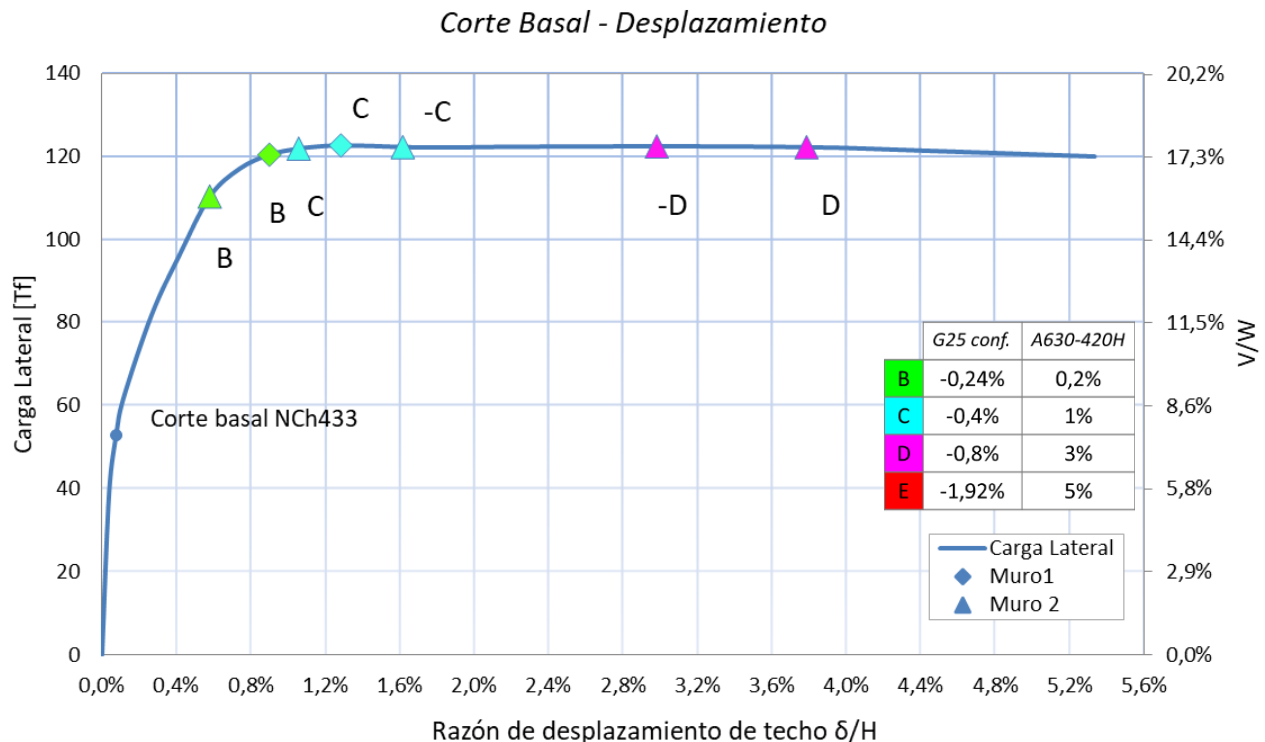


**Figura 9.1.1 Respuesta global del sistema A (curva *pushover*).**

En la Figura 9.1.2 (a) se muestra la deformada del sistema para  $\delta/H=0,009$  donde ambos muros ya habrían alcanzado la fluencia y algunas zonas del Muro 2 alcanzarían el 1% de alargamiento del acero en el segundo piso. La zona plastificada de ambos muros no se concentraría inicialmente en la base, siendo más extendida en el Muro 2.

En la Figura 9.1.2 (b) se muestra la deformada del sistema para  $\delta/H=0,03$  donde la cabeza comprimida del Muro 2 alcanzaría un acortamiento unitario de 0,008. La propagación de la fluencia se vuelve más homogénea debido a que el acero ha superado el 1% de alargamiento, entrando en el rango de endurecimiento del material, permitiendo que se propague la zona plastificada hasta el tercer piso en el Muro 1 y hasta el quinto piso en el Muro 2. Las deformaciones más importantes comienzan a concentrarse en la base de los muros.

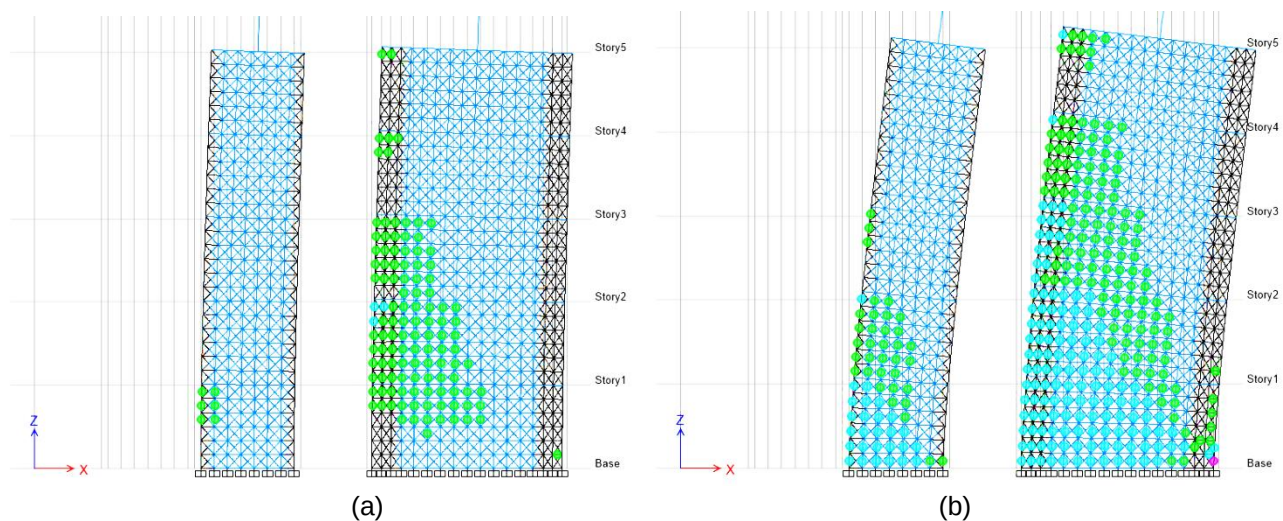


Figura 9.1.2 Deformada y deformaciones unitarias del sistema A para (a)  $\delta/H=0,009$  y (b)  $\delta/H=0,03$ .

En la Figura 9.1.3 se muestra la deformada final del sistema al alcanzar el límite impuesto de  $\delta/H$  igual a 0,053. La altura de la zona plastificada se mantiene en ambos muros. Se aprecia una concentración de las compresiones en la base del Muro 2 mientras que en el Muro 1 el concreto recién alcanzaría su resistencia máxima. El refuerzo longitudinal de borde en el Muro 2 superaría el estado límite de inicio del pandeo en todo el primer piso.

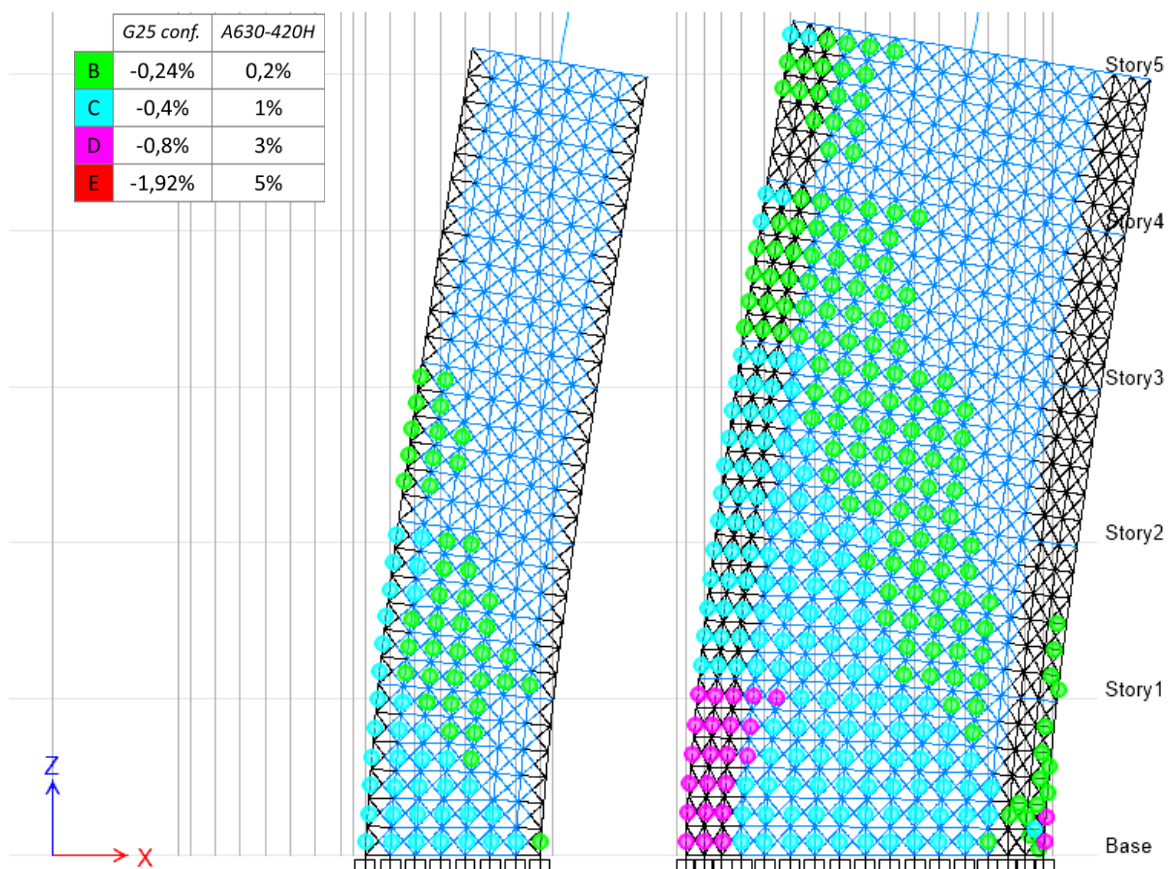


Figura 9.1.3 Deformada final y deformaciones unitarias del sistema A para  $\delta/H=0,053$ .

En las curvas momento vs desplazamiento de la Figura 9.1.4 se muestra la capacidad de deformación de cada muro por separado. Ningún muro alcanzó los límites últimos de desempeño fijados, mostrando así la gran capacidad de deformación que tiene el sistema.

El Muro 1 con una carga axial de  $-285[Tf]$ , alcanza en el estado final ( $\delta/H = 0,053$ ) una deformación unitaria igual a  $-0,0028$  en el hormigón y del  $0,029$  en el acero, casi superando el estado límite de inicio del pandeo. Esto muestra que en muros cortos, como el de este caso, el alargamiento del acero es dominante para este tipo de sistemas.

Por otra parte el Muro 2 con una carga axial de  $-407[Tf]$ , alcanza en el estado final ( $\delta/H = 0,053$ ) una deformación unitaria del  $-0,013$  en el hormigón y del  $0,046$  en el acero, estando ambos muy cerca de su estado límite último respectivo.

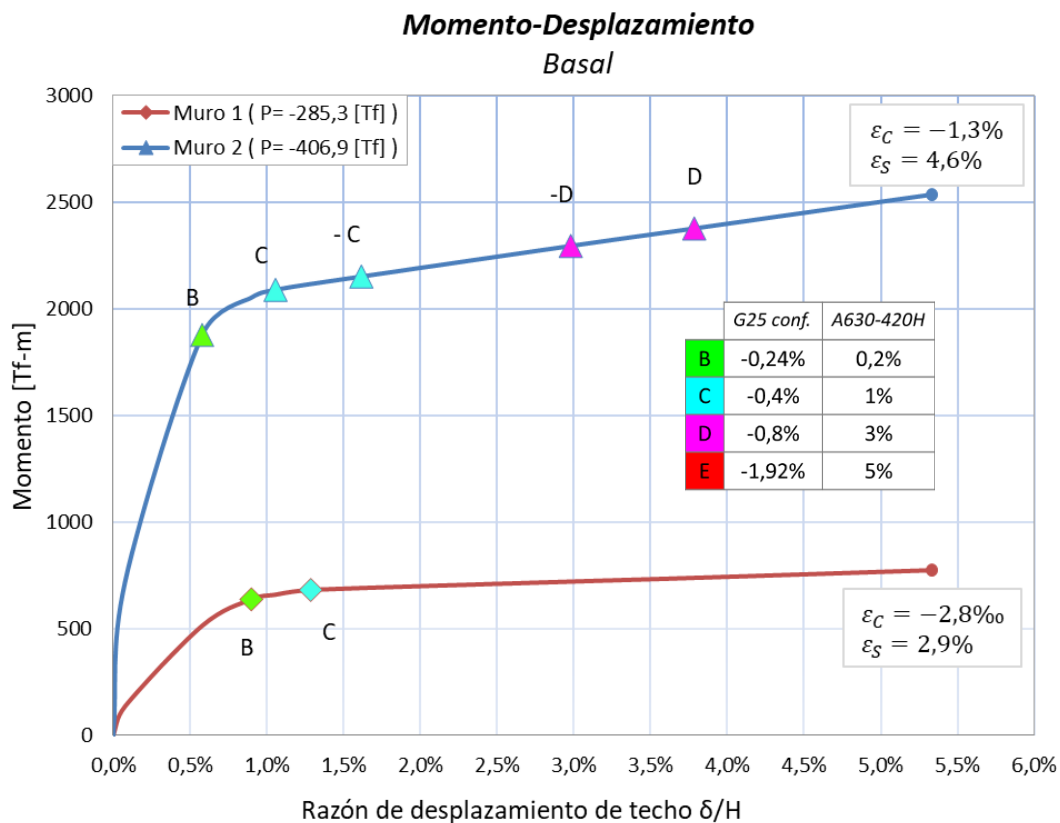


**Figura 9.1.4 Momento vs desplazamiento muros sistema A.**

En la Figura 9.1.5 se muestra la distribución de momento en la altura de cada muro para distintos desplazamientos. Se consideran cinco niveles de desplazamiento incluyendo los estados límites más importantes alcanzados por el sistema: corte de diseño [desplazamiento asociado al corte basal de diseño (NCh433 Of.1996 mod2009, 2009)], fluencia Muro 2, fluencia Muro 1, daño controlado Muro 2, inicio del pandeo Muro 2.

Los momentos del Muro 2 se distribuyen de manera casi lineal en la altura y aumentan proporcionalmente a medida que aumenta el desplazamiento. En cambio en el Muro 1, el aumento del momento se concentra principalmente desde la base hasta el quinto piso, que es la zona de plastificación del Muro 2. Este efecto es común verlo en muros de distinto largo que rotan juntos en un solo sistema, siendo más notorio si la diferencia de largos es mayor (Álvarez, 2018), precipitando de manera importante la fluencia de los muros más cortos.

Existe una pequeña perturbación en ambos muros sobre el quinto piso, que es más notoria en el Muro 1. Esto es debido a que se cambia el tipo de modelo utilizado en los muros del quinto piso hacia arriba.

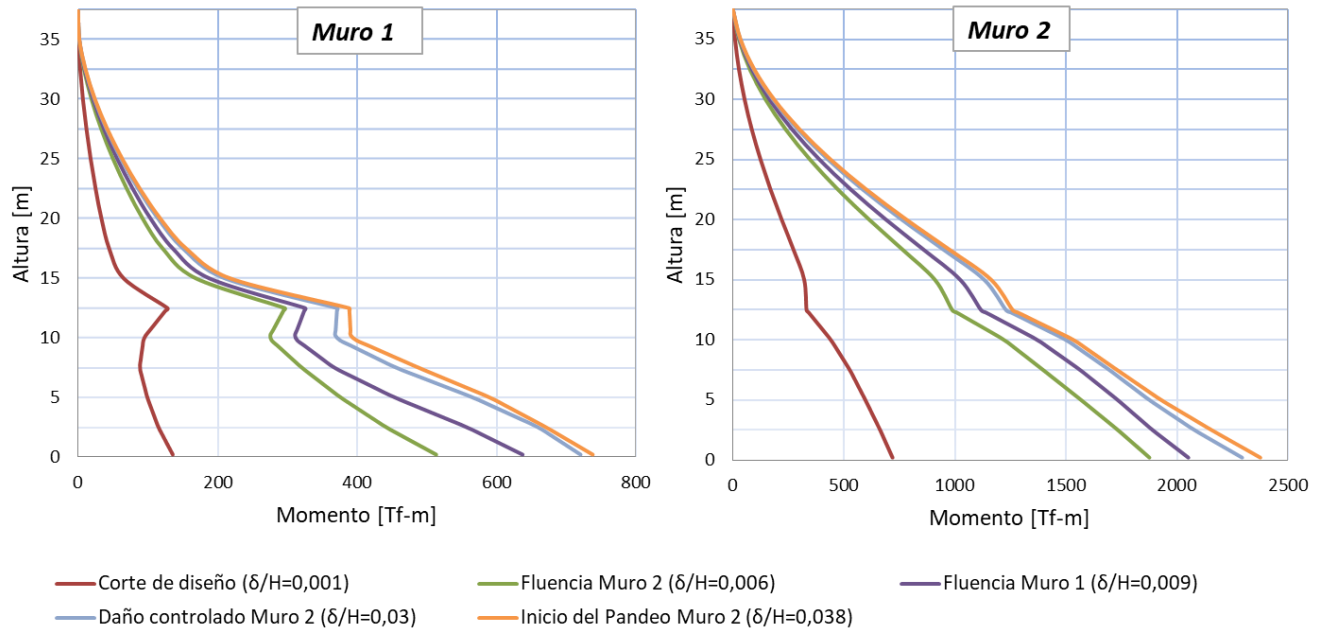


Figura 9.1.5 Distribución de momentos en la altura muros sistema A.

Por su parte en la Figura 9.1.6 se muestra en un mismo gráfico la distribución de momentos en la altura del Muro 1 y 2, para así poder comparar las magnitudes alcanzadas por estos en cada estado. El Muro 2 alcanza un momento máximo cercano a los 2500 [Tf-m], superando por más de doble al alcanzado por el Muro 1 que es 280 [cm] más corto.

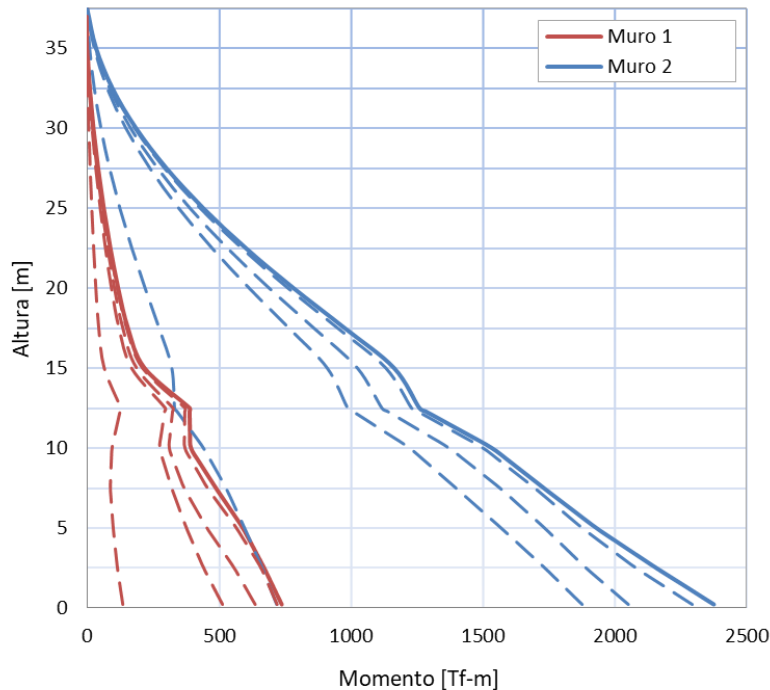


Figura 9.1.6 Comparación de la distribución de momentos en la altura muros sistema A.

En la Figura 9.1.7 se muestra la distribución del corte en la altura de cada muro para distintos desplazamientos. Se consideran los mismos cinco estados mencionados previamente. Como se espera en muros sin irregularidades verticales, se aprecia en todos los estados una distribución típica del corte. Con la salvedad de la fuerte perturbación en el quinto piso, donde se generan problemas con el traspaso de corte que hay a través de la viga rígida que conecta el modelo puntal-tensor con el elemento barra lineal elástico de los pisos superiores [ver Figura 7.3.1].

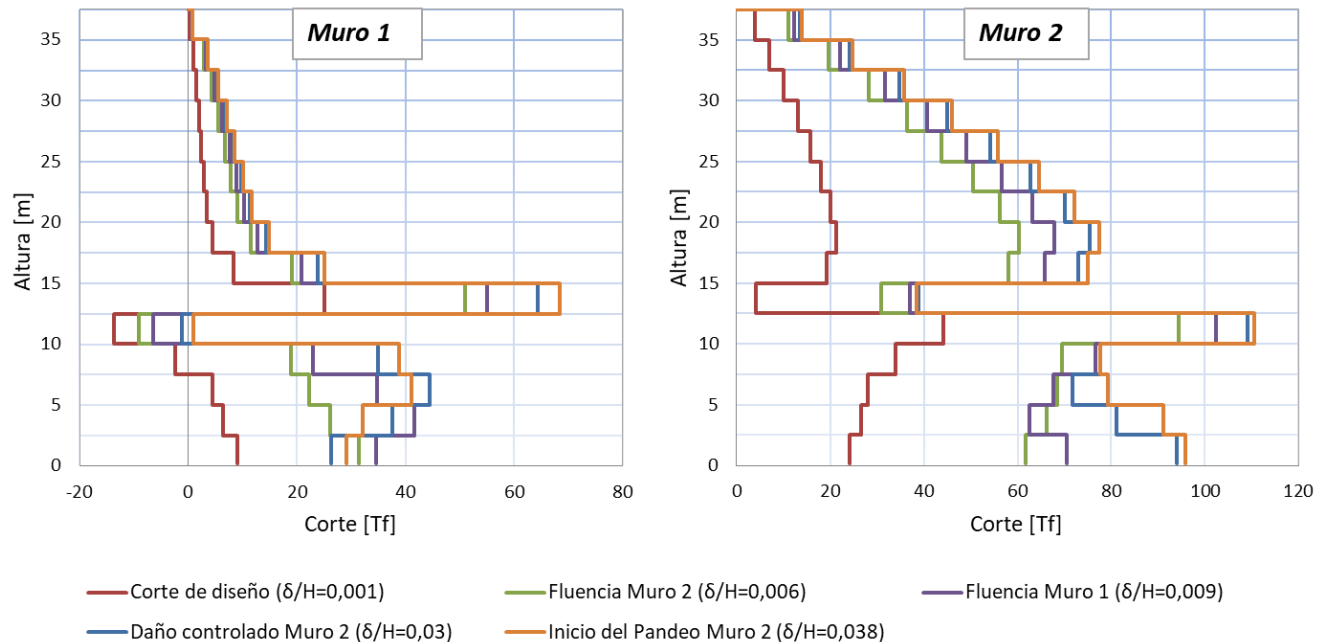


**Figura 9.1.7 Distribución de corte en la altura muros sistema A.**

En la Figura 9.1.8 se muestra de manera cualitativa las cargas axiales de los elementos del modelo STM frente al desplazamiento final, mientras en la Figura 9.1.9 se muestra un esquema cuantitativo de la transferencia de fuerzas en los muros en los puntales más solicitados. Estas figuras permiten entender cómo se genera el traspaso de fuerzas y poder ver donde se concentran las tensiones.

Se puede observar mejor el traspaso del corte a nivel del quinto piso, donde la mitad de las diagonales muestran grandes compresiones debido al corte. Como se esperaría, las diagonales comprimidas apuntan hacia la zona de compresión en cada piso, teniendo una importante concentración en la diagonal que apunta hacia la base del Muro 2. Sin embargo, se observa que este muro tiene un comportamiento dominado por la flexión, como también se vio en la Figura 9.1.3.

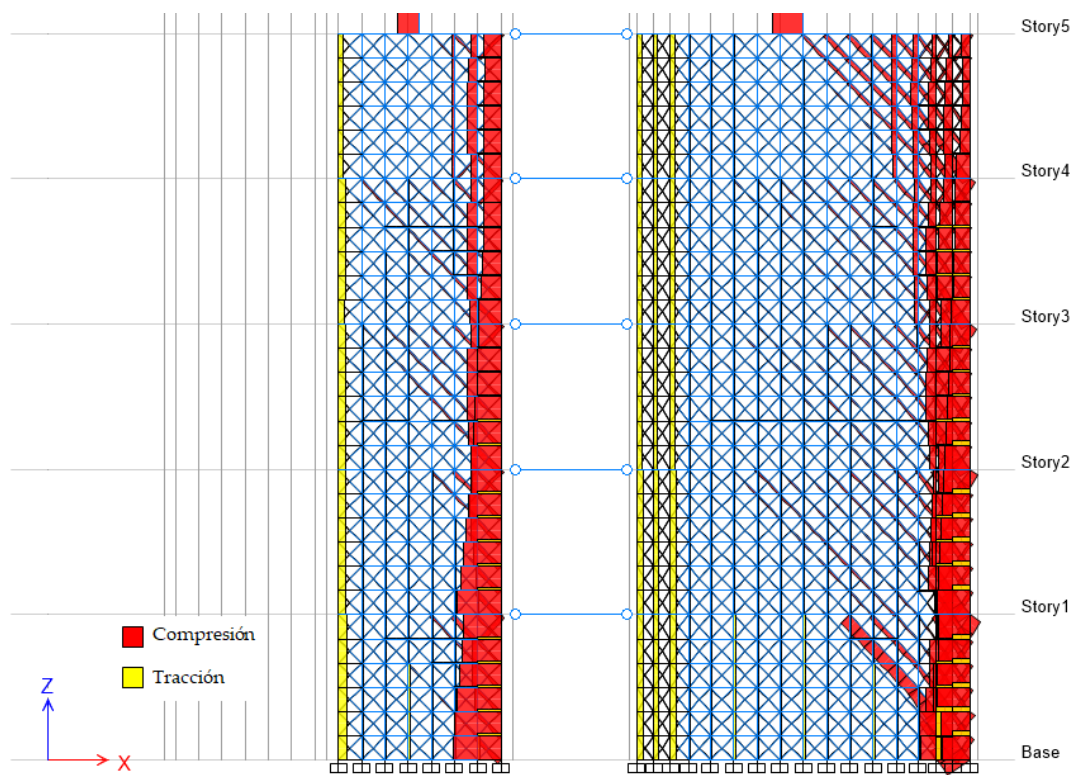


Figura 9.1.8 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema A.

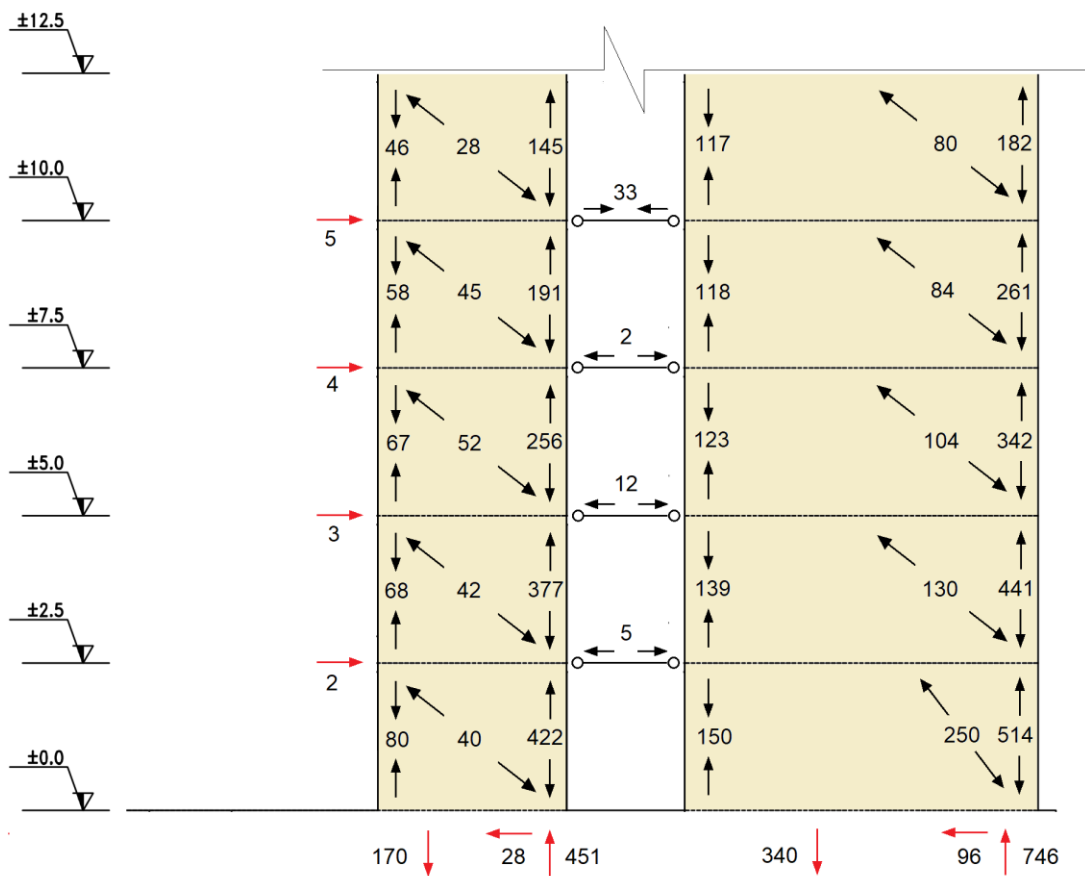


Figura 9.1.9 Esquema de transferencia de fuerzas del sistema A en puntales más solicitados [Tf].

## 9.2 Sistema regular en la vertical con trancamiento.

En la Figura 9.2.1 se muestra la relación corte basal versus desplazamiento lateral de techo proveniente del análisis incremental (*Push Over*) para el sistema B, idéntico al sistema A pero con un Muro 3 de 20 [m] de largo que provoca un trancamiento en los dos primeros pisos, generando así la primera irregularidad vertical a estudiar.

El sistema alcanzaría esta vez un corte basal máximo de 145 [Tf] correspondiente a un 18,9% del peso del sistema, debido al aumento que esta irregularidad provoca en el corte basal. Se alcanzó un  $\delta/H$  máximo igual a 0.053, donde el hormigón llegó a su estado límite último de aplastamiento. En el sistema A solamente se superó el 0,008 de acortamiento para este nivel de desplazamiento, lo que significa que esta irregularidad provocaría que se tenga una menor capacidad de deformación.

Igual que el sistema A, en este sistema el Muro 2 comenzaría a fluir con  $\delta/H= 0.006$ , pero el Muro 1 lo hace antes que en el sistema A, fluyendo a un 0.008. El 1% de alargamiento del acero en ambos muros ocurre a un desplazamiento un poco mayor que en el sistema A, así como el inicio del pandeo que ocurriría en el Muro 2 al alcanzar un  $\delta/H=0,042$  según el análisis.

En cuanto al hormigón, el recubrimiento del Muro 2 comenzaría a descascarse con  $\delta/H=0,017$  para luego superar el 0,008 de acortamiento unitario, relacionado con un estado límite de daño controlado con  $\delta/H=0,032$  llegando al estado límite último por aplastamiento con  $\delta/H=0,053$ .

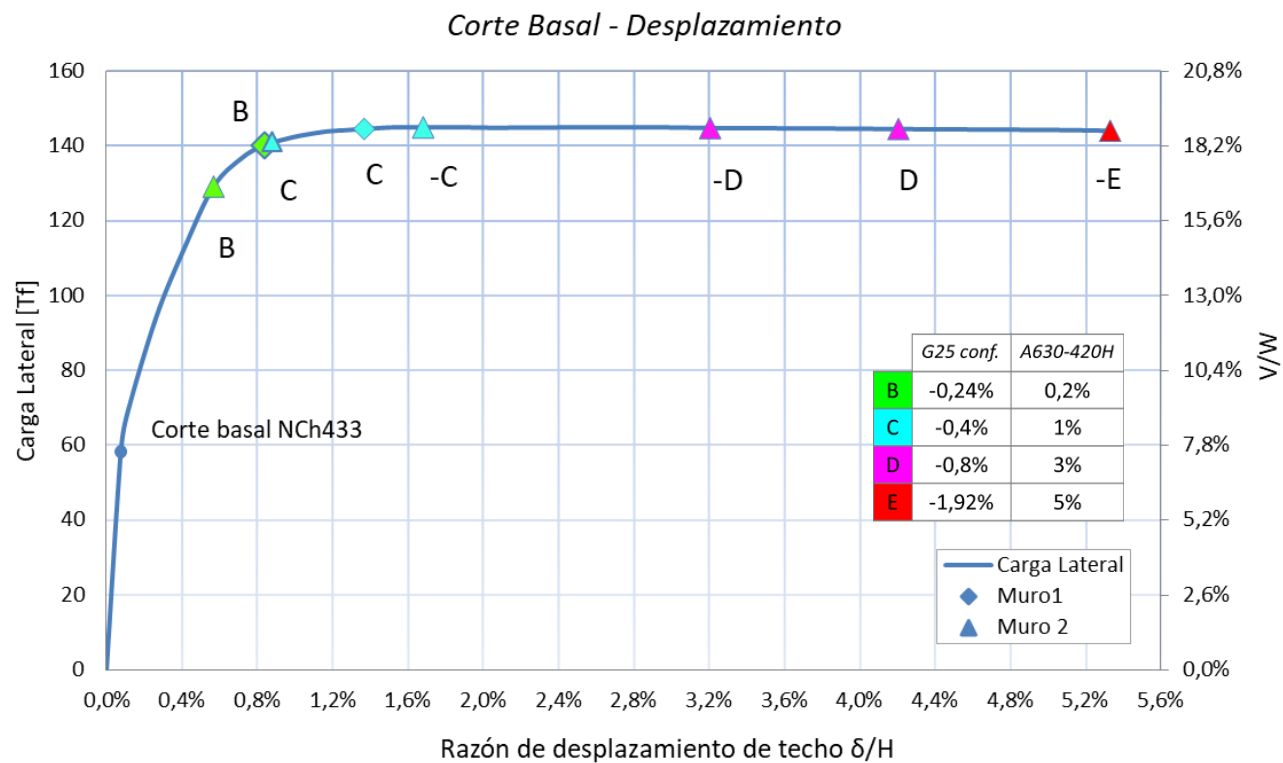


Figura 9.2.1 Respuesta global del sistema B (curva *pushover*).

En la Figura 9.2.2(a) se muestra la deformada del sistema B para a un  $\delta/H=0,008$ . A ese nivel de deformación ambos muros ya han fluido y algunas zonas del Muro 2 en el cuarto piso alcanzaron el estado límite de servicio dado por 1% de alargamiento en el acero. La zona plastificada de ambos muros se concentra inicialmente sobre el nivel de trancamiento, siendo más extensa en el Muro 2.

En la Figura 9.1.2(b) se muestra la deformada del sistema a un  $\delta/H=0,032$ . A ese nivel de deformación el borde comprimido del Muro 2 alcanza un 0,008 de acortamiento debajo del nivel donde comienza el trancamiento (cielo del segundo piso). La zona plastificada se comienza a propagar tanto hacia arriba como hacia abajo del nivel de trancamiento, llegando casi a la base en el Muro 2. Las deformaciones comienzan a concentrarse donde se inicia el trancamiento.

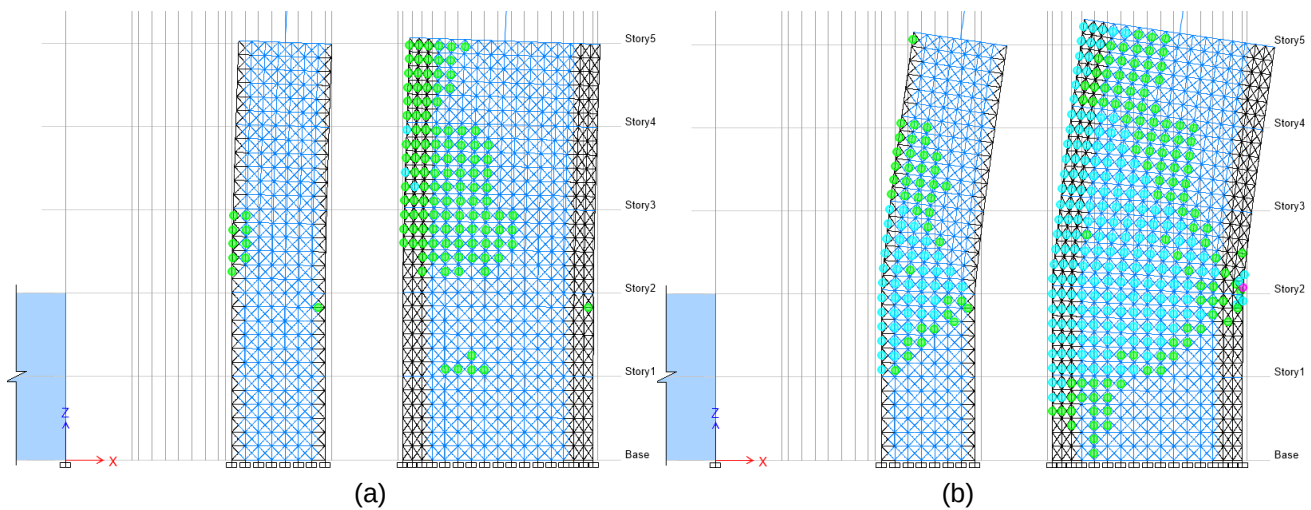


**Figura 9.2.2 Deformada y deformaciones unitarias del sistema B para (a)  $\delta/H=0,008$  y (b)  $\delta/H=0,032$ .**

En la Figura 9.2.3 se muestra la deformada del sistema B en el estado límite último, que se alcanza a un  $\delta/H= 0.053$  al aplastarse el hormigón en el borde del Muro 2. Se agregó una ampliación del segmento A mostrando que la falla ocurre en justo bajo el nivel del trancamiento, donde las diagonales alcanzan grandes acortamientos unitarios, mayores que 0.008.

La zona plastificada se expande hasta el quinto piso en ambos muros, llegando hasta la base en el Muro 2. Se aprecia una concentración de los esfuerzos de compresión en el Muro 2 a nivel del trancamiento mientras que en el Muro 1 el concreto no alcanza siquiera su resistencia máxima. Por su parte el refuerzo longitudinal de borde en el Muro 2 supera el límite de inicio del pandeo en el segundo y tercer pisos.

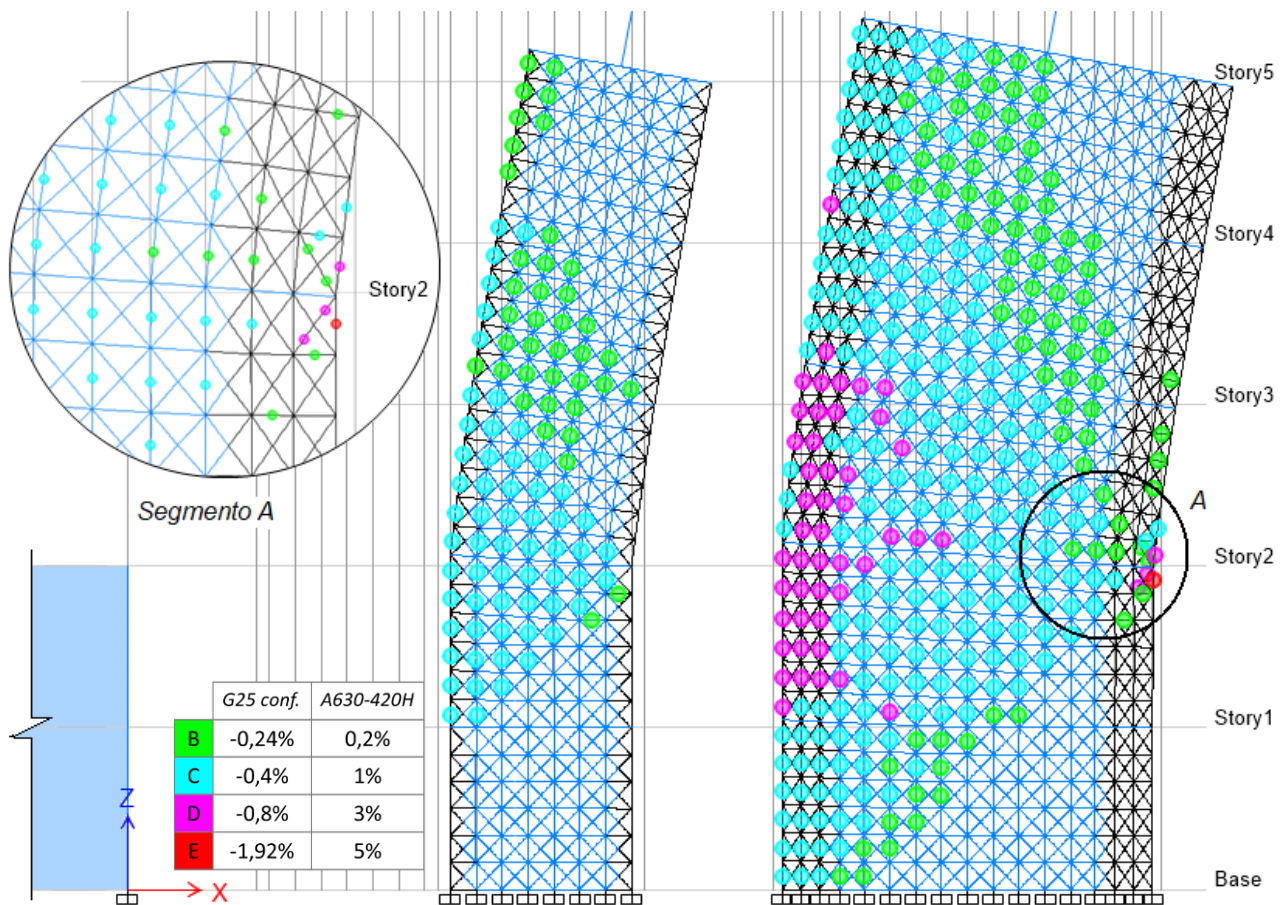


Figura 9.2.3 Deformada final y deformaciones unitarias del “sistema B” para  $\delta/H=0,053$ .

En las curvas momento vs desplazamiento de la Figura 9.2.4 se muestra la capacidad de deformación de cada muro por separado. La falla se produce en el Muro 2 al alcanzarse el estado límite último del hormigón con  $\delta/H = 0,053$  equivalente a un desplazamiento en el techo de 2 [m]. Este nivel de desplazamiento muestra que el sistema tiene una alta capacidad de deformación pese a la irregularidad aplicada.

Al fallar el Muro 2, el Muro 1 queda menos solicitado que en el sistema A, alcanzando recién una deformación unitaria igual a -0.0011 en el hormigón y un 0.023 en el acero. Los posibles daños del Muro 1 ocurrirían en la zona cercana al techo del subterráneo, y aunque estos daños serían en una zona más extensa del muro, estos serían de menor nivel debido a que la irregularidad vertical permite una mayor propagación de la zona plastificada en la altura, evitando curvaturas concentradas y favoreciendo así la capacidad de deformación de este muro.

Por otra parte, mientras el hormigón del muro 2 alcanza el acortamiento unitario de aplastamiento igual a 0.019, el acero alcanzaría un alargamiento unitario igual a 0.034 siendo menor que el alargamiento obtenido en el sistema A frente a este nivel de desplazamiento.

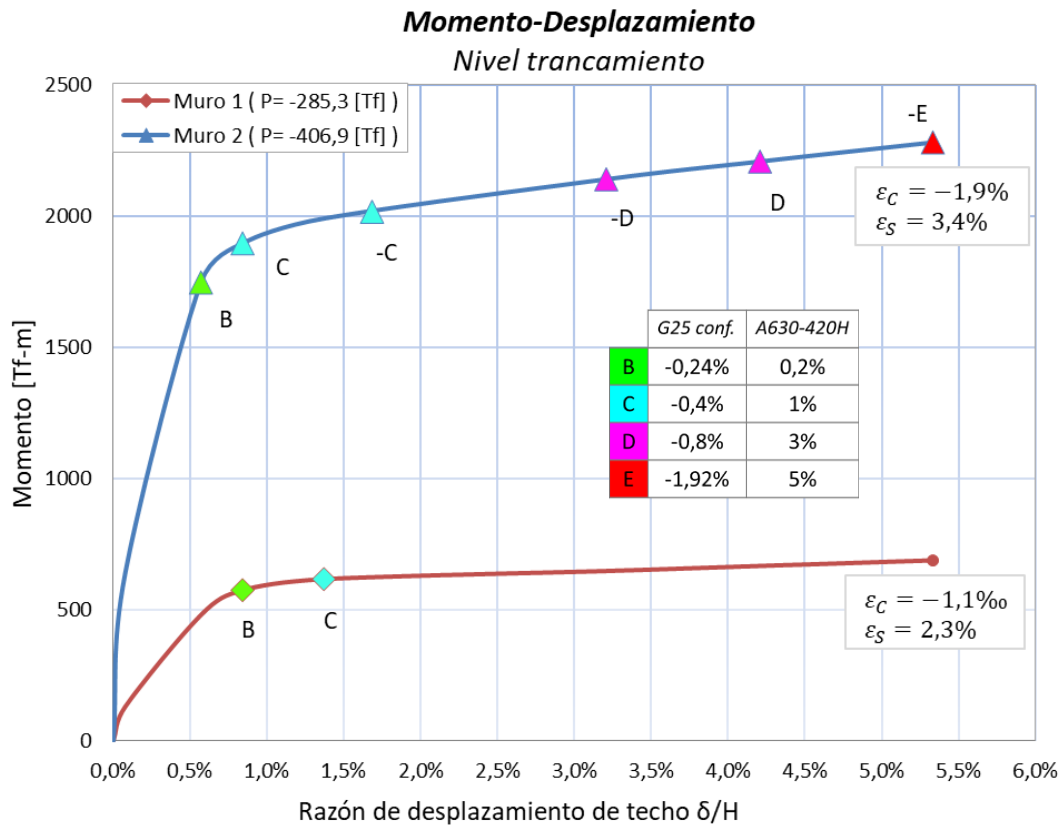


**Figura 9.2.4 momento vs desplazamiento muros sistema B.**

En la Figura 9.2.5 se muestra la distribución de momento en la altura del Muro 1 y 2 para distintos desplazamientos. Se consideran seis niveles de desplazamiento incluyendo los estados límites más importantes alcanzados por el sistema: corte de diseño, fluencia Muro 2, fluencia Muro 1, daño controlado Muro 2, inicio del pandeo Muro 2, aplastamiento Muro 2.

En ambos muros los momentos máximos se presentan justo donde acaba el Muro 3 y por tanto el trancamiento, y van disminuyendo hacia los pisos superiores y también hacia los pisos inferiores. Notar que la disminución en los pisos inferiores no anula completamente los momentos en la base, siendo estos bastante considerables especialmente en el Muro 2.

En el Muro 2 los momentos aumentan proporcionalmente a medida que aumenta el desplazamiento a diferencia del Muro 1, donde se nota en mayor medida como entre la base y el quinto piso se concentran los aumentos de momento. Este efecto de concentración se debe nuevamente a la diferencia en el largo de los muros, aunque pareciera ser más notorio que en el sistema A.

Existe en ambos muros nuevamente la misma perturbación sobre el quinto piso, debido al cambio de modelo utilizado desde allí hacia arriba.

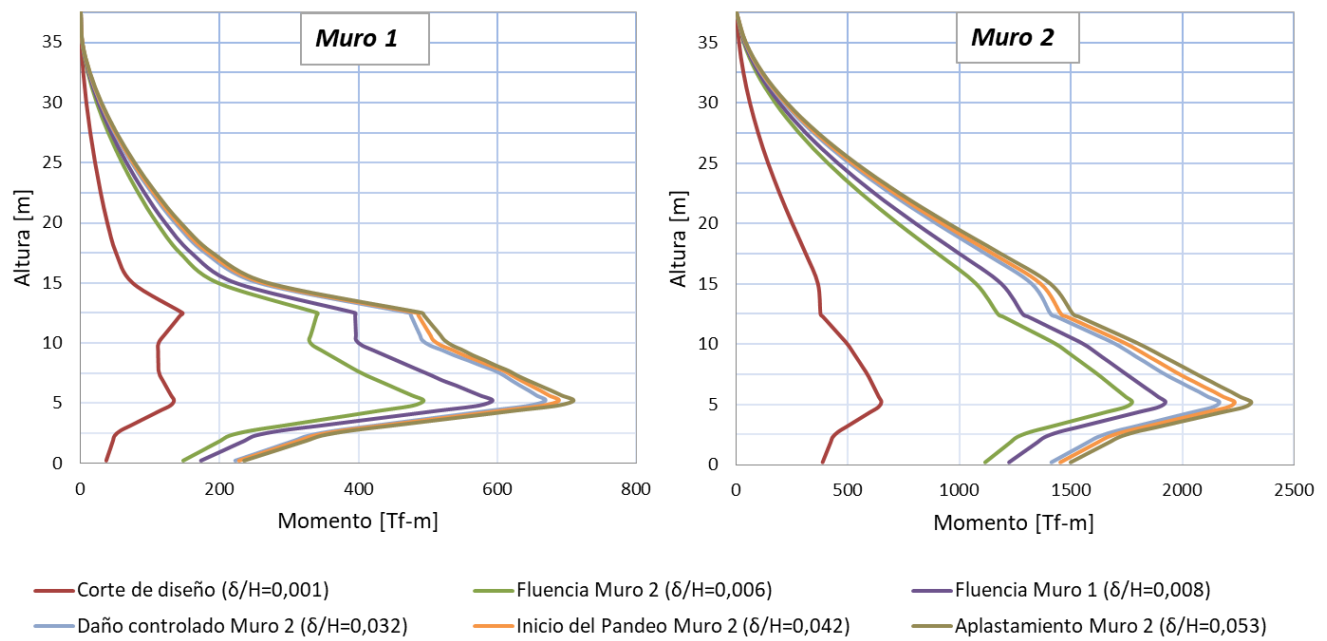


Figura 9.2.5 Distribución de momentos en la altura muros sistema B.

Por su parte en la Figura 9.2.6 se muestra en un mismo gráfico la distribución de momentos en la altura del Muro 1, 2 y 3 para así poder comparar las magnitudes alcanzadas por estos en cada estado. Acá se observa que las disminuciones de momento en los primeros pisos de los Muros 1 y 2 son compensadas por el gran momento que absorbe el Muro 3 debido a su gran rigidez. También se nota más claramente en el Muro 1 la concentración del aumento de momentos que se produce desde la base al quinto piso.

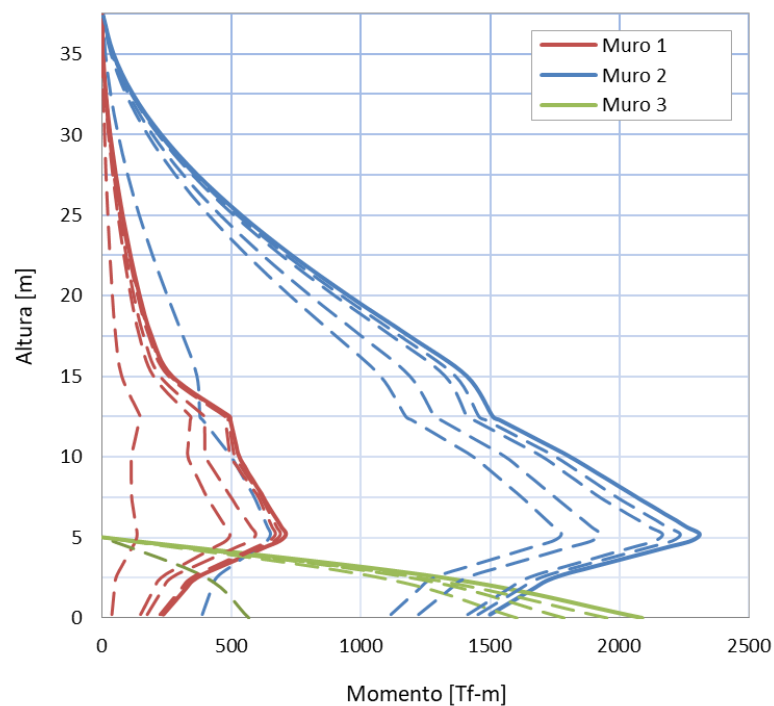


Figura 9.2.6 Comparación de la distribución de momentos en la altura muros sistema B.

En la Figura 9.2.7 se muestra la distribución del corte en la altura del Muro 1 y 2 para distintos desplazamientos. Se consideran los mismos seis estados mencionados previamente.

El trancamiento existente produce enormes traspasos de cortes en los dos primeros pisos, llegando en el segundo piso a magnitudes negativas que son casi el triple de las registradas en el sistema A. Pese a esto ningún elemento horizontal alcanza la fluencia en el alma de los muros por lo que no se supera el corte resistente.

Además, se aprecia nuevamente en el quinto piso problemas en el traspaso del corte entre ambos modelos utilizados.

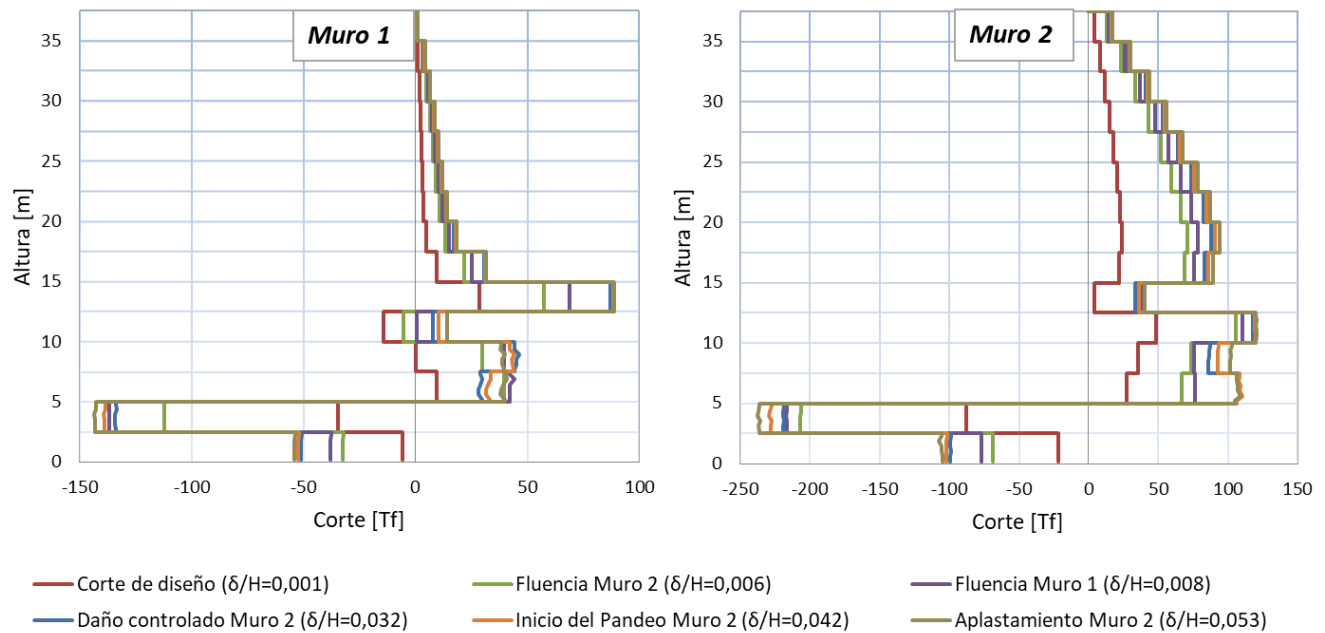


**Figura 9.2.7 Distribución de corte en la altura muros sistema B.**

En la Figura 9.2.8 se muestra la distribución de tensiones dentro de los muros frente al desplazamiento final. Se observa que desde el segundo piso hacia abajo las diagonales comprimidas cambian su dirección apuntando ahora en el otro sentido, y presentando importantes magnitudes en la diagonal central. En el primero piso se mantienen estas tensiones aunque en menor magnitud y más distribuidas. Este traspaso de corte queda más claro en la Figura 9.2.9 donde se aprecian las fuerzas transferidas entre los muros en los puntales más solicitados. Todo esto es concordante con el aumento del corte mostrado en la Figura 9.2.7.

Al aproximarse a la base, la longitud del eje neutro aumenta y por tanto aumenta la zona comprimida. Pese a esto, la zona crítica se presenta en el segmento B [ver Figura 9.2.8] donde en la ampliación de esta, se ve que convergían en un mismo punto importantes compresiones diagonales tanto desde arriba como desde abajo. Esto es lo que finalmente produce la falla mostrada en la Figura 9.2.3, por lo que se podría encontrar una falla por compresión diagonal en un sistema con este tipo de irregularidad vertical.

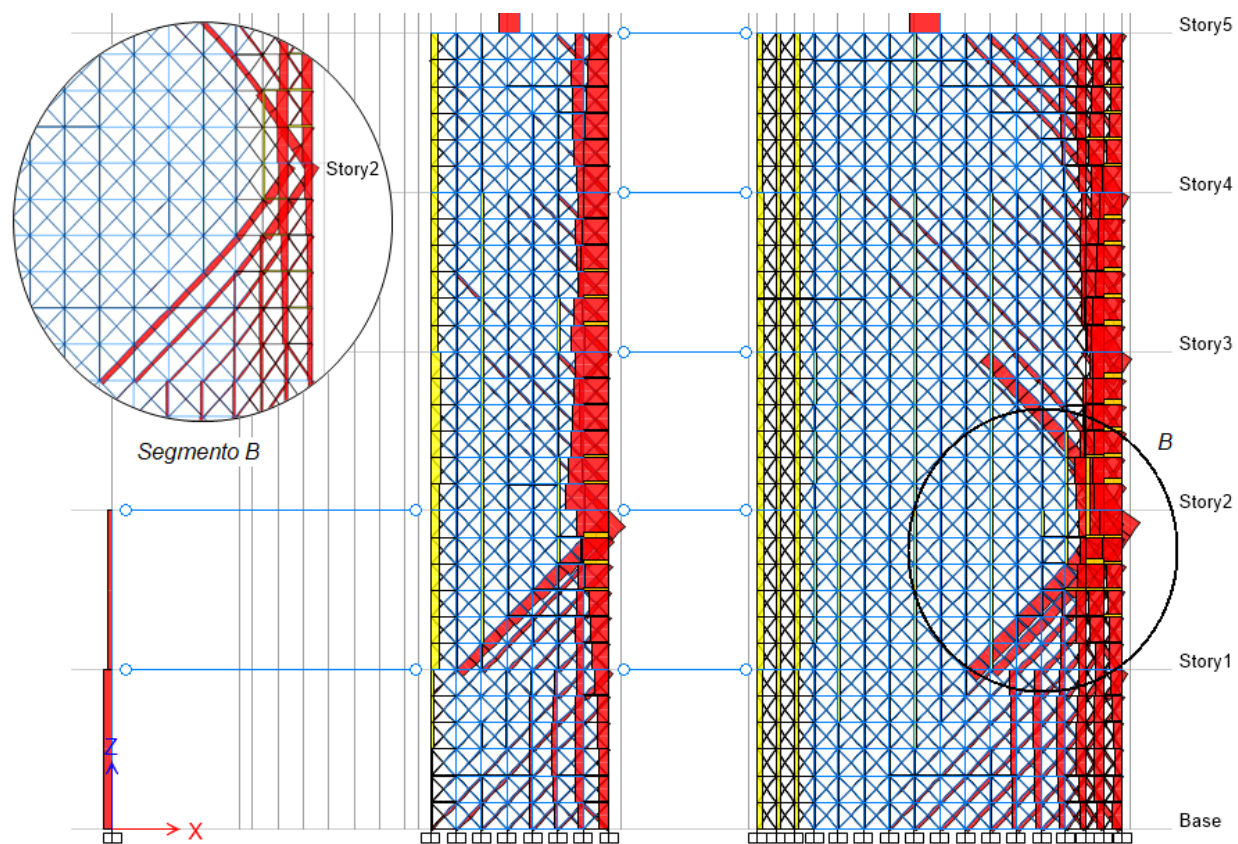


Figura 9.2.8 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema B.

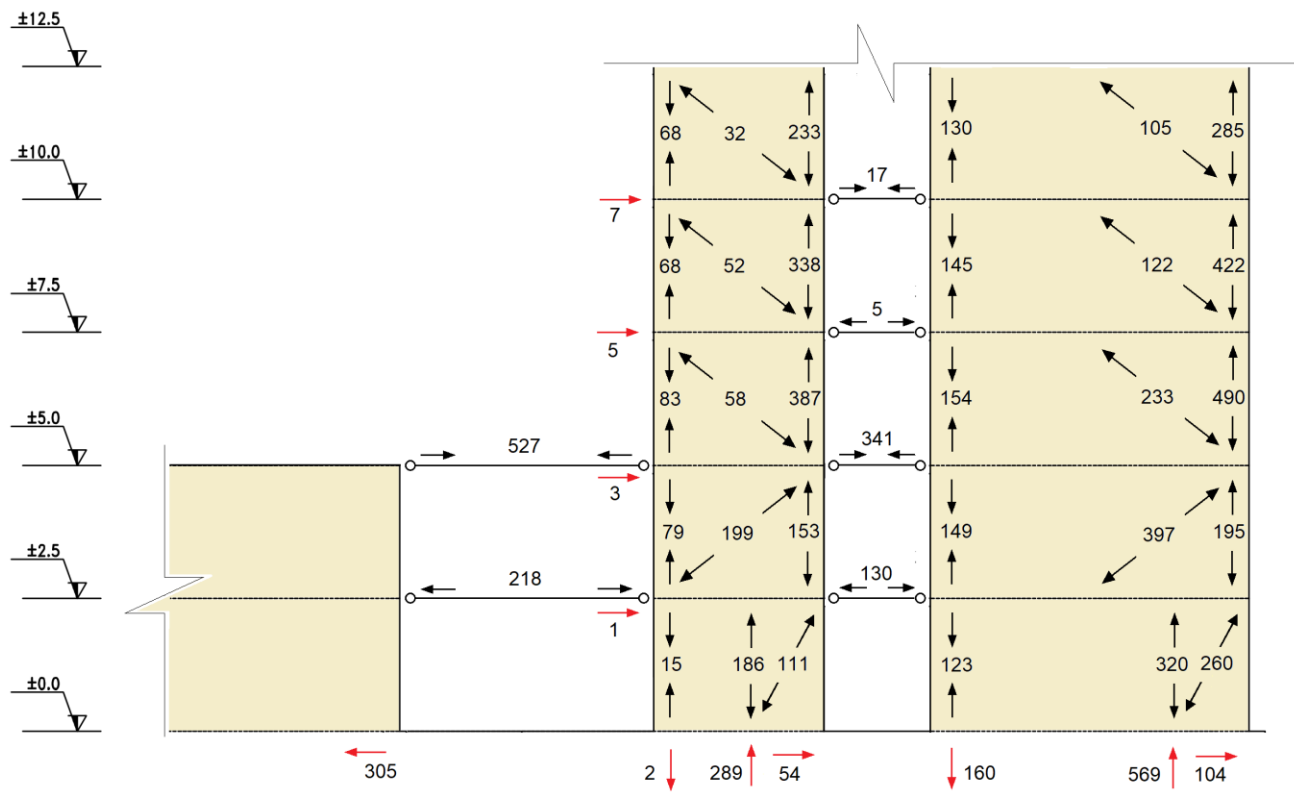


Figura 9.2.9 Esquema de transferencia de fuerzas del sistema B en puntales más solicitados [Tf].

### 9.3 Sistema con un muro apoyado sobre columnas

En la Figura 9.3.1 se muestra la relación corte basal versus desplazamiento lateral de techo proveniente del análisis incremental (*pushover*) para el sistema C formado por el Muro 1 de 600[cm] de largo apoyado en sus extremos sobre machones de un 150 [cm] de largo quedando una abertura central de 300 [cm]; y por el Muro 2 también de 600 [cm] de largo pero regular en la vertical. Se estudiará el comportamiento del muro sobre columnas como irregularidad vertical.

En este caso los resultados muestran que se alcanzaría un corte basal máximo igual a 184 [Tf], correspondiente a un 24,1% del peso del sistema, siendo mayor al alcanzado por los dos sistemas anteriores. El aumento de resistencia se debe que el Muro 1 aumentó su largo y por tanto de su rigidez.

Además, se alcanzó el estado límite último de aplastamiento en el hormigón con  $\delta/H=0,045$ . Esta irregularidad provoca que el sistema tenga una menor capacidad de deformación en comparación a los dos sistemas estudiados anteriormente.

Como ambos muros tienen la misma geometría y materiales, fluyen juntos con  $\delta/H=0,006$ , alcanzarían juntos el 1% de alargamiento en el acero con  $\delta/H=0,008$  y alcanzarían casi juntos el inicio de pandeo con  $\delta/H=0,038$ . Esto quiere decir que esta irregularidad en la dirección vertical no afectaría la demanda de estiramiento del refuerzo longitudinal.

La influencia de la irregularidad es más notoria en la demanda de deformación por compresión sobre el hormigón. Las altas compresiones concentradas en el Machón comprimido le quitan capacidad de deformación a medida que aumentan los desplazamientos. Ambos muros perderían el recubrimiento a un  $\delta/H=0,016$ , pero el Muro 1 supera el estado límite de daño controlado con  $\delta/H=0,016$  mientras el Muro 2 lo hace con  $\delta/H=0,03$ . Finalmente con un  $\delta/H=0,045$  se produciría el aplastamiento en el hormigón del machón comprimido.

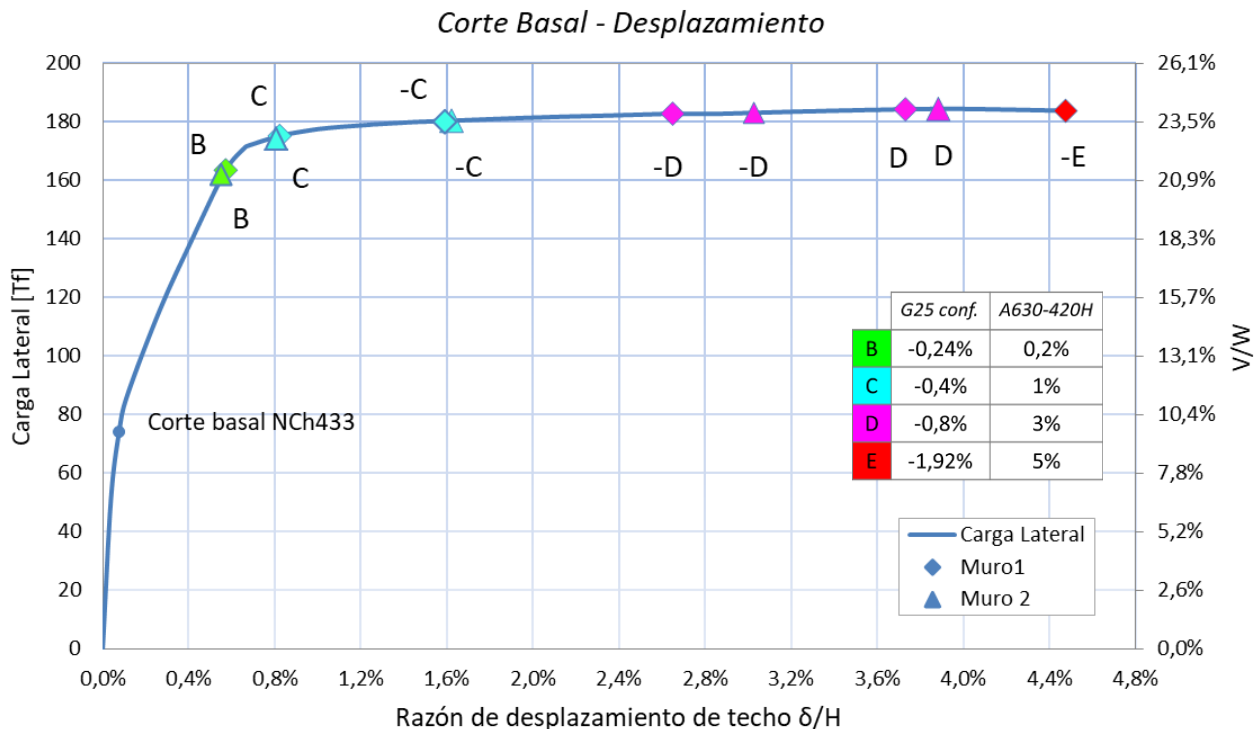


Figura 9.3.1 Respuesta global del sistema C (curva *pushover*).

En la Figura 9.3.2(a) se muestra la deformada del sistema para  $\delta/H=0,006$  donde ambos muros comenzarían a fluir en los cinco pisos. Inicialmente la zona plastificada de ambos muros comienza en la parte superior del primer piso.

En la Figura 9.1.2(b) se muestra la deformada del sistema para  $\delta/H=0,026$  donde el machón comprimido alcanza en el hormigón un acortamiento unitario del 0,008 en la base. La zona plastificada se propaga hacia la base concentrándose en esa zona y llegando hasta el quinto piso. Todo el refuerzo longitudinal del machón traccionado se encuentra en el rango de endurecimiento desde la base hasta el tope, superando el estado límite de servicio dado por 1% de alargamiento en el acero.

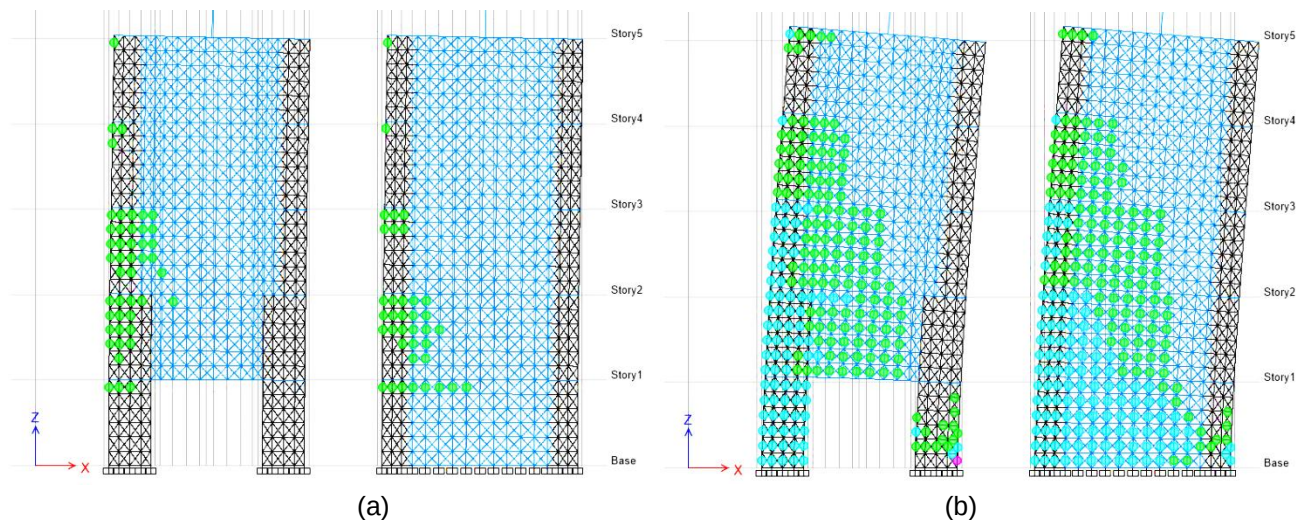


**Figura 9.3.2 Deformada y deformaciones unitarias del sistema C para (a)  $\delta/H=0,006$  y (b)  $\delta/H=0,026$ .**

En la Figura 9.3.3 se muestra la deformada del sistema en el estado último, a un  $\delta/H=0,045$  cuando se produce aplastamiento del hormigón en la base del machón comprimido. A diferencia del machón traccionado que solo trabaja axialmente, el machón comprimido se flexa junto con el sistema requiriendo una alta capacidad de deformación. Se muestra también en la figura una ampliación del segmento C con la deformada del machón comprimido, donde se aprecia la gran curvatura por flexión que este recibe.

Se aprecia la concentración de tensiones en el primer piso especialmente en la base del machón comprimido. Todo el refuerzo longitudinal del machón traccionado supera el límite de inicio del pandeo al igual que en el Muro 2.

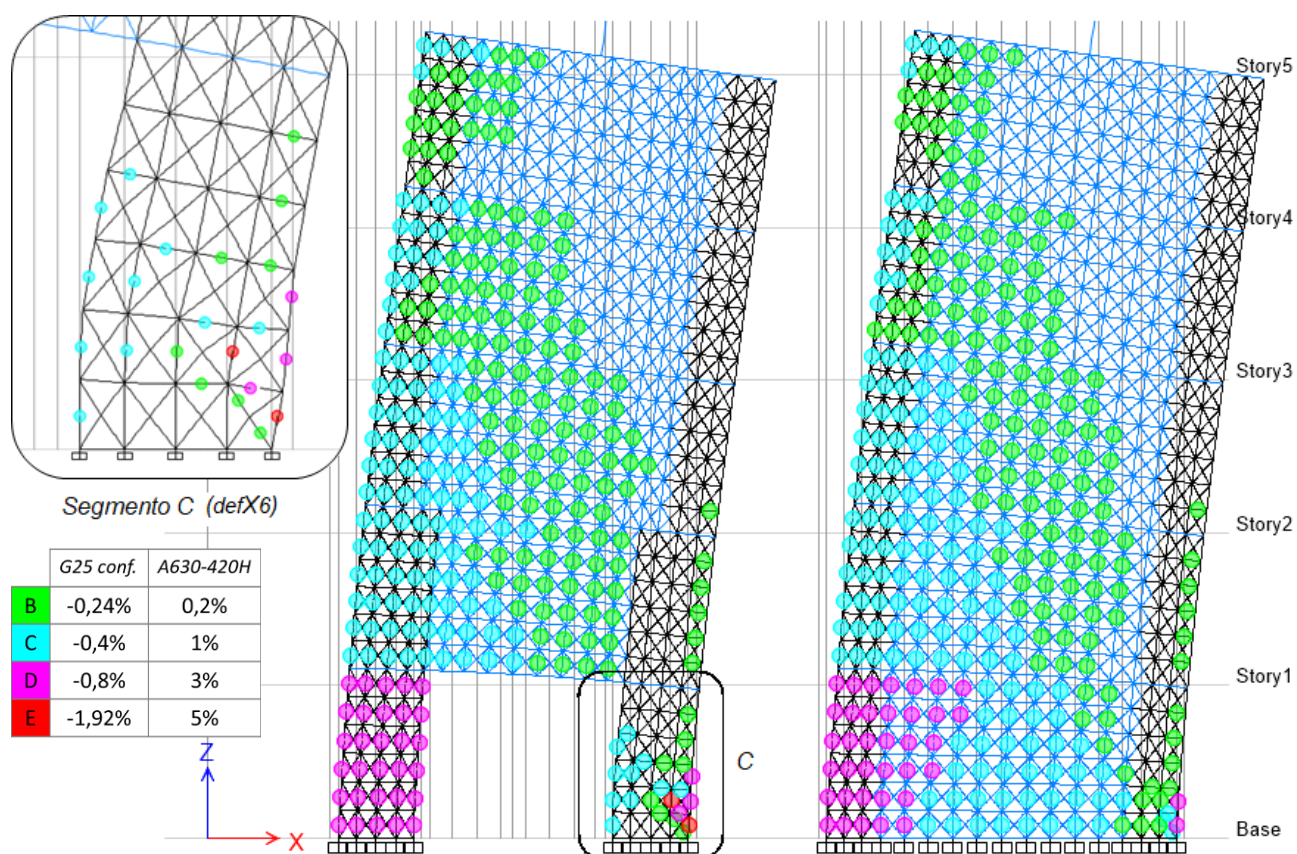


Figura 9.3.3 Deformada final y deformaciones unitarias del sistema C para  $\delta/H=0,045$ .

Las curvas momento vs desplazamiento de la Figura 9.3.4 muestran la capacidad de deformación de cada muro, donde se ve que su comportamiento es casi idéntico pese a que el Muro 1 posee una carga axial de  $-358[Tf]$  y el Muro 2 de  $-407[Tf]$ . Esta diferencia se compensa por la mayor cuantía de borde del Muro 1 en los dos primeros pisos.

La falla producida en el machón comprimido a un  $\delta/H = 4,5\%$  con un desplazamiento en el techo de  $1,68 [m]$ , lo que significa de todas maneras una alta capacidad de deformación pese a la irregularidad existente.

Al fallar el machón comprimido, las deformaciones unitarias en el Muro 2 son iguales a  $-0,014$  en el hormigón y a  $0,038$  en el acero, siendo muy similares a las alcanzadas por el Muro 1, lo que indica que ambos muros presentarían daños.

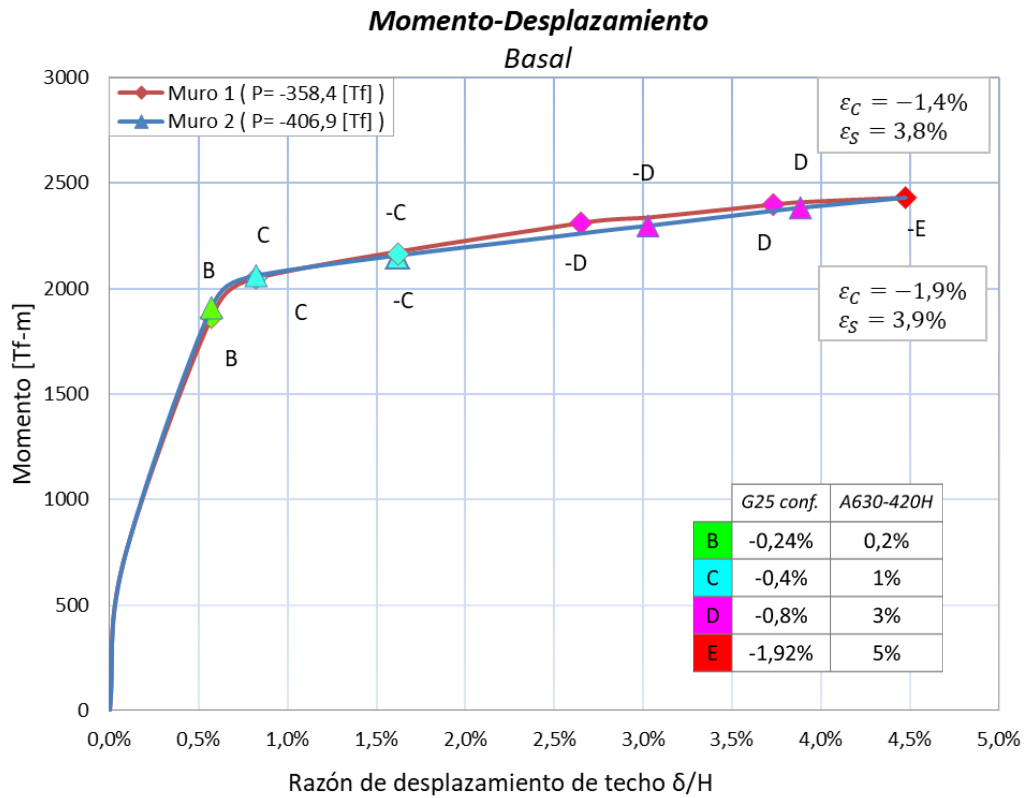


**Figura 9.3.4 Momento vs desplazamiento muros sistema C.**

En la Figura 9.3.5 se muestra la distribución de momento en la altura del Muro 1 y 2 para distintos desplazamientos. Se consideran cinco niveles de desplazamiento incluyendo los estados límites o límites de daño más importantes alcanzados por el sistema: corte de diseño, fluencia Muro 1 y 2, daño controlado Muro 1, inicio del pandeo Muro 1, y aplastamiento Muro 1.

En ambos muros los momentos máximos se ubican en la base. La distribución tiene la misma forma en ambos muros excepto en el primer piso donde se observa un estancamiento en el muro 2 y un aumento en el Muro 1. En ambos muros los momentos aumentan proporcionalmente en toda la altura a medida que aumenta el desplazamiento, sin existir una concentración local de momentos en la altura como se observó en el sistema anterior.

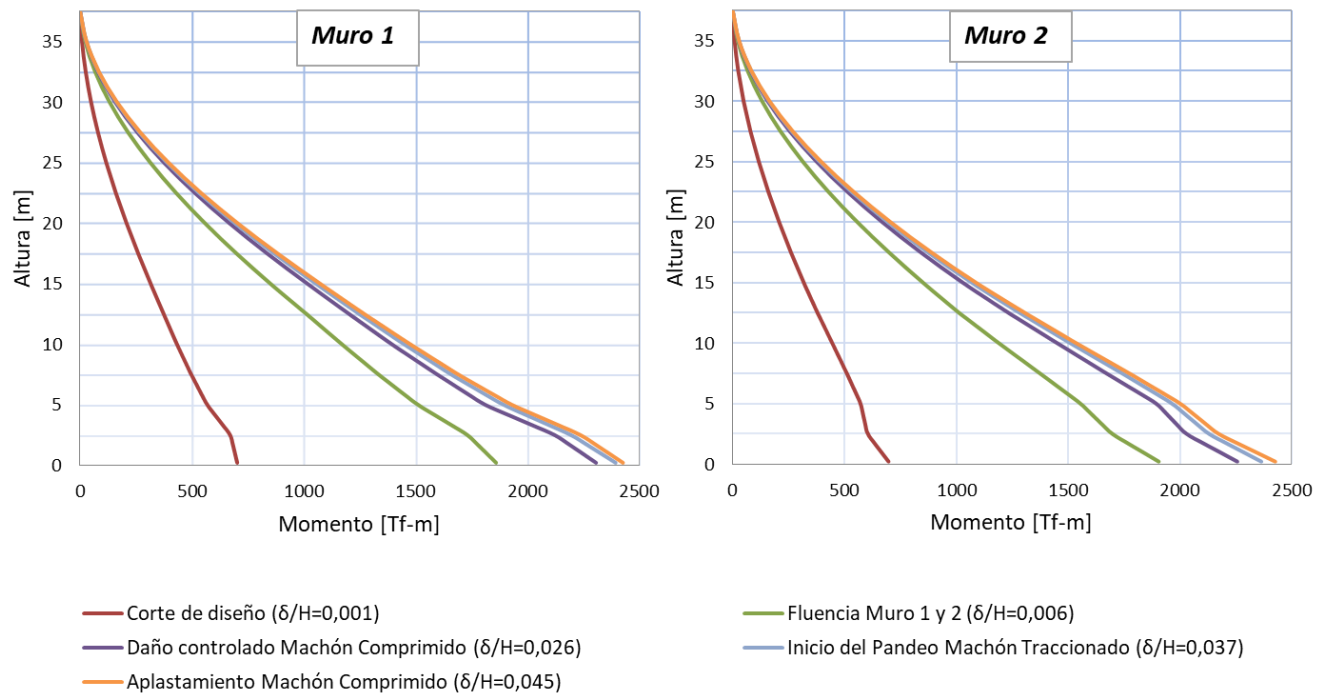


Figura 9.3.5 Distribución de momentos en la altura muros sistema C.

Por su parte en la Figura 9.3.6(a) se muestra en un mismo gráfico la distribución de momentos en la altura de ambos muros. Acá se observa que los momentos son idénticos en magnitud en los pisos superiores de ambos muros, y estos se van diferenciando a medida que se aproximan a la base. Esto muestra la poca influencia del alma en los momentos resistentes del Muro 1, teniendo a una distribución de momentos similar a la de que tendría la sección completa.

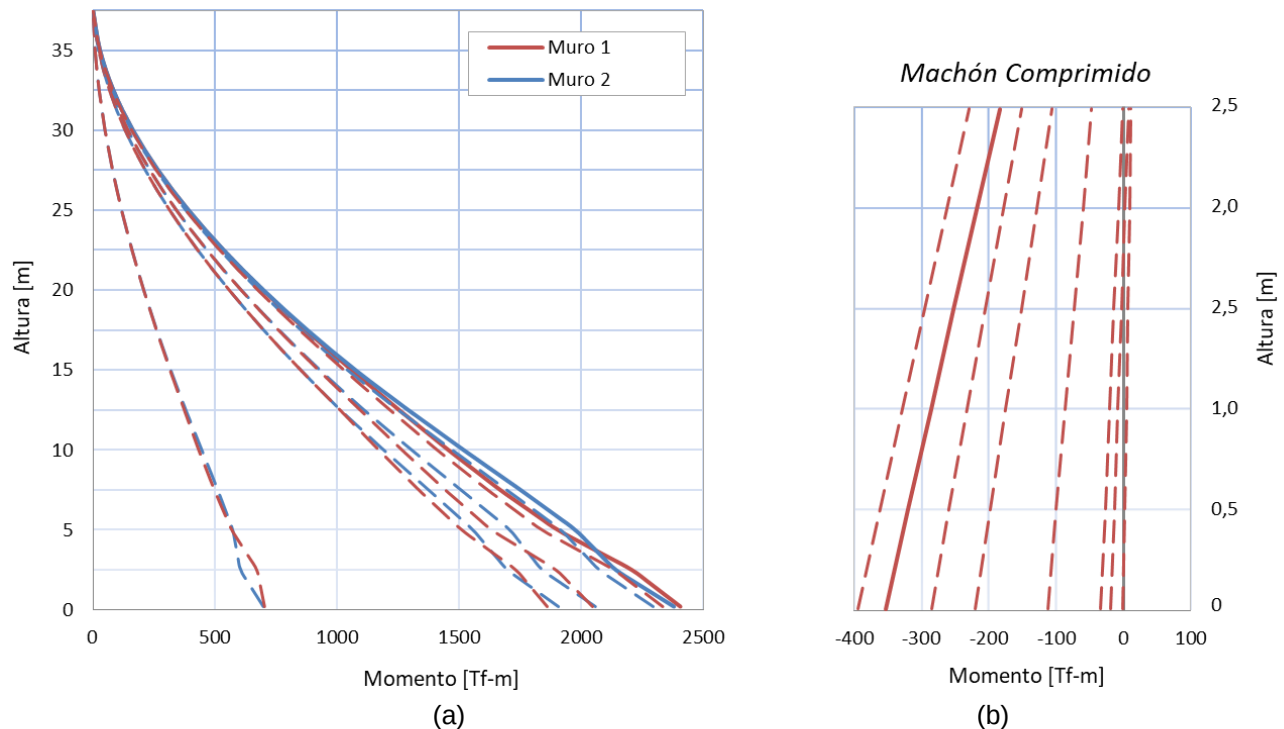


Figura 9.3.6 Comparación de la distribución de momentos en la altura del sistema C.

En la Figura 9.3.6(b) se muestra la distribución de momentos en la altura del machón comprimido. Se ve que inicialmente posee un punto de inflexión en el tope, que desaparece al aumentar los desplazamientos y flectarse el machón completo.

Con la Figura 9.3.7 se puede entender más claramente la respuesta que tienen los machones en la base a medida que aumenta el desplazamiento. Dentro del diagrama de interacción se aprecia cómo va aumentando el momento flector y la carga axial en el machón comprimido a medida que se desplaza el sistema, hasta alcanzar la fluencia. A medida que el sistema se sigue desplazando se tienen pequeños aumentos de momento y carga axial debido al endurecimiento del acero, hasta que finalmente se alcanza la falla con una compresión de -643 [Tf].

Por su parte el machón traccionado claramente no trabaja en flexión, disminuyendo su carga axial a medida que se desplaza el sistema. Luego el machón se estiraría al punto que queda completamente en tracción, alcanzando eventualmente la fluencia. Posteriormente, las tensiones aumentan levemente debido al endurecimiento llegando a las 285 [Tf].

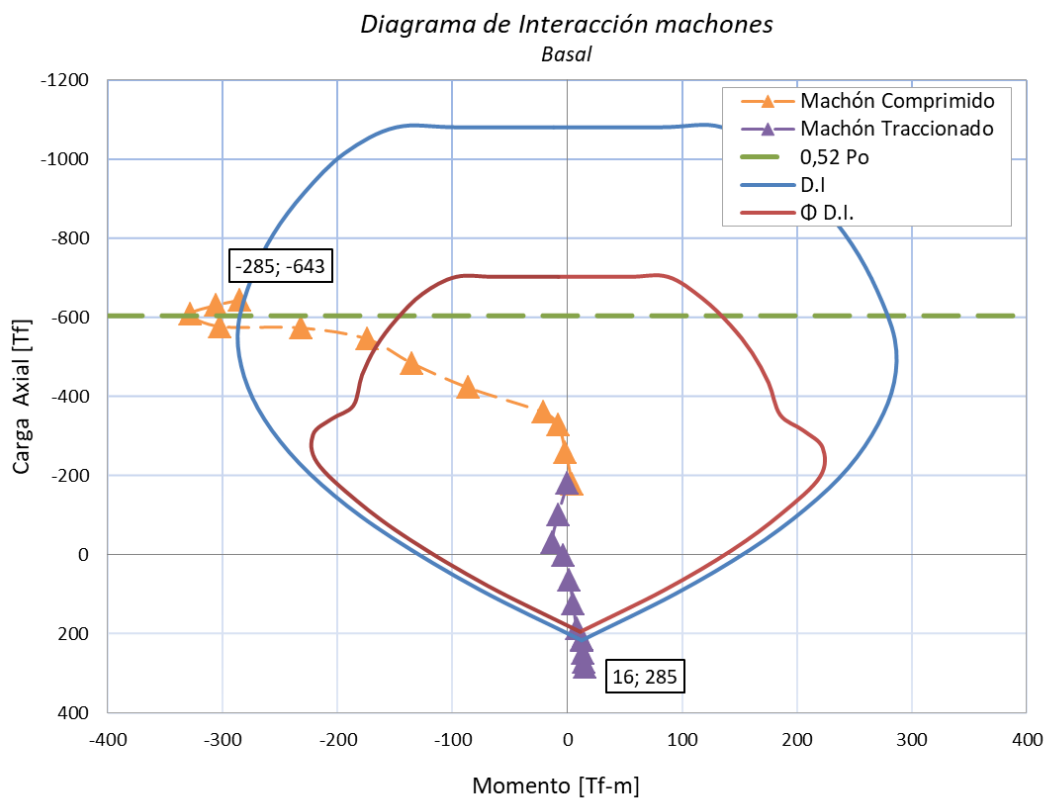


**Figura 9.3.7 Incremento de las solicitaciones en el Diagrama de interacción machones “sistema C”.**

Como ya se ha dicho, se requiere una alta capacidad de deformación en el machón comprimido, lo cual depende en gran medida de la carga axial que este reciba. El poder estimar la compresión máxima sobre el machón permitiría realizar un diseño acorde. En la Figura 9.3.8 se muestra un diagrama de cuerpo libre de las fuerzas sobre los machones. El equilibrio de fuerzas verticales puede ser resuelto fácilmente con la ecuación (10), sabiendo que todo el refuerzo longitudinal del Machón traccionado se encuentra con un alargamiento mayor al 3% [ver Figura 9.3.3] y con una resistencia cercana a 1,25 veces la fluencia.

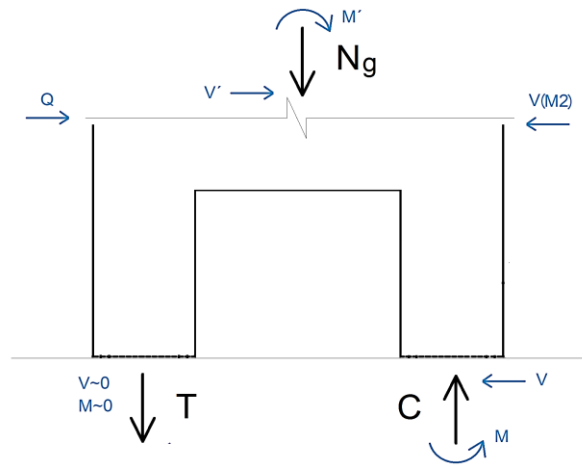


Figura 9.3.8 Diagrama de cuerpo libre machones, Fuerzas en dirección Z.

$$C = N_g + T \quad (10)$$

$$C = N_g + 1,25 f_y A_s$$

En la Tabla 5 se presenta el valor de carga axial sobre el machón comprimido, estimado según este método. Se estima una carga axial igual a -629 [Tf], valor muy cercano al máximo de -643 [Tf] obtenido con el análisis incremental. Como comparación, se presenta además en la tabla el límite de carga axial utilizado en el diseño de los machones (ACI 318, 2015), el cual entrega un valor más conservador igual a -604[Tf].

Tabla 5 Estimación de la carga axial máxima en el machón comprimido.

| Carga Axial Machón Comprimido [Tf]  |      |
|-------------------------------------|------|
| Estimación de respuesta sísmica (C) | -629 |
| Máximo de Análisis Incremental      | -643 |
| Límite de diseño (0,52 $P_0$ )      | -604 |

En la Figura 9.3.9 se muestra la relación momento curvatura del machón comprimido, suponiendo la carga axial máxima que se tendría frente a una respuesta sísmica, estimada según la ecuación (10) ( $P = -629$  [Tf]). De esta curva se obtienen las curvaturas para el hormigón correspondientes a un acortamiento unitario del 0,008 asociado al límite de daño controlado y del 0,019 asociado al aplastamiento.

Se puede considerar que se genera una rotación plástica concentrada en la base del machón comprimido. Se supone que esta rotación ocurre en una rotula plástica de largo  $l_p = 0,5 l_w$ . Con esta información, se podría estimar de manera simplificada el desplazamiento en el tope del machón con la ecuación (12), y por tanto estimar el desplazamiento relativo (*drift*) del primer piso para ambas curvaturas (ver Tabla 6). Las estimaciones obtenidas no son muy precisas debido a la manera en que se deforma el machón comprimido, el cual no presenta punto de inflexión frente a grandes desplazamientos [ver figuras 9.3.3 y 9.3.6(b)]. Sin embargo se obtienen valores más conservadores.

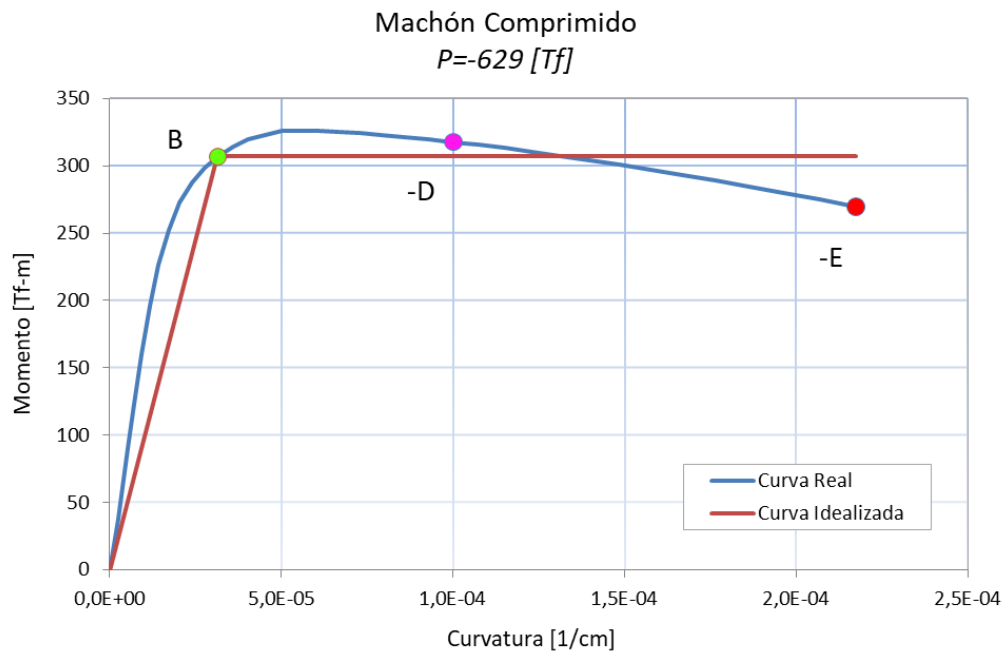


**Figura 9.3.9 Momento Curvatura machón comprimido**

$$\delta = \left( \varphi \frac{l_w}{2} \right) h_1 \quad (11)$$

**Tabla 6 Estimación de la capacidad de deformación del machón comprimido.**

| Capacidad de deformación Machón Comprimido |               |                                   |                      |
|--------------------------------------------|---------------|-----------------------------------|----------------------|
| $\varepsilon_c$ [%]                        | $\Phi$ [1/cm] | Drift piso 1 ( $\delta/h_1$ ) [%] |                      |
|                                            |               | Estimación M- $\Phi$              | Análisis Incremental |
| -0,8 (-D)                                  | 1,00E-04      | 0,8                               | 1,4                  |
| -1,92 (-E)                                 | 2,18E-04      | 1,6                               | 2,4                  |

En la Figura 9.3.10 se muestra la distribución del corte en la altura de ambos muros para distintos desplazamientos. Se consideran los mismos cinco estados mencionados previamente.

La irregularidad vertical afecta los dos primeros pisos. En el Muro 1 se ve un aumento violento del corte justo sobre los machones que es compensado con una gran disminución en el otro muro. En el primer piso los machones toman un poco menos de corte, el cual es traspasado hacia el Muro 2.

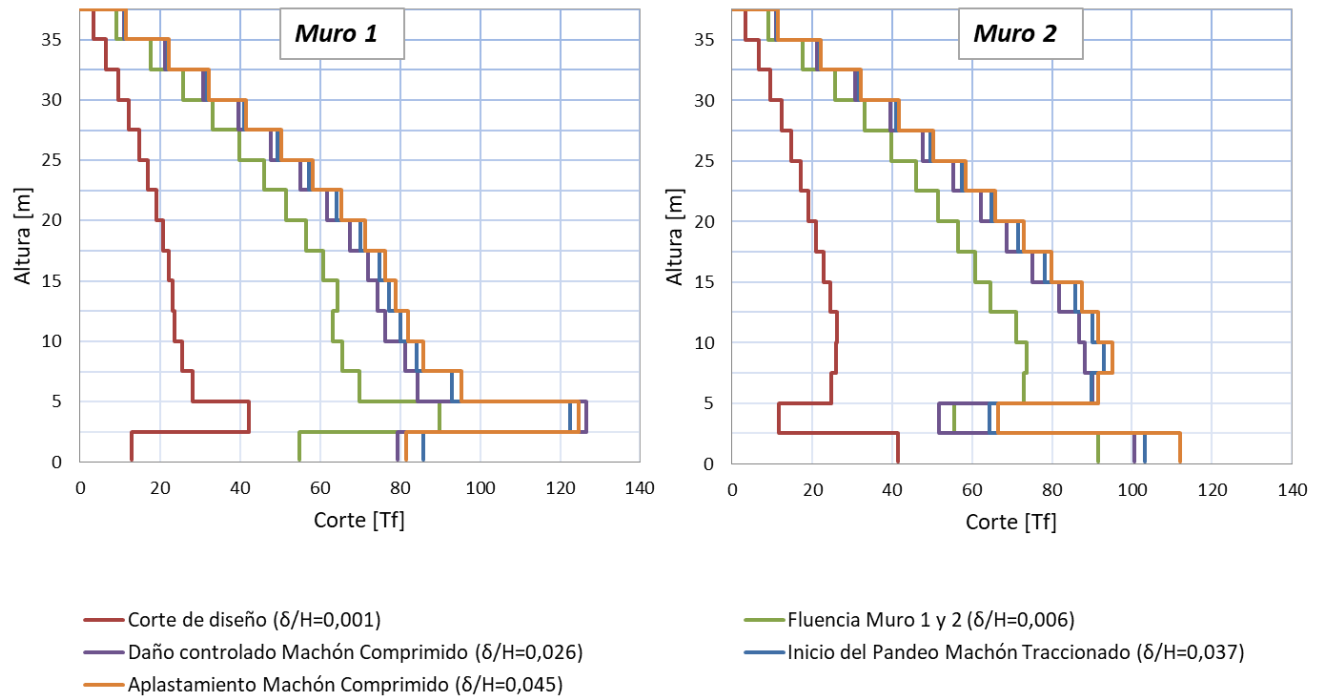


**Figura 9.3.10 Distribución de corte en la altura muros “sistema C”.**

En la Figura 9.3.11 y en la Figura 9.3.12 se muestran la distribución de tensiones dentro de los muros frente al desplazamiento final. Acá se aprecia claramente el aumento de corte en el segundo piso sobre los machones, donde las diagonales comprimidas en el alma deben compensar el corte de la abertura de muro que se tiene debajo. Estos penetran en el machón traspasando las tensiones a la zona comprimida como se ve en el segmento D.

En la ampliación del segmento D se ve que se tienen tracciones a un lado del machón comprimido, debido a la gran flexión que este presenta. La flexión aumenta acercándose a la base, aumentando así las tracciones y disminuyendo el tamaño de la zona comprimida, concentrando las tensiones en un solo punto donde finalmente ocurre la falla.

El aumento repentino en magnitud de la diagonal en compresión en el primer piso del Muro 2, demuestra el corte extra que debe resistir debido a la presencia de los machones.

En la Figura 9.3.12 se observa que todo el corte basal del Muro 1 es absorbido por el machón comprimido. Sin embargo, este corte es menor que la resistencia de diseño reducida para cada machón, la cual es  $\phi V_n = 85,4 [Tf]$  considerando un factor  $\phi = 0,75$ , como se recomienda en el ACI318 para el diseño al corte por capacidad (ACI 318, 2015).

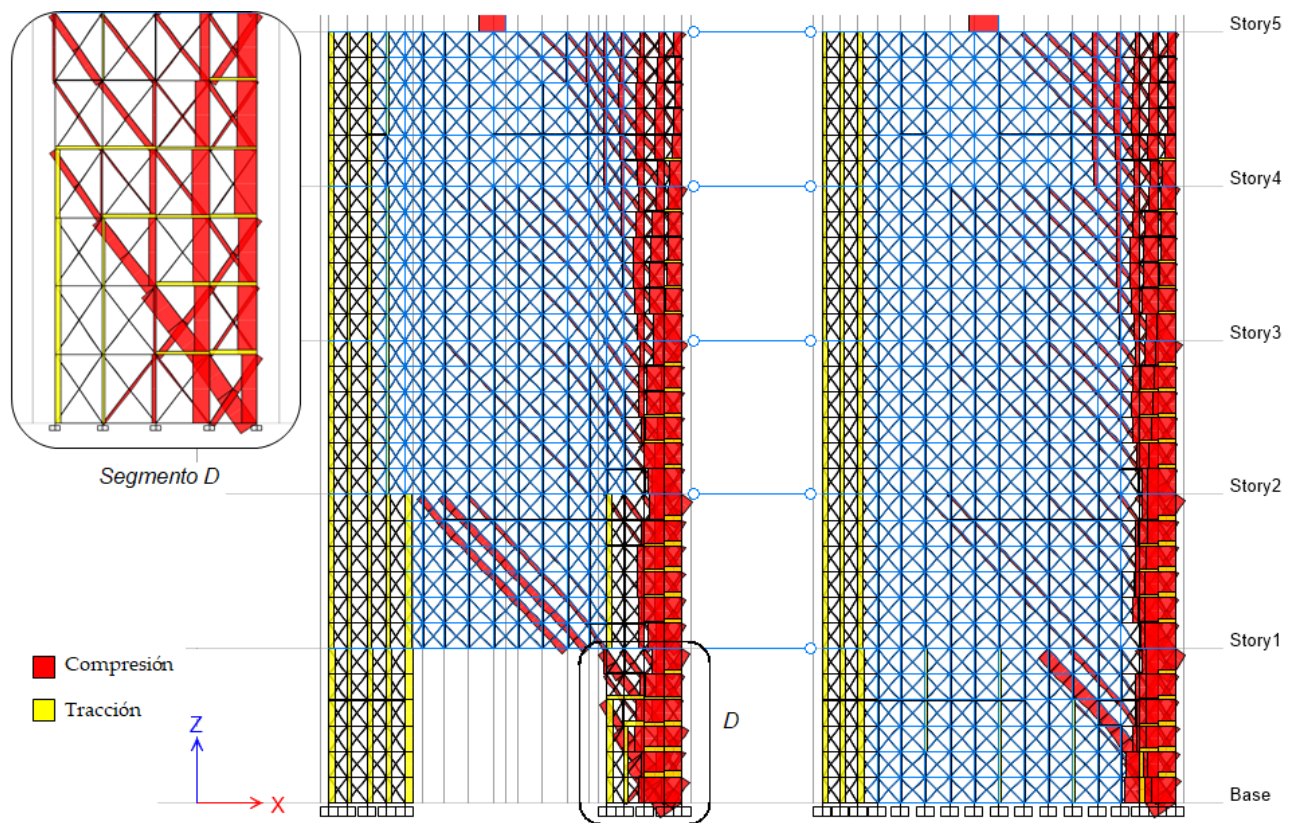


Figura 9.3.11 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor "sistema C".

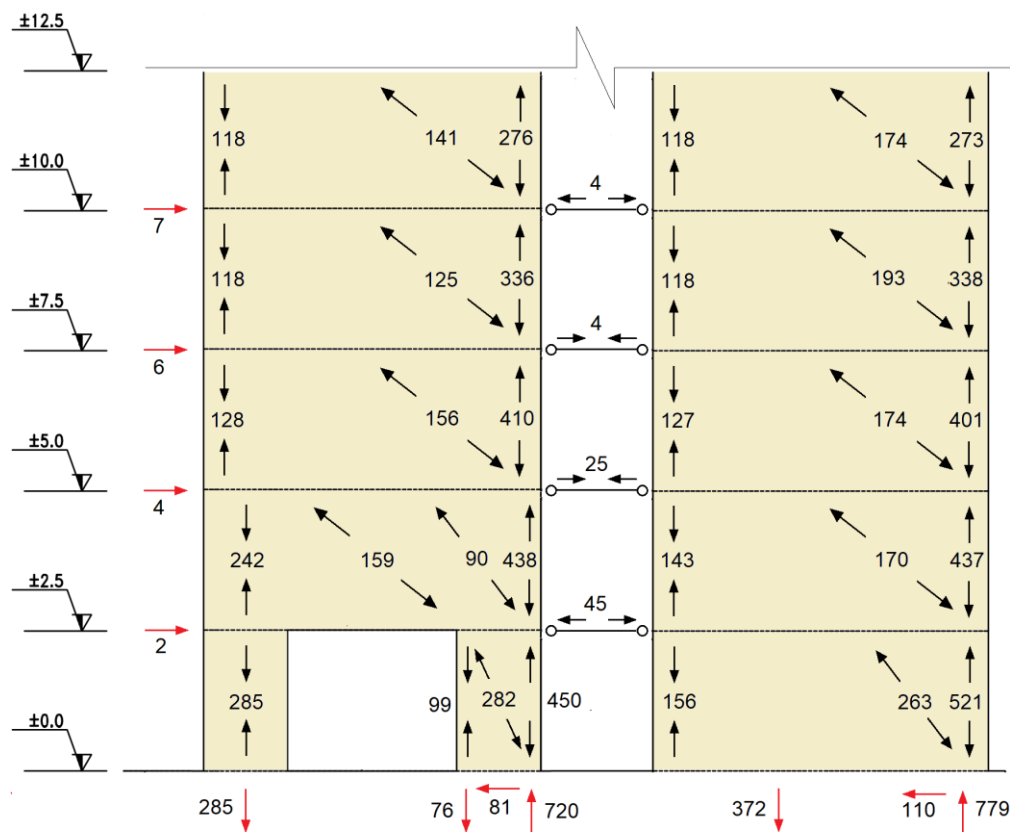


Figura 9.3.12 Esquema de transferencia de fuerzas del sistema C en puntales más solicitados [Tf].

### 9.4 Sistema con un muro apoyado sobre columnas con trancamiento

En la Figura 9.4.1 se muestra la relación corte basal versus desplazamiento lateral de techo proveniente del análisis incremental (*pushover*) para el sistema D, idéntico al sistema C pero con un Muro 3 de 20 [m] de largo que provoca un trancamiento en el primer piso. Se estudiará el comportamiento del muro sobre columnas con un trancamiento al nivel de la irregularidad.

En este caso, los resultados muestran que se alcanzaría un corte basal máximo de 200 [Tf] correspondiente a un 23,7% del peso del sistema siendo muy cercano a lo obtenido sin el trancamiento.

Además, se alcanzó el estado límite último de aplastamiento en el hormigón con  $\delta/H = 0,053$ , indicando que para un muro sobre columnas el trancamiento provoca que el sistema tenga mayor capacidad de deformación.

Nuevamente los Muros 1 y 2 fluyen juntos con  $\delta/H=0,006$  y alcanzan el 1% de alargamiento en el acero muy cerca uno de otro con  $\delta/H=0,01$ . El Muro 2 alcanzan antes el inicio de pandeo con  $\delta/H=0,042$  mientras el Muro 1 lo hace con  $\delta/H=0,046$ .

También nuevamente las altas compresiones concentradas en el machón comprimido provocan daños importantes en el hormigón. Ambos muros perderían el recubrimiento a un  $\delta/H=0,02$  pero el Muro 1 supera el límite de daño controlado con  $\delta/H=0,029$  mientras el Muro 2 lo hace con  $\delta/H=0,035$ . Finalmente se produciría el aplastamiento del hormigón en el machón comprimido bajo el Muro 1 con un  $\delta/H=0,053$ .

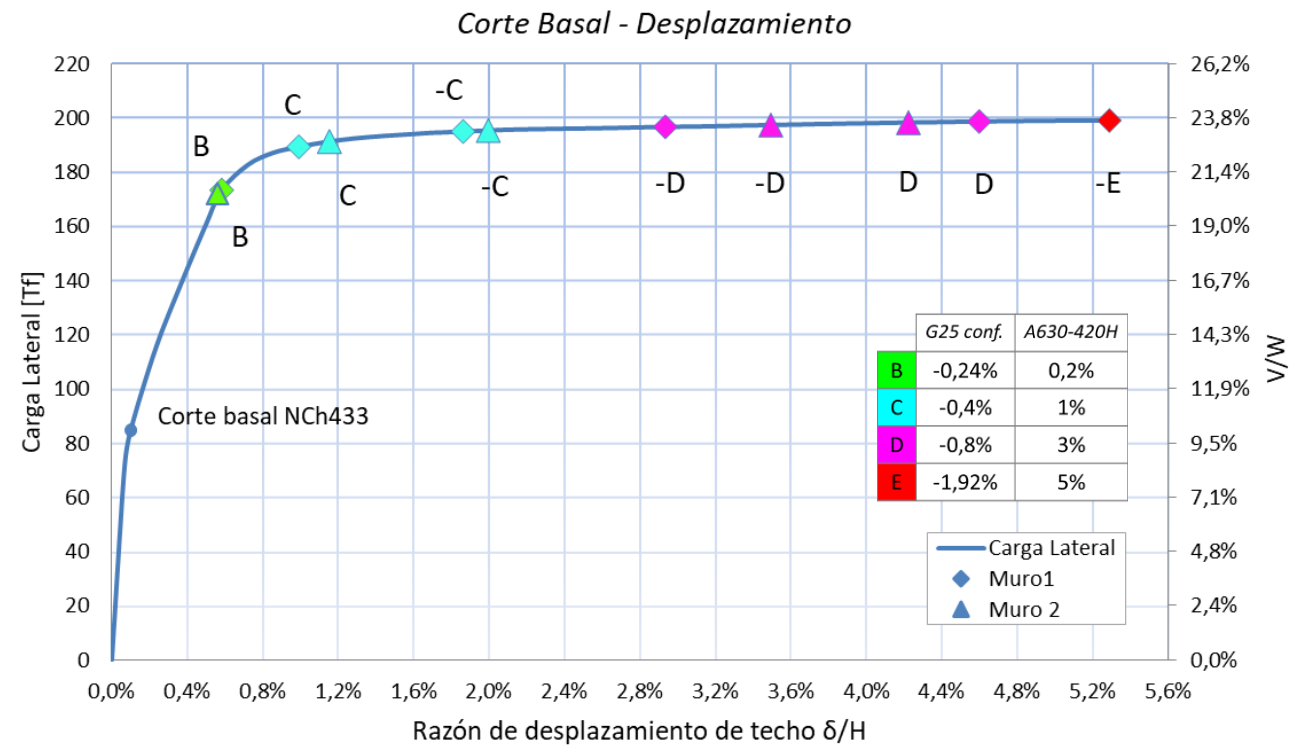


Figura 9.4.1 Respuesta global del sistema D (curva *pushover*).

En la Figura 9.4.2(a) se muestra la deformada del sistema para  $\delta/H=0,006$  donde ambos muros comenzarían a fluir desde el segundo piso hasta el quinto.

En la Figura 9.4.2(b) se muestra la deformada del sistema para  $\delta/H=0,029$  donde en la parte superior del machón comprimido se alcanza un acortamiento unitario de 0,008 en el hormigón, justo donde comienza el trancamiento. La zona plastificada se propaga hacia la base y todo el refuerzo longitudinal del machón traccionado se encuentra en el rango de endurecimiento desde la base hasta el tope, superando el límite de servicio dado por 1% de alargamiento.

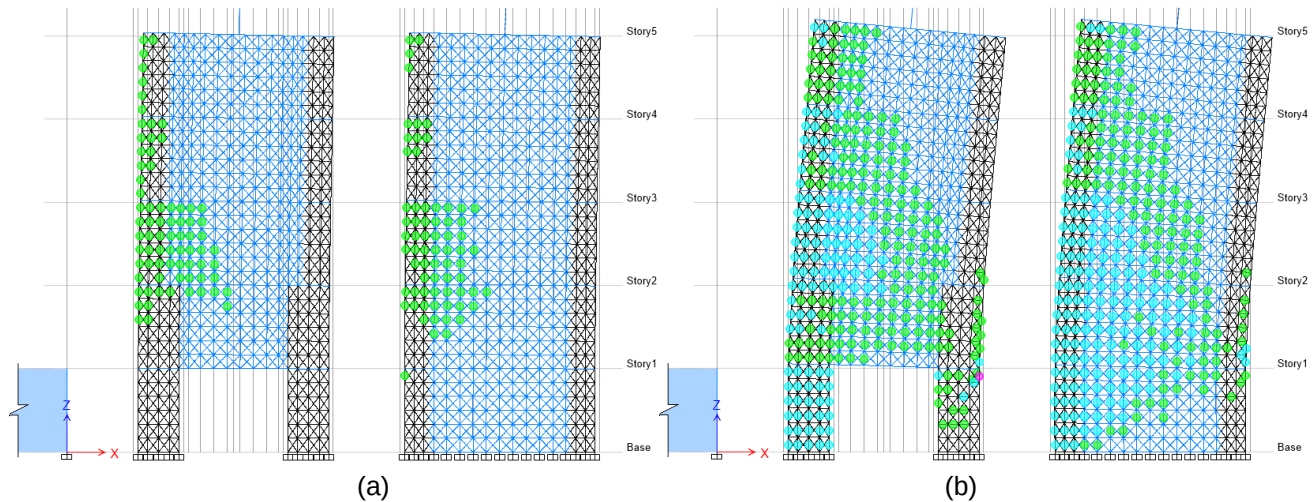


**Figura 9.4.2 Deformada y deformaciones unitarias del sistema D para (a)  $\delta/H=0,006$  y (b)  $\delta/H=0,029$ .**

En la Figura 9.4.3 se muestra la deformada del sistema en el estado último, a un  $\delta/H=0,053$  cuando se produciría aplastamiento del hormigón en la parte superior del machón comprimido. También se muestra una ampliación del segmento E donde se ve que a diferencia de lo ocurrido en el sistema C, el trancamiento produce que el machón comprimido se deforme con mayor curvatura en la parte superior y que esta vaya disminuyendo hacia la base.

También se observa que el hormigón ha superado el 0,008 de acortamiento unitario en las diagonales de la zona crítica debido los traspasos de corte que provoca el Muro 3.

En cuanto al refuerzo, en el Muro 1 se supera el límite de inicio del pandeo en el Machón traccionado completo y en el tercer piso, donde disminuye la cuantía longitudinal utilizada. Por su parte en el Muro 2 este estado límite se sobrepasa en el refuerzo de los dos primeros pisos.

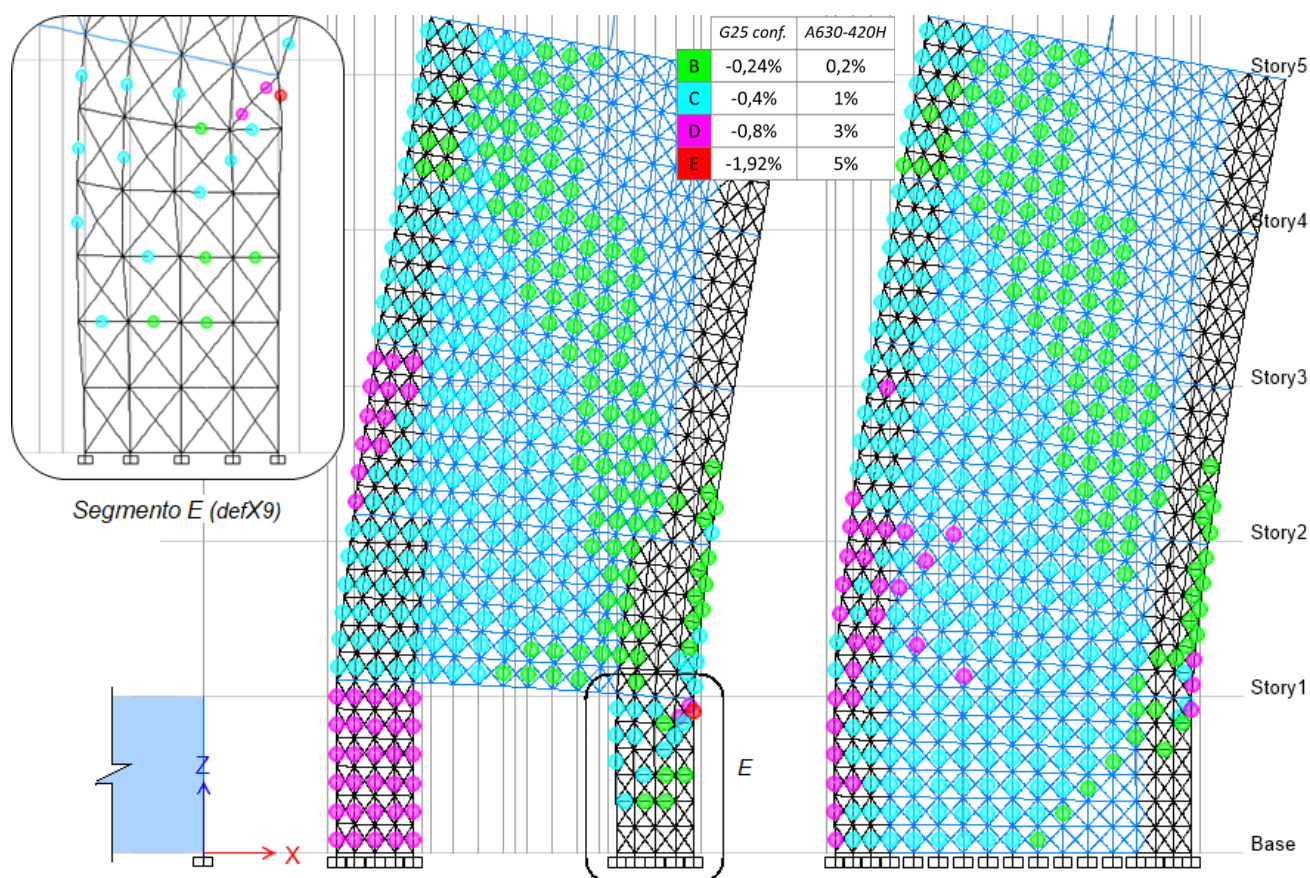


Figura 9.4.3 Deformada final y deformaciones unitarias del sistema D para  $\delta/H=0,053$ .

En las curvas momento vs desplazamiento de la Figura 9.4.4, donde se muestra la capacidad de deformación de cada muro, se ve nuevamente que su comportamiento similar. La falla se produce con  $\delta/H = 0,053$  equivalente a un desplazamiento en el techo de 2 [m], lo que significa que un trancamiento a nivel de los machones permite una alta capacidad de deformación del sistema.

Al fallar el machón comprimido, las deformaciones unitarias en el Muro 2 son iguales a -0,01 en el hormigón y a 0,03 en el acero, lo que indica que se presentarían menores daños que en el Muro 1.

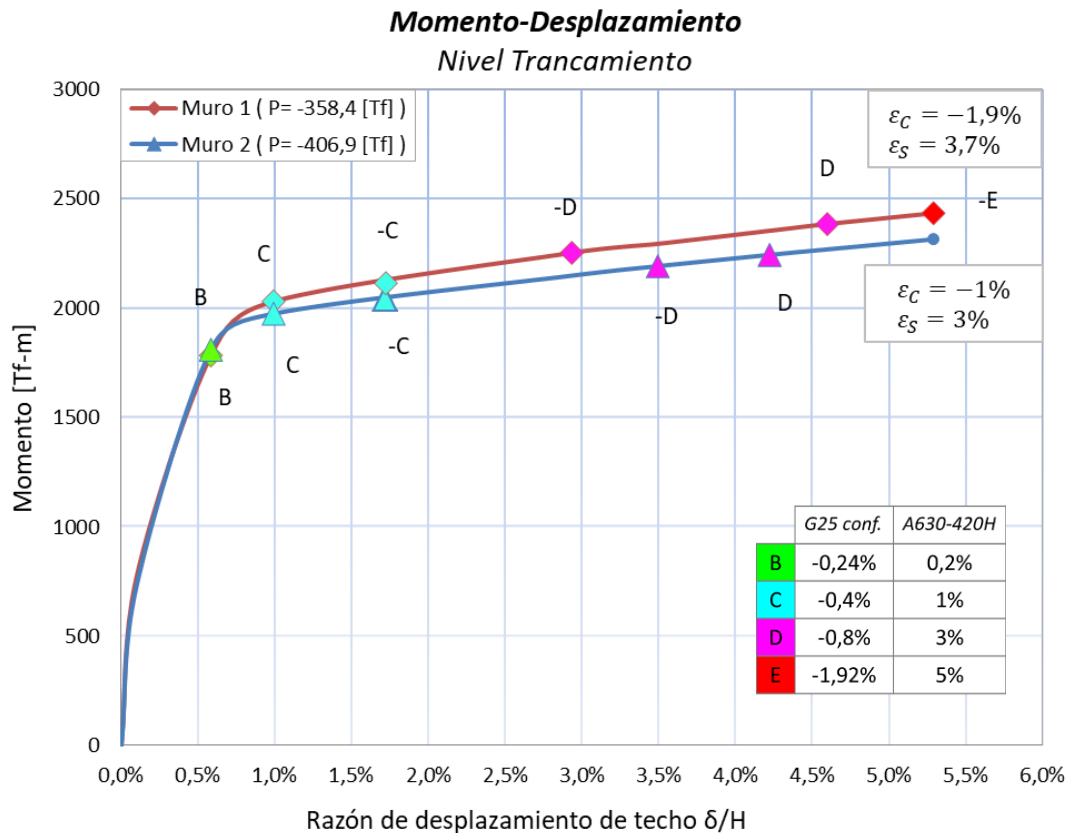


**Figura 9.4.4 Momento vs desplazamiento muros sistema D.**

En la Figura 9.4.5 se muestra la distribución de momento en la altura del Muro 1 y 2 para distintos desplazamientos. Se consideran cinco niveles de desplazamiento incluyendo los estados límites o límites de daño más importantes alcanzados por el sistema: corte de diseño, fluencia Muro 1 y 2, daño controlado Muro 1, inicio del pandeo Muro 1, aplastamiento Muro 1.

En ambos muros los momentos máximos se ubican en el cielo del primer piso en el nivel del trancamiento. Estos van disminuyendo casi linealmente hacia los pisos superiores e inferiores. Notar que la disminución en los pisos inferiores no anula completamente los momentos en la base siendo aún considerables en magnitud.

Al igual que en el sistema C, la distribución de momentos en la altura es idéntica en ambos muros excepto en el primer piso. En ambos muros el aumento de los momentos se concentra en el nivel del trancamiento a medida que aumentan los desplazamientos.

En la Figura 9.4.6(a) se muestra en un mismo gráfico la distribución de momentos en la altura del Muro 1, 2 y 3 observándose que los momentos son idénticos en magnitud en los pisos superiores de ambos muros, y que estos se van diferenciando a medida que se aproximan a la base, obteniéndose mayores momentos en el Muro 1.

También se observa que las disminuciones de momento de los Muros 1 y 2 en el primero piso son compensadas por el momento que absorbe el Muro 3. Pese a esto, la magnitud de los momentos en el Muro 3 es siempre menor que en la obtenida en los otros dos muros.

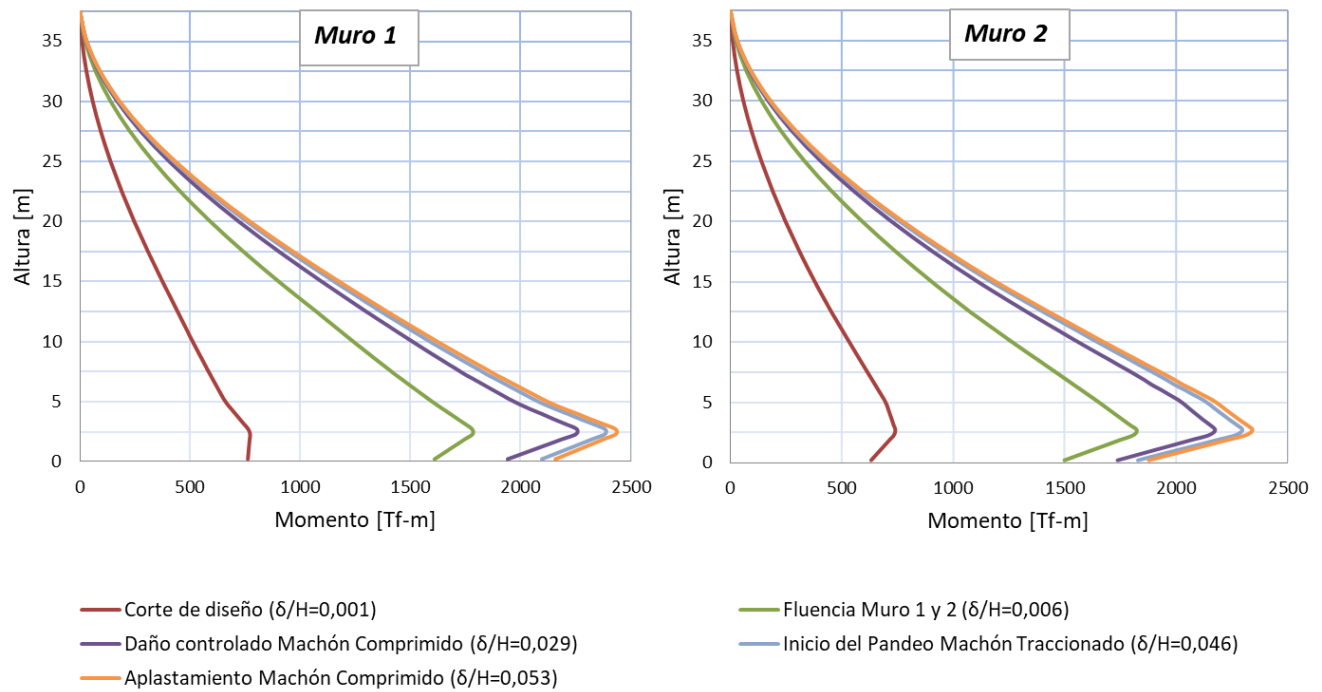


Figura 9.4.5 Distribución de momentos en la altura muros sistema D.

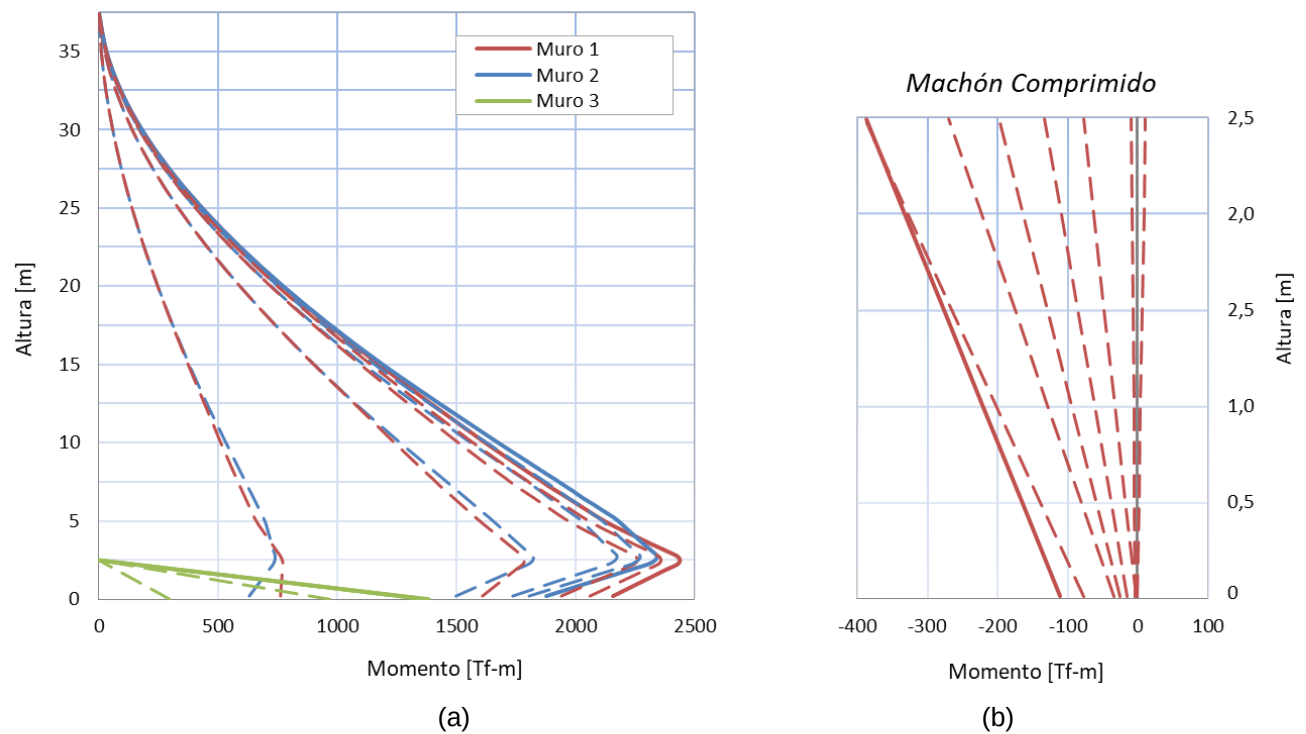


Figura 9.4.6 Comparación de la distribución de momentos en la altura del sistema D.

En la Figura 9.4.6(b) se muestra la distribución de momentos en la altura del machón comprimido. Se ve que el trancamiento afecta la flexión que toma el machón concentrándose los mayores momentos en la cima donde finalmente ocurre la falla.

En la Figura 9.4.7 se muestra la respuesta de momento flector y carga axial que tienen los machones, a nivel del trancamiento, a medida que aumenta el desplazamiento. Dentro del diagrama de interacción se aprecia que el comportamiento de los machones es similar al que se obtuvo en el sistema C.

En el machón comprimido va aumentando la flexión y la carga axial a medida que se desplaza el sistema hasta alcanzar la fluencia. A medida que se sigue desplazando se tienen pequeños aumentos de momento y carga axial debido al endurecimiento del acero, hasta que finalmente se alcanza la falla con una compresión de -635 [Tf] siendo aún más cercano al valor máximo estimado previamente de -629 [Tf].

Por su parte el machón traccionado tampoco trabaja en flexión, disminuyendo solo su carga axial a medida que se desplaza el sistema. Luego el machón quedaría completamente en tracción, alcanzando eventualmente la fluencia. Posteriormente, las tensiones siguen aumentando levemente debido al ingreso en el escalón de endurecimiento del acero, llegando a las 281 [Tf].

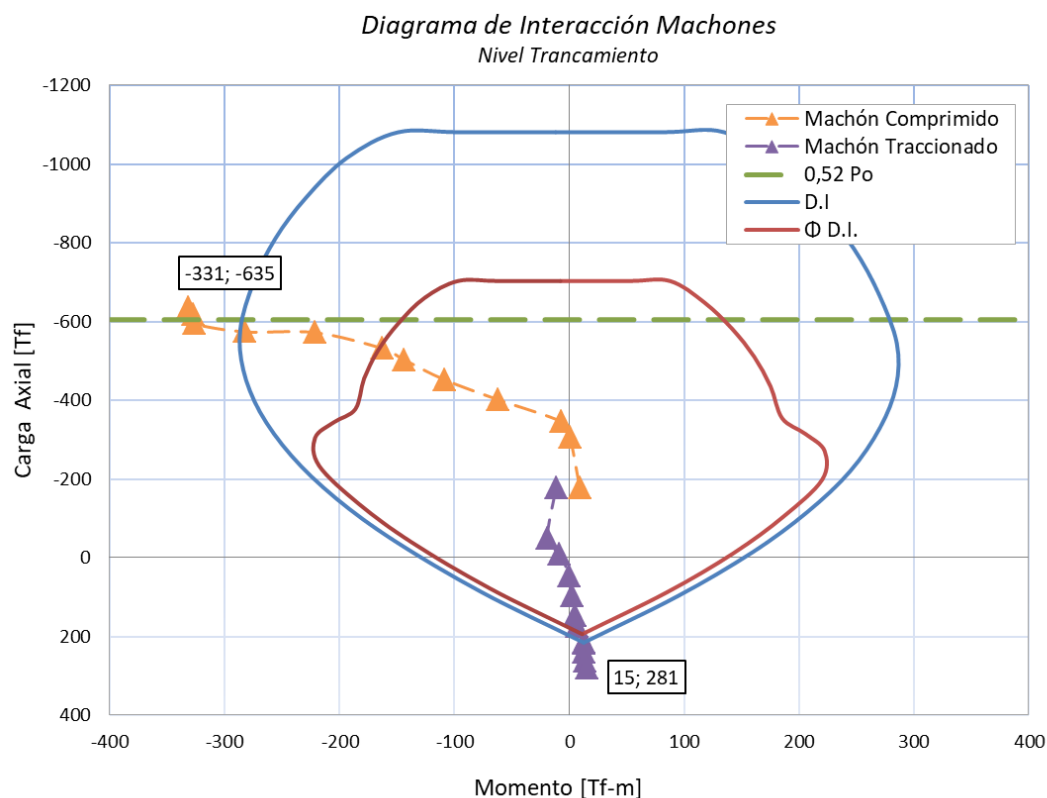


**Figura 9.4.7 Incremento de las solicitaciones en el Diagrama de interacción Machones sistema D.**

En la Tabla 5 se presenta nuevamente el valor estimado de carga axial para el machón comprimido según la ecuación (12), obtenida con el método explicado previamente. Como comparación se presenta la carga axial máxima obtenida con análisis incremental y el límite de carga axial utilizado en el diseño de los machones (ACI 318, 2015).

$$C = N_g + T$$

$$C = N_g + 1,25 f_y A_s \quad (12)$$

**Tabla 7 Estimación de la carga axial máxima en el machón comprimido.**

| Carga Axial Machón Comprimido [Tf]      |      |
|-----------------------------------------|------|
| Estimación de respuesta sísmica (C)     | -629 |
| Máximo de Análisis Incremental          | -635 |
| Límite de diseño (0,52 P <sub>0</sub> ) | -604 |

En la Figura 9.4.8 se muestra la distribución del corte en la altura de ambos muros para distintos desplazamientos laterales. Se consideran los mismos cinco estados de deformación mencionados previamente.

La irregularidad vertical afecta los dos primeros pisos. En el Muro 1 se ve un aumento del corte justo sobre los machones, compensado con una disminución en el otro muro. El trancamiento produce en el primer piso enormes traspasos de corte que llegan a magnitudes negativas cercanas al doble de las registradas para el primer piso del sistema C. A diferencia del Muro 2 que posee la sección completa, en el Muro 1 estos cortes negativos deben ser resistidos solamente por los machones.

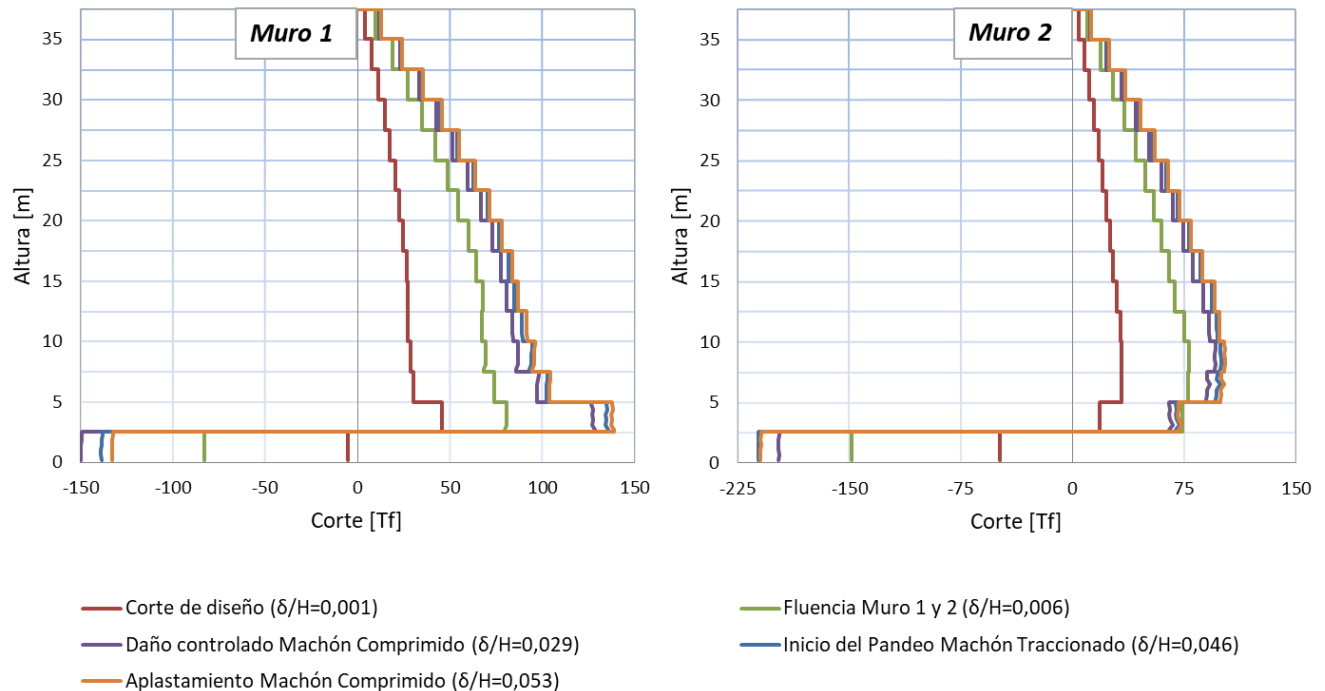


**Figura 9.4.8 Distribución de corte en la altura Muros sistema D.**

En la Figura 9.4.9 se muestra la distribución de tensiones dentro de los muros frente al desplazamiento final. Se aprecia que el trancamiento provoca un menor aumento de corte en el segundo piso sobre los machones que en el sistema C.

Además, el trancamiento produce que en el primer piso las diagonales comprimidas cambien su dirección apuntando en el otro sentido presentando importantes magnitudes en todas las diagonales. Este traspaso de corte queda más claro con la Figura 9.4.10 donde se aprecian las fuerzas transferidas entre los muros en los puntales más solicitados. Estas tensiones generan el aumento violento del corte mostrado en la Figura 9.4.8. El corte que recibe el machón comprimido es mayor que el obtenido sin el trancamiento, pudiendo fallar por corte si no se evalúa correctamente. Es necesario realizar un diseño por capacidad.

Las tracciones mostradas en la ampliación del segmento F demuestran la gran curvatura que produce el trancamiento sobre la parte superior del machón comprimido. Estas tracciones van disminuyendo hacia abajo hasta que el machón queda completamente comprimido en la base donde la flexión es muy baja. También se observa que en esta zona convergen puntales de compresión desde arriba y desde abajo. Esta es la zona donde finalmente se produce la falla mostrada en la Figura 9.4.3, por lo que perfectamente se podría encontrar una falla por compresión diagonal en un sistema con este tipo de irregularidad vertical.

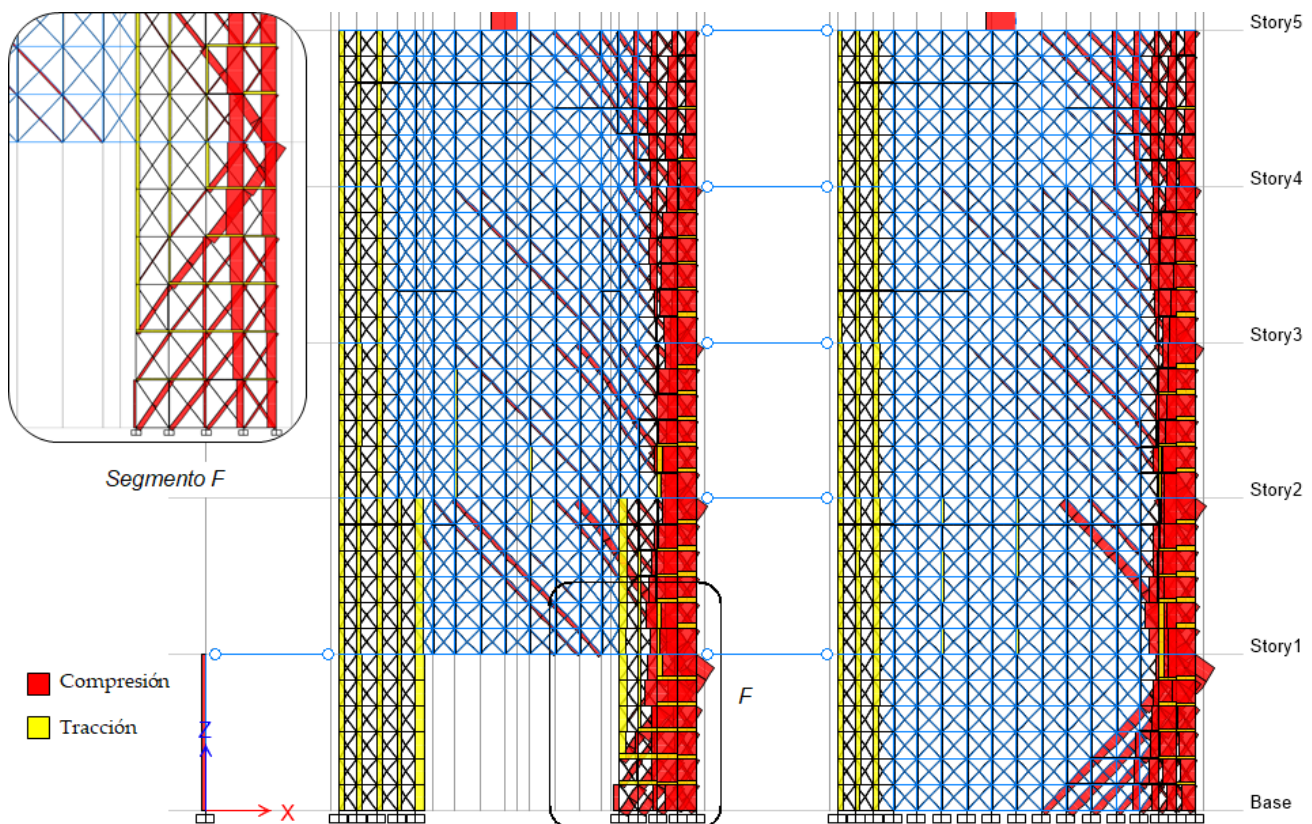


Figura 9.4.9 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema D.

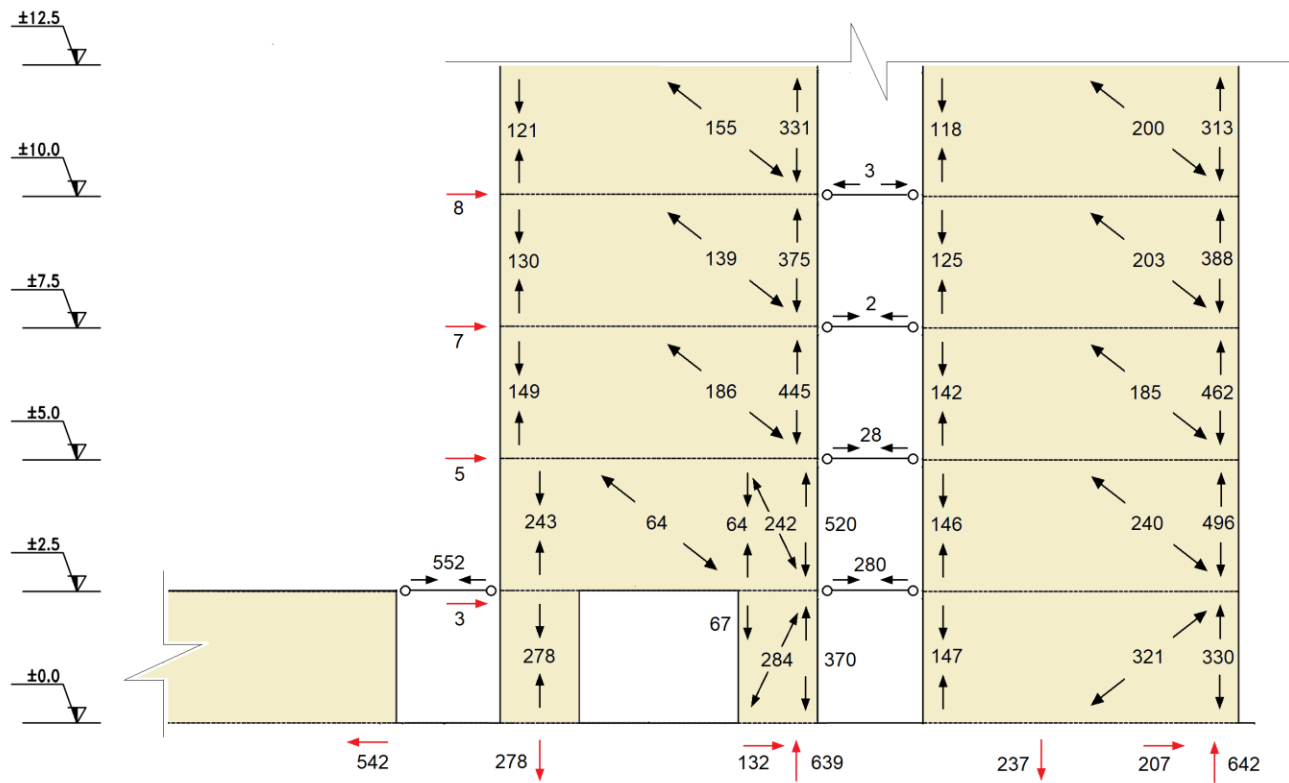


Figura 9.4.10 Esquema de transferencia de fuerzas del sistema D en puntales más solicitados [Tf].

## 9.5 Sistema con un muro bandera

El sistema E está formado por un muro bandera denominado Muro1 de 320 [cm] de largo y que sobresale 280 [cm] desde el tercer piso, junto al Muro 2 de 600 [cm] de largo regular en la vertical. Se estudia el efecto de la irregularidad vertical del muro al disminuir su largo en los pisos inferiores. Debido a la asimetría que poseen los muros con este tipo de irregularidad, se estudia la respuesta frente a un desplazamiento positivo y negativo.

### 9.5.1 Desplazamiento en la dirección positiva

En la Figura 9.5.1 se muestra la relación corte basal versus desplazamiento lateral de techo proveniente del análisis incremental (*pushover*) para un desplazamiento en la dirección positiva. Se alcanzó un corte basal máximo de 146 [Tf] correspondiente a un 18,6% del peso del sistema, siendo muy cercano a lo obtenido en el sistema de referencia (sistema A) debido a que ambos sistemas son idénticos en los dos primeros pisos.

El estado límite último de aplastamiento en el hormigón se alcanzó con un  $\delta/H$  máximo de 0,031, representando la menor capacidad de deformación de entre los seis sistemas.

El Muro 2 comienza a fluir con  $\delta/H=0,005$ , mientras que el Muro 1 lo hace con  $\delta/H=0,008$ . El 1% de alargamiento en el acero se supera con  $\delta/H=0,01$  y  $\delta/H=0,012$  respectivamente, y en ningún muro se alcanza a superar la deformación límite de inicio del pandeo.

La influencia de la irregularidad es trascendental en el desempeño del hormigón. Al rotar el sistema, el peso de la bandera concentra las compresiones en la base del muro disminuyendo su capacidad de deformación. Ambos muros perderían el recubrimiento con  $\delta/H=0,015$  pero el Muro 1 supera el estado límite de daño controlado a un  $\delta/H=0,02$  mientras que el Muro 2 lo hace con  $\delta/H=0,024$ . Finalmente se produciría el aplastamiento del hormigón en el Muro 1 con  $\delta/H=0,031$ .

En la Figura 9.5.2(a) se muestra la deformada del sistema a un  $\delta/H=0,008$  donde ambos muros ya comenzaron a fluir y en el Muro 2 se comienza a alcanzar el límite de servicio, dado por 1% de alargamiento en el acero, en el segundo piso. La zona plastificada es claramente más pequeña en el Muro 1 que en el Muro 2, y no se propaga hacia la base inicialmente.

En la Figura 9.5.2(b) se muestra la deformada del sistema a un  $\delta/H=0,021$  donde el hormigón comprimido en la base del Muro 1 alcanzaría un acortamiento unitario de 0,008, mientras que en el Muro 2 recién se estaría teóricamente perdiendo el recubrimiento. Las deformaciones plásticas se irían concentrando en la base extendiéndose hasta el cambio de sección en el Muro 1 y hasta el tercer piso en el Muro 2.

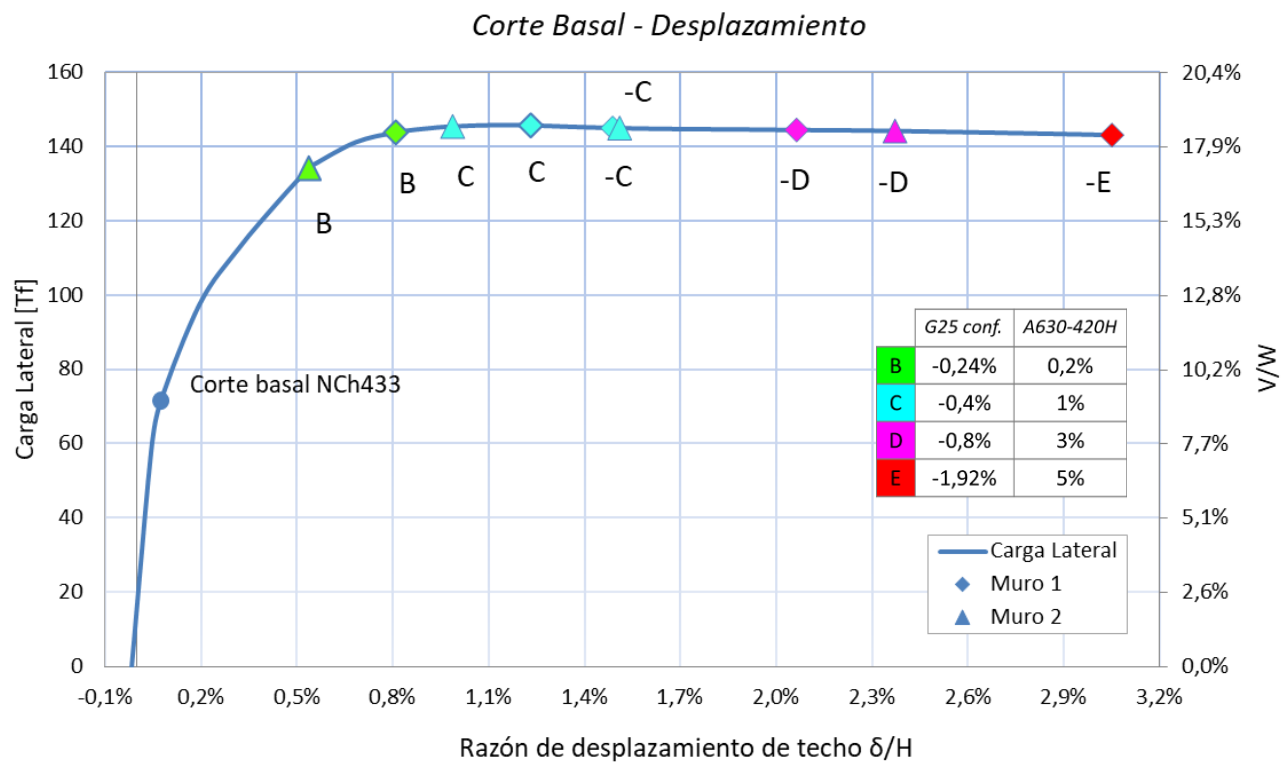


**Figura 9.5.1 Respuesta global positiva del sistema E (curva pushover).**

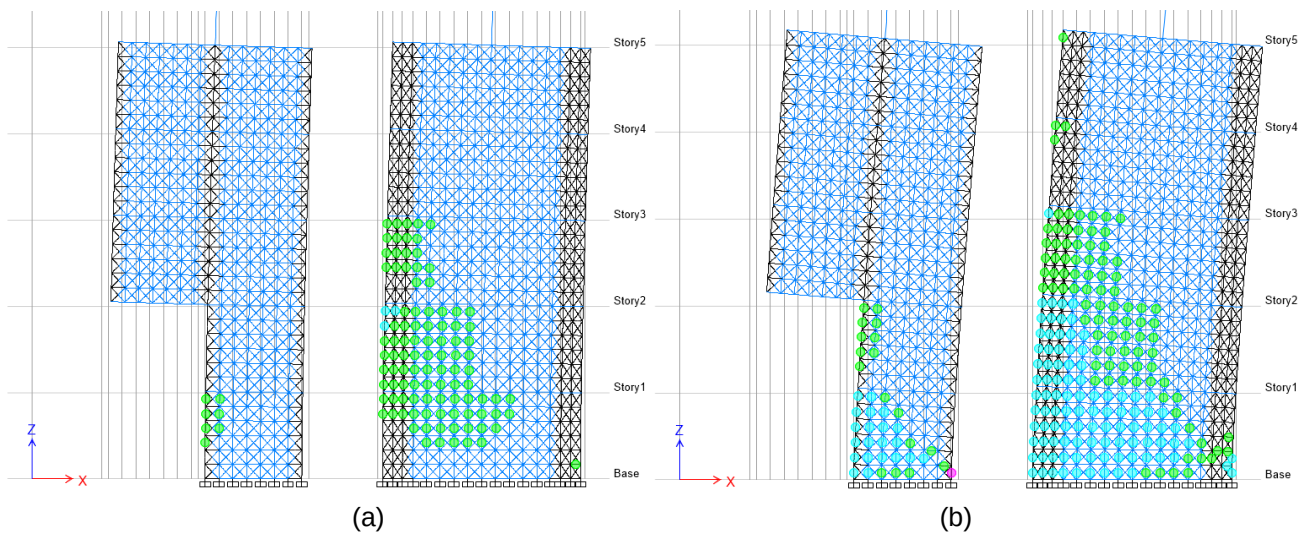


**Figura 9.5.2 Deformada positiva y deformada del sistema E para (a)  $\delta/H=0,008$  y (b)  $\delta/H=0,021$ .**

En la Figura 9.5.3 se muestra la deformada del sistema en el estado último para  $\delta/H=0,031$ , al aplastarse el hormigón en la base del Muro 1. La altura de la zona plastificada mostrada en la Figura 9.5.2(b) se mantiene en ambos muros. Se aprecia la concentración de las compresiones en la base donde el Muro 2 ya ha superado el límite de daño controlado. En ninguno de los muros el refuerzo longitudinal supera el deformación límite de inicio del pandeo.

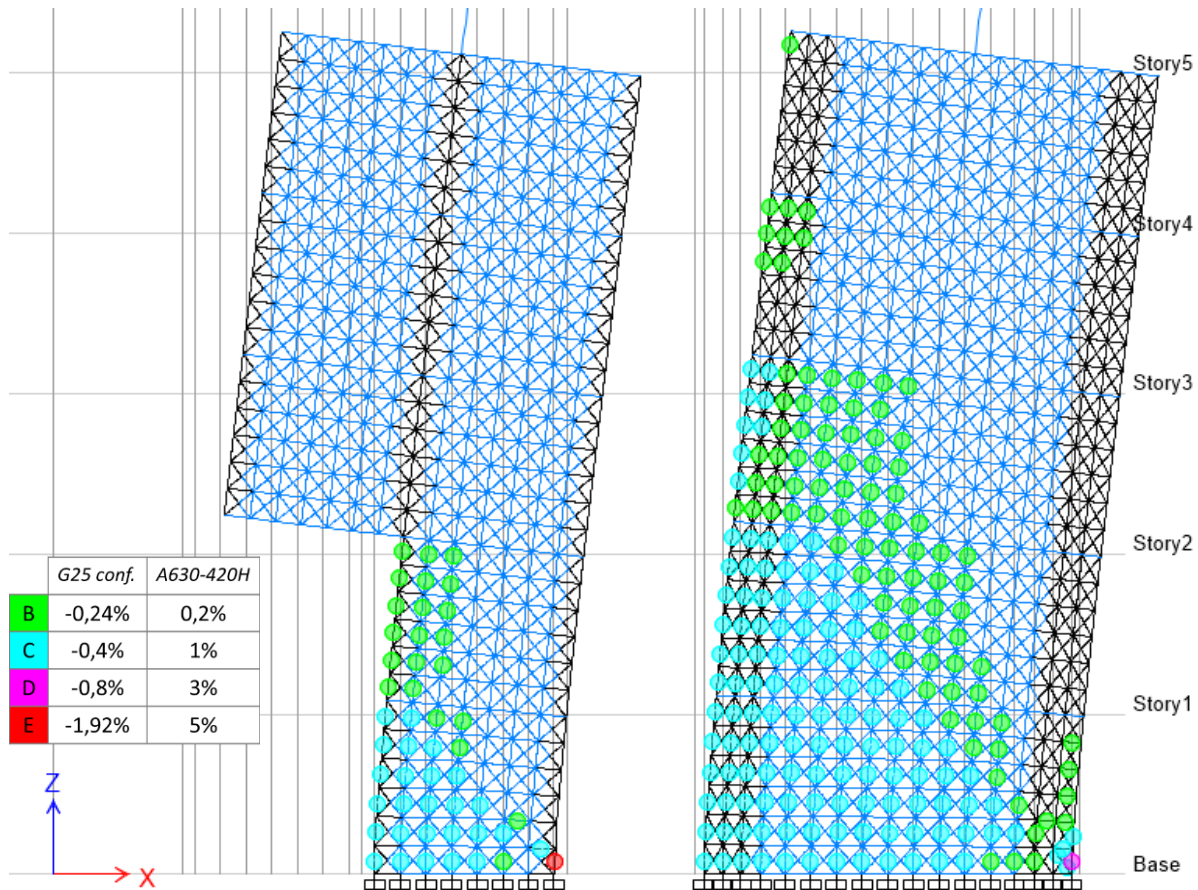


Figura 9.5.3 Deformada positiva final y deformaciones unitarias del sistema E para  $\delta/H=0,031$ .

En las curvas momento vs desplazamiento de la Figura 9.5.4 se muestra la capacidad de deformación de cada muro por separado. La falla se produce en el Muro 1 al alcanzar el estado límite último del hormigón con  $\delta/H=0,031$  equivalente a un desplazamiento en el techo de 1,1 [m] mostrando una capacidad de deformación bastante menor en comparación a los otros sistemas.

Pese a que el Muro 2 es más rígido, la falla se presenta en el Muro 1 debido a que en la base, el Muro 1 tiene una sección de menor largo en comparación con el Muro 2, pero ambos deben soportar una carga axial similar al tener la misma geometría desde el tercer piso. El Muro 1 tiene una carga axial de -376 [Tf] y el Muro 2 de -407 [Tf].

Al fallar el Muro 1, el Muro 2 alcanza una deformación unitaria igual a -0,011% en el hormigón y a 0,028 en el acero, lo que indica que se presentarían menores daños que en el Muro 1.

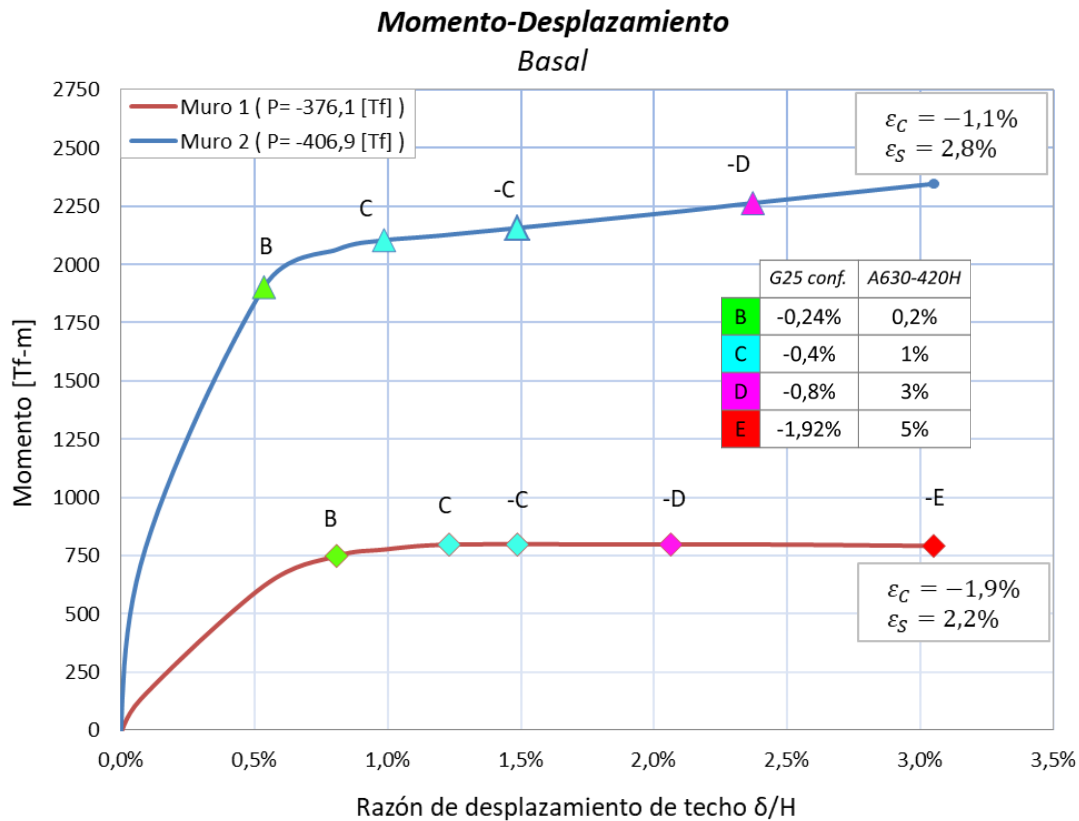


**Figura 9.5.4 Momento vs desplazamiento positivo muros sistema E.**

En la figura 9.5.5 se muestra la distribución de momento en la altura del Muro 1 y 2 para distintos desplazamientos. Se consideran seis niveles de desplazamiento incluyendo los límites de daño más importantes alcanzados por el sistema: carga gravitacional, corte de diseño, fluencia Muro 2, fluencia Muro 1, daño controlado Muro 1, y aplastamiento Muro 1.

Debido a la asimetría del Muro 1, las cargas gravitacionales producen fuerzas excéntricas que hacen rotar al sistema provocando momentos negativos en la base y en los primeros pisos de ambos muros.

En el Muro 1 los máximos momentos se ubican en la parte inferior del tercer piso, cayendo de golpe en el segundo piso debido al cambio de sección. El salto se debe al momento que produce la excentricidad antes mencionada. Se ve que la distribución mantiene su forma frente a los distintos niveles de desplazamiento positivo.

En el Muro 2 los máximos momentos se ubican en la base del muro. La distribución de momentos inicial debida a cargas gravitacionales, concentra momentos negativos en los primeros pisos debido a la excentricidad. Luego, frente a desplazamientos positivos, los momentos se distribuyen de la misma manera que en el sistema de referencia (sistema A) sin presentar ninguna concentración.

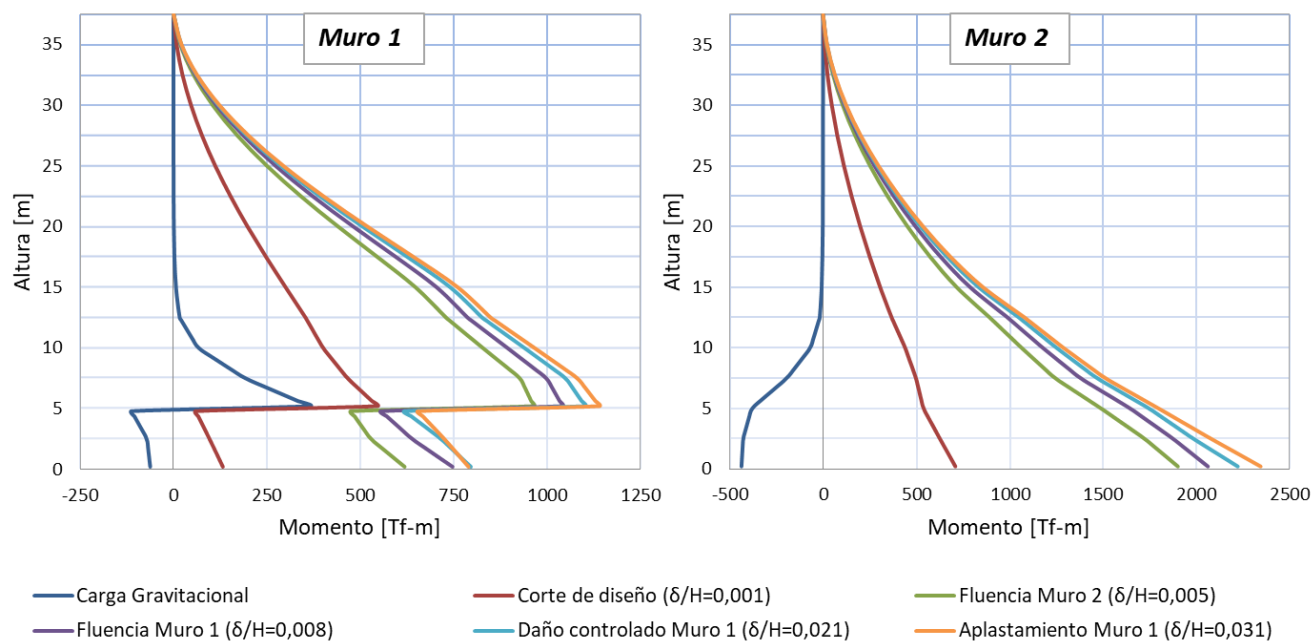


figura 9.5.5 Distribución de momentos en la altura muros “sistema E”, desplazamiento positivo.

En la Figura 9.5.6 se muestra en un mismo gráfico la distribución de momentos en la altura del Muro 1 y 2 para los distintos desplazamientos positivos. Se observa que los momentos de ambos muros tienden a igualarse hacia los pisos superiores, siendo idénticos desde la mitad hacia arriba. En la mitad inferior, los momentos del Muro 1 comienzan a disminuir a medida que se acerca la irregularidad vertical, llegando a un máximo de 1200 [Tf-m] para luego caer de golpe en el cambio de sección. En el Muro 2 los momentos aumentan hacia la base hasta llegar a un máximo cercano a las 2300 [Tf-m].

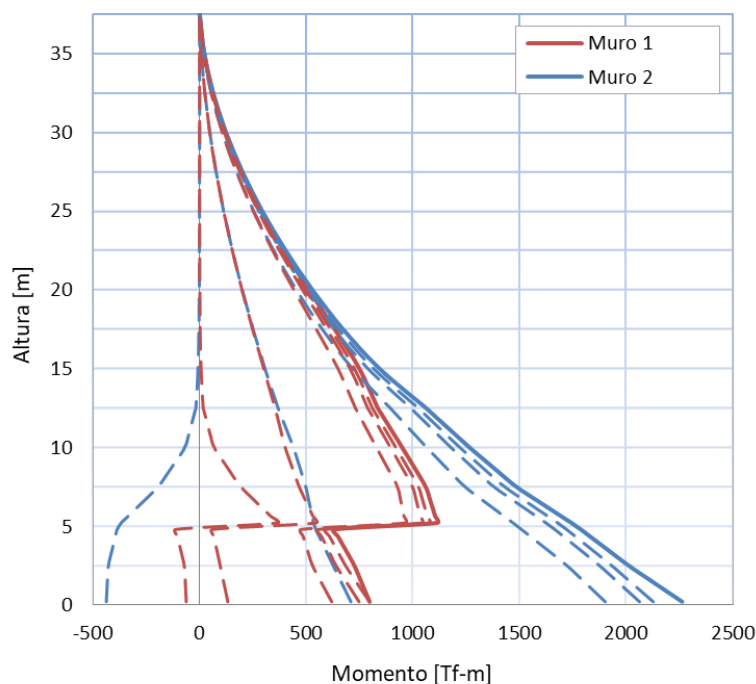


Figura 9.5.6 Comparación de la distribución de momentos en la altura muros sistema E, desplazamiento positivo.

En la Figura 9.5.7 se muestra la distribución del corte en la altura de ambos muros para distintos desplazamientos. Se consideran los mismos seis estados mencionados previamente.

En el Muro 1, el enorme corte en el tercer piso debido a las cargas gravitacionales es contrarrestado a medida que se aplica un desplazamiento positivo. La distribución del corte en la altura es similar a la de momentos, pero presenta un máximo en la base frente a pequeños desplazamientos que luego se traspasa a los pisos superiores para grandes desplazamientos.

En cuanto al Muro 2, el enorme corte negativo en el tercer piso debido a las cargas gravitacionales también es contrarrestado a medida que se aplica un desplazamiento positivo. Contrario al Muro 1, la distribución del corte presenta un máximo en el tercer piso para desplazamientos pequeños que luego se va traspasando hacia la base para grandes desplazamientos.

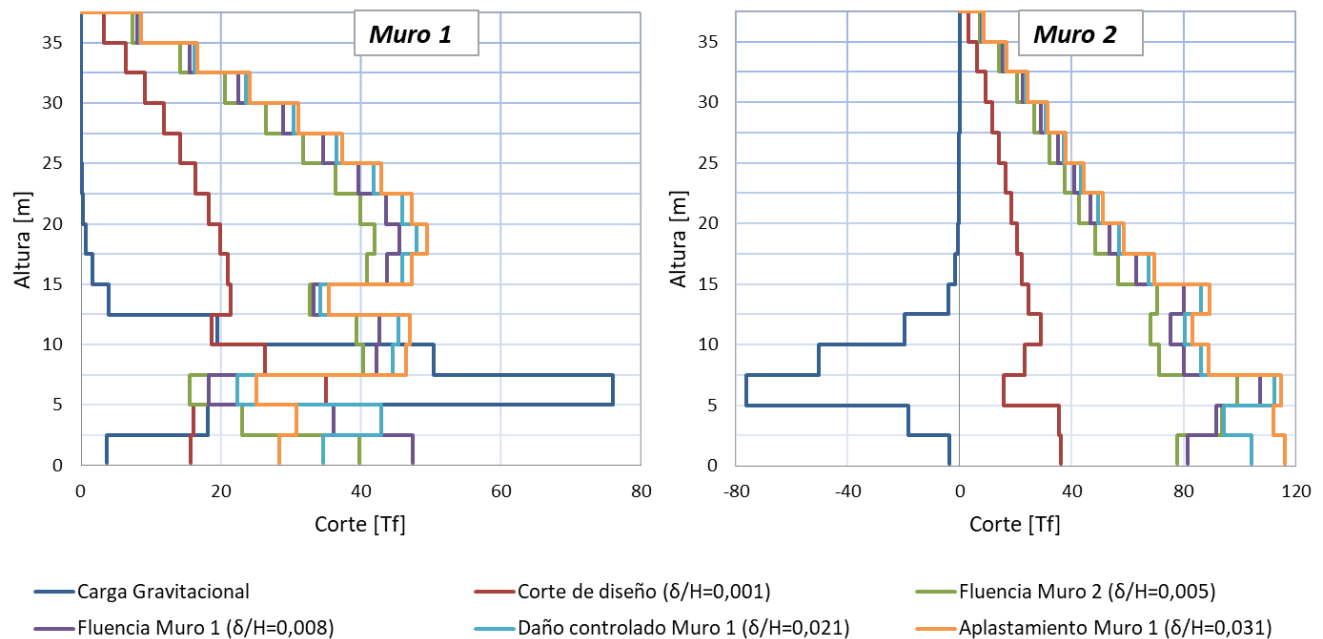


**Figura 9.5.7 Distribución de corte en la altura muros sistema E, desplazamiento positivo.**

En la Figura 9.4.9 y en la Figura 9.4.10 se muestran la distribución de tensiones dentro de los muros frente al desplazamiento positivo final. Acá se aprecia que en general la flexión es predominante frente al corte, a excepción del primer piso en el Muro 2 donde se tiene un importante diagonal en compresión.

También se observa cómo se producen los traspasos de fuerzas en el muro bandera al cambiar de sección. En la parte que sobresale del muro, se tienen diagonales comprimidas en la dirección negativa y los elementos horizontales en compresión.

El refuerzo longitudinal en tracción de los dos primeros pisos del muro bandera debe traspasarse a los pisos superiores debido a las fuerzas de tracción que se propagan hacia arriba. Estas fuerzas se hacen nulas en el quinto piso siendo concordante con la extensión del refuerzo con la que se diseñó el muro [ver Figura 7.1.5]. También se presentan tracciones en el refuerzo de borde del muro que sobresale las que se mantienen en todos los pisos superiores.

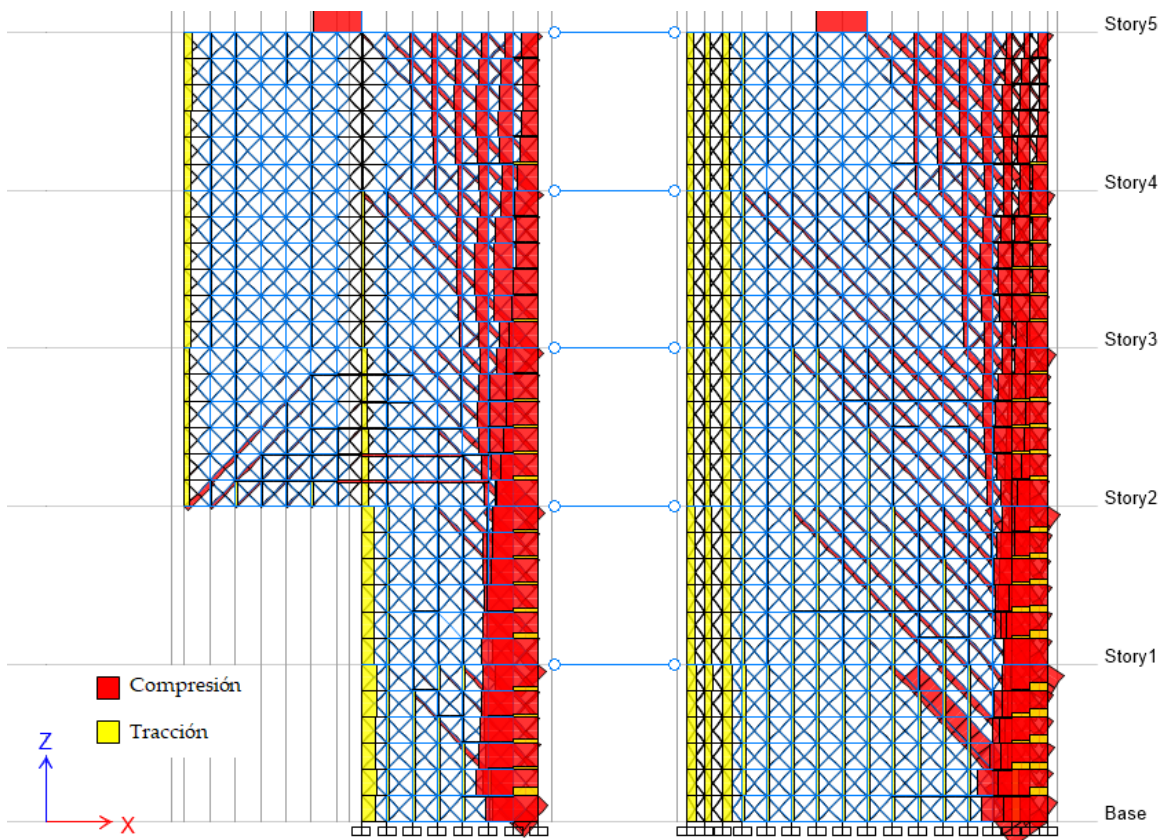


Figura 9.5.8 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema E, desplazamiento positivo.

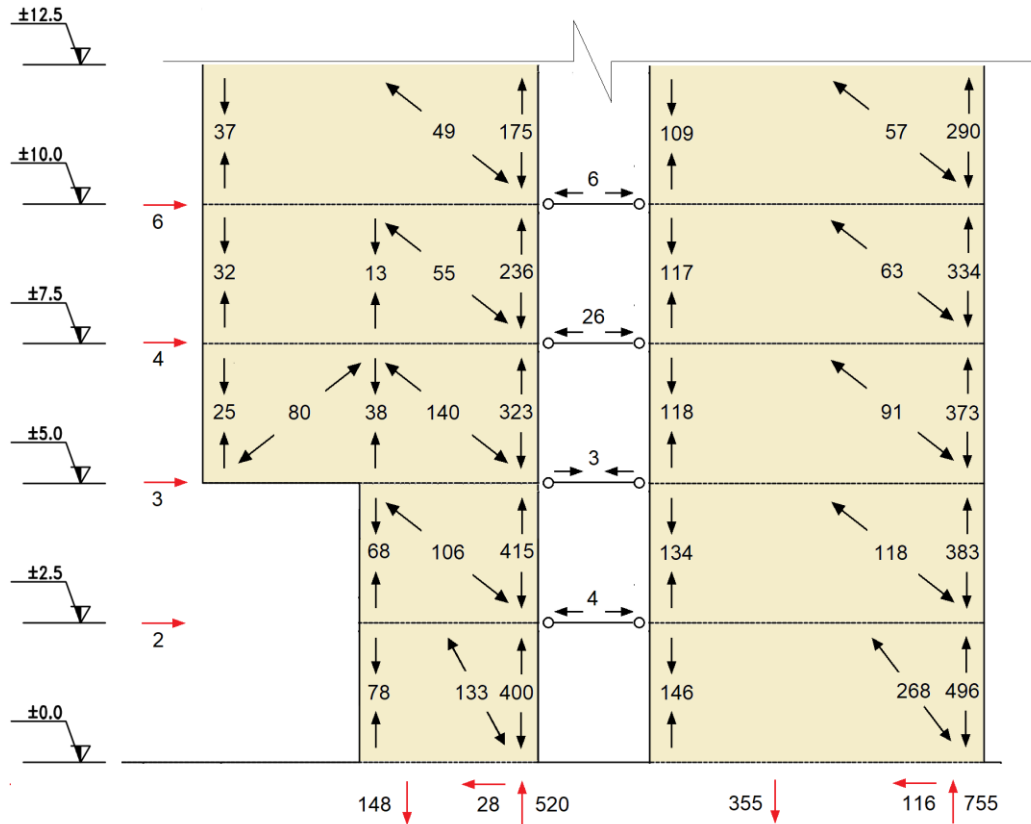


Figura 9.5.9 Esquema de transferencia de fuerzas sistema E (+) en puntales más solicitados [Tf].

### 9.5.2 Desplazamiento en la dirección negativa

En la Figura 9.5.10 se muestra la relación corte basal versus desplazamiento lateral de techo proveniente del análisis incremental (*pushover*) para un desplazamiento en la dirección negativa, donde la parte que sobresale del muro se encuentra en compresión. Se presenta una pequeña degradación de la resistencia donde el sistema alcanzaría un corte basal máximo de -106 [Tf] correspondiente a un 13,6% del peso del sistema, siendo menor a lo obtenido frente a un desplazamiento en la dirección positiva y siendo también la menor resistencia obtenida de entre los seis sistemas.

El sistema presentó una capacidad de deformación similar, aunque un poco mayor, al aplicarle un desplazamiento en esta dirección, alcanzándose en el hormigón el estado límite último de aplastamiento con  $\delta/H = -0,034$ .

Ídem al desplazamiento positivo, en el Muro 2 se alcanza la fluencia con  $\delta/H = -0,005$ , mientras que en el Muro 1 se alcanza con  $\delta/H = -0,005$ . Se supera el 1% de alargamiento en el acero con  $\delta/H = -0,01$  y  $\delta/H = -0,012$  respectivamente. A diferencia de lo observado frente a un desplazamiento positivo, en el Muro 2 se supera el límite de inicio del pandeo justo al momento de la falla.

La influencia de la irregularidad también es trascendental en el desempeño del hormigón en el sentido negativo. Nuevamente al rotar el sistema, el peso de la bandera concentra las compresiones en la base del muro disminuyendo su capacidad de deformación. Ambos muros perderían el recubrimiento con  $\delta/H = -0,016$  pero en el Muro 1 se supera el estado límite de daño controlado con  $\delta/H = -0,023$  mientras el Muro 2 se supera con  $\delta/H = -0,029$ . Finalmente se produciría el aplastamiento del hormigón en el Muro 1 con  $\delta/H = -0,034$ .

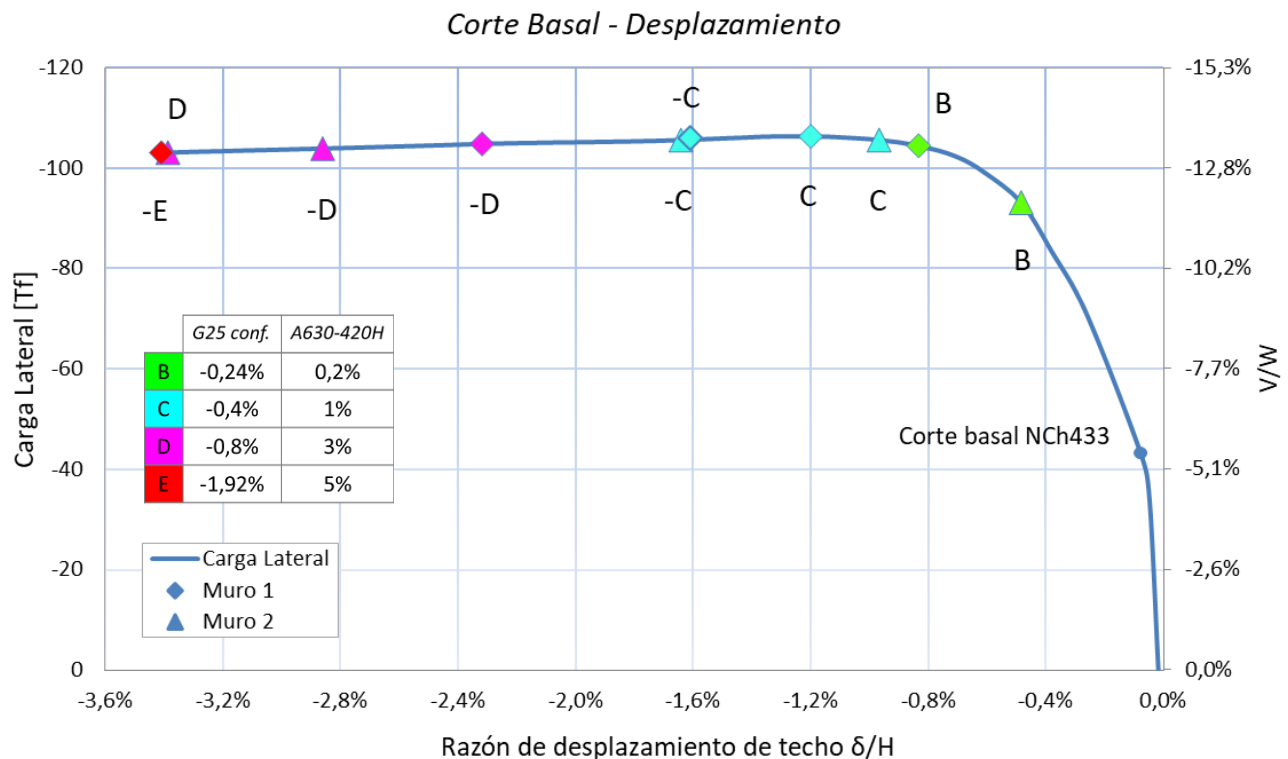


**Figura 9.5.10 Respuesta global negativa del sistema E (curva *pushover*).**

En la Figura 9.5.11(a) se muestra la deformada del sistema para  $\delta/H=-0,008$  donde ambos muros ya alcanzaron la fluencia y en el Muro 2 se comienza a alcanzar el 1% de alargamiento en el acero en la parte superior del segundo piso. La zona plastificada, que es claramente más pequeña en el Muro 1, no se concentra en la base inicialmente.

En la Figura 9.5.11(b) se muestra la deformada del sistema para  $\delta/H=-0,023$  donde el hormigón comprimido en la base del Muro 1 alcanza un acortamiento unitario igual a 0,008, mientras que en el Muro 2 recién se estaría perdiendo el recubrimiento. Las deformaciones plásticas se concentran en la base de ambos muros, extendiéndose hasta el cambio de sección en el Muro 1 y hasta el tercer piso en el Muro 2.

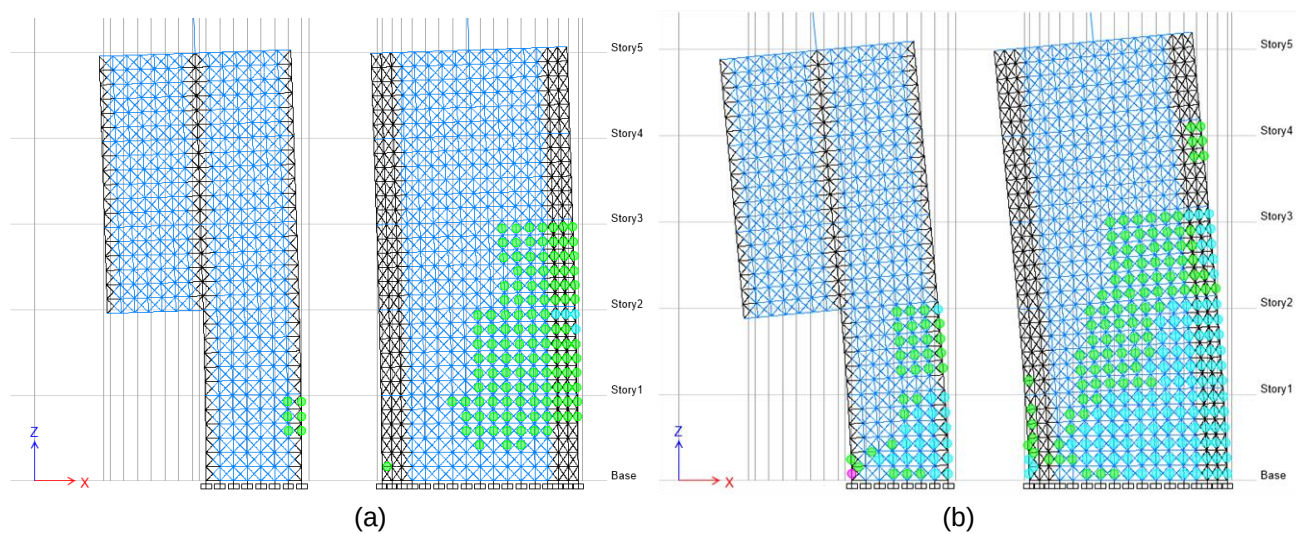


**Figura 9.5.11 Deformada negativa y deformaciones unitarias del sistema E para (a)  $\delta/H=-0,008$  y (b)  $\delta/H=-0,023$ .**

Hasta este nivel de deformaciones, el comportamiento del sistema E es idéntico frente a un desplazamiento en la dirección positiva o negativa. Al instante de la falla este tampoco presenta diferencias considerables dependiendo de la dirección.

En la Figura 9.5.12 se muestra la deformada del sistema en el estado último, para  $\delta/H=-0,034$  al aplastarse el hormigón en la base del Muro 1. La altura de la zona plastificada vista en la Figura 9.5.2(b) se mantiene en ambos muros. Se aprecia una concentración de las compresiones en la base donde el Muro 2 ya ha superado el daño controlado. El refuerzo longitudinal del Muro 2 supera el estado límite de inicio del pandeo en una pequeña zona de la base.

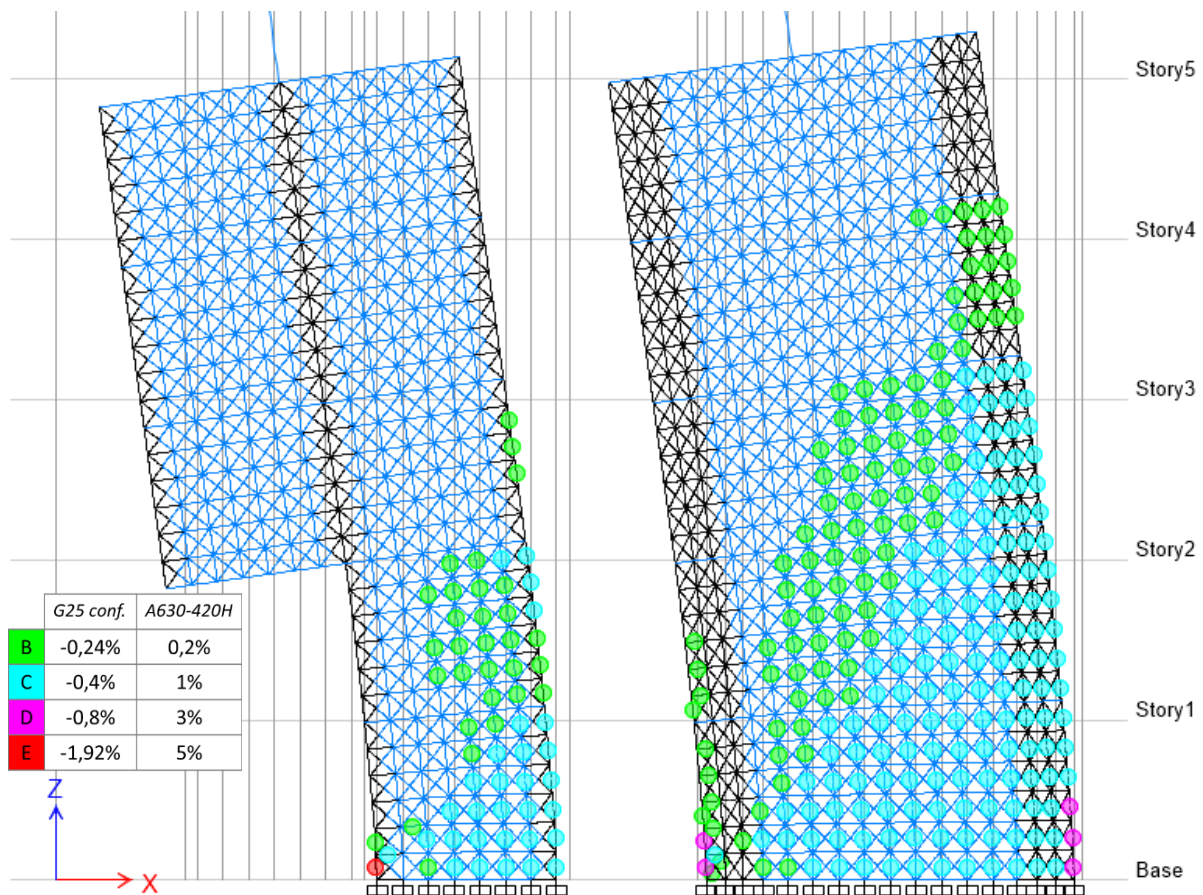


Figura 9.5.12 Deformada negativa final y deformaciones unitarias del sistema E para  $\delta/H=-0,034$ .

En las curvas momento vs desplazamiento de la Figura 9.5.13 se muestra la capacidad de deformación de cada muro por separado. La falla se produce en el Muro 1 al alcanzar su estado límite último del hormigón con  $\delta/H=-0,034$  equivalente a un desplazamiento en el techo de -1,3 [m] mostrando una capacidad de deformación similar a la obtenida frente a un desplazamiento en la dirección positiva.

Nuevamente pese a que el Muro 2 es más rígido, la falla se presenta en el Muro 1 debido a que en la base, el Muro 1 tiene una sección de menor largo en comparación al Muro 2, pero ambos deben soportar una carga axial similar debido a que tienen la misma geometría desde el tercer piso. El Muro 1 debe soportar en la base una carga axial de -376 [Tf] y el Muro 2 de -407 [Tf]. Sin embargo, en el Muro 1 la razón de carga axial es de  $N/f'_c A_g = 0,16$ , mientras que en el Muro 2 esta razón es cercana a la mitad, con  $N/f'_c A_g = 0,09$ .

Al fallar el Muro 1, en el Muro 2 alcanza una deformación unitaria de -0,01 en el hormigón y de 0,03 en el acero, pudiéndose presentar daños más importantes en el acero de este muro que en el acero del muro bandera.

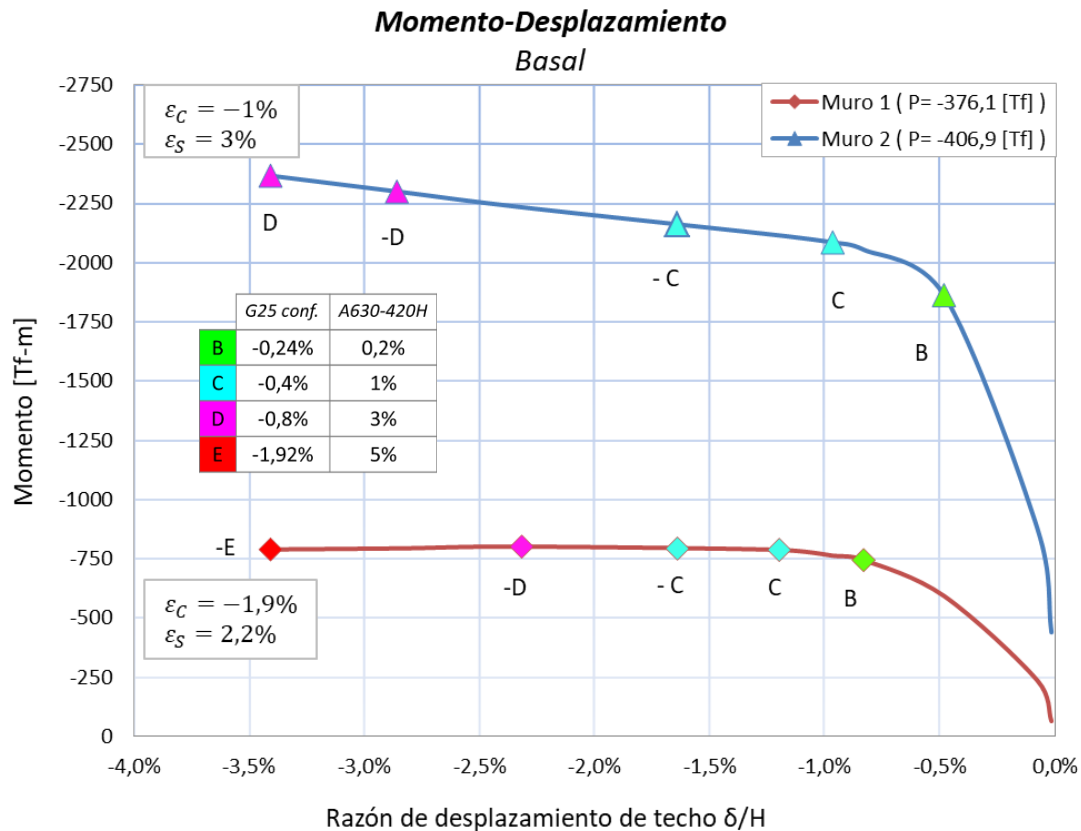


Figura 9.5.13 momento vs desplazamiento negativo muros sistema E.

En la Figura 9.5.14 se muestra la distribución de momento en la altura del Muro 1 y 2 para distintos desplazamientos. Se consideran los mismos seis niveles de desplazamiento utilizados en el desplazamiento en la dirección positiva. Los momentos iniciales generados por las cargas gravitacionales son exactamente los mismos en ambos casos.

Esta vez los máximos momentos del Muro 1 se presentan en la base. La excentricidad que produce el cambio de sección provoca un salto de  $-500$  [Tf-m] al tope del segundo piso, disminuyendo drásticamente los momentos. Sobre el salto, los momentos crecen nuevamente hacia los pisos superiores hasta llegar a un máximo local, y sobre este punto disminuyen de manera lineal hasta el tope del muro. Este máximo local, se ubica en el cielo del quinto piso al aplicar un pequeño desplazamiento elástico (corte de diseño) para luego localizarse en el cielo del cuarto piso una vez alcanzada la fluencia y mantenerse allí hasta la falla.

En el Muro 2 los máximos momentos se presentan en la base del muro. Se observa que frente a desplazamientos negativos los momentos se distribuirían en la altura concentrando grandes magnitudes en los primeros pisos, manteniendo así la forma que tiene la distribución de momentos frente a cargas gravitacionales.

En la Figura 9.5.15 se muestra en un mismo gráfico la distribución de momentos en la altura del Muro 1 y 2 para los distintos desplazamientos negativos. Al igual que frente a un desplazamiento positivo, se observa que los momentos de ambos muros tienden a igualarse hacia los pisos superiores, siendo idénticos desde la mitad hacia arriba.

En la mitad inferior, los momentos del Muro 1 comienzan a disminuir a medida que se acercan al cambio de sección pasando por un máximo local de 650 [Tf-m] sobre el cuarto piso. Luego del salto en la irregularidad, se alcanza un máximo de 790 [Tf-m] en la base. En el Muro 2, los momentos aumentan hacia la base hasta llegar a un máximo cercano a 2400 [Tf-m].

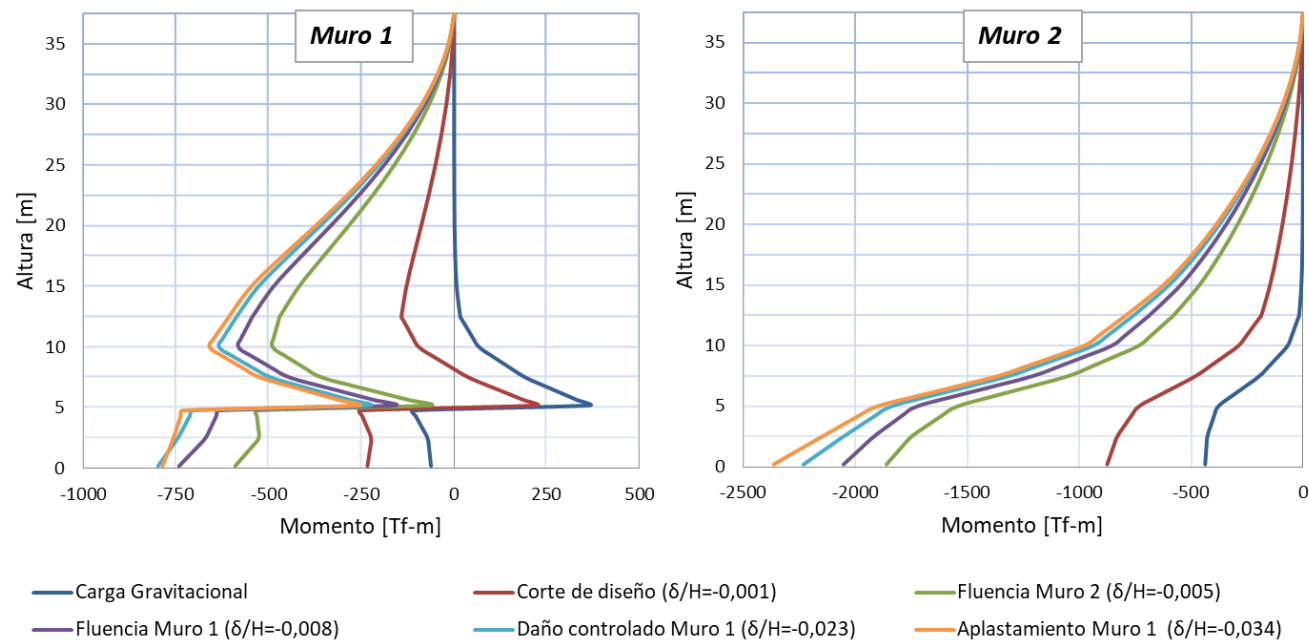


Figura 9.5.14 Distribución de momentos en la altura muros sistema E, desplazamiento negativo.

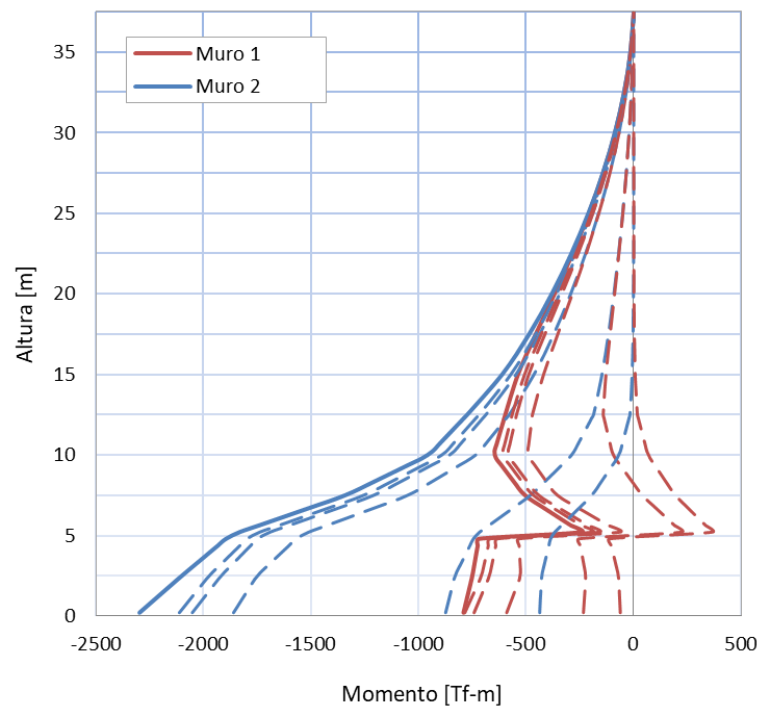


Figura 9.5.15 Comparación de la distribución de momentos en la altura muros sistema E, desplazamiento negativo.

En la Figura 9.5.16 se muestra la distribución del corte en la altura de ambos muros para distintos desplazamientos. Se consideran los mismos seis estados de deformación mencionados previamente. Ambos muros mantienen su distribución de corte en la altura en todos los estados de desplazamiento, desde las cargas gravitacionales hasta el desplazamiento negativo último.

El Muro 1 presenta un enorme corte positivo en el tercer piso que va creciendo a medida que aumenta el desplazamiento. Ubicándose en el tercer piso, se presenta un salto que disminuye abruptamente los cortes hacia los dos pisos inferiores, y se presenta una disminución paulatina hacia los pisos superiores.

El Muro 2 presenta un aumento negativo del corte en el tercer piso, que contrarresta el corte que se tiene en el mismo piso del otro muro. De igual manera, se produce un salto que disminuye abruptamente la magnitud de los cortes en los dos pisos inferiores y se produce una disminución paulatina hacia los pisos superiores.

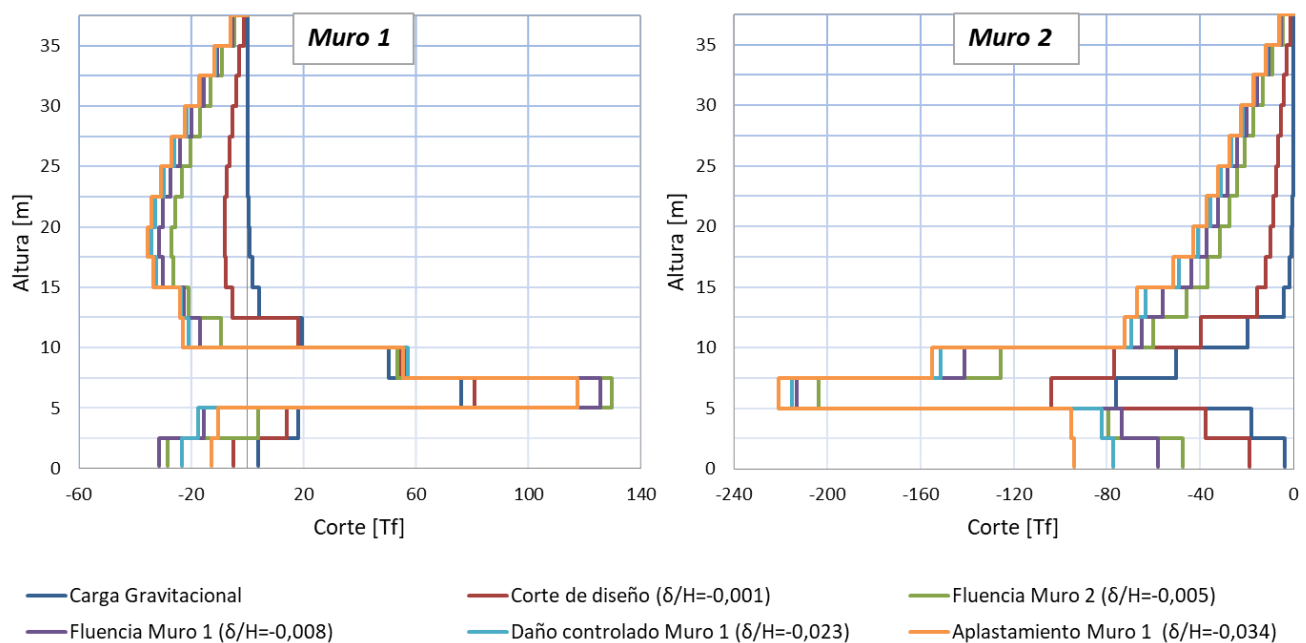


**Figura 9.5.16 Distribución de corte en la altura muros sistema E, desplazamiento negativo.**

Los grandes cortes obtenidos en los muros pueden ser explicados a través de la Figura 9.5.17 y la Figura 9.5.18, donde muestra la distribución de tensiones dentro de los muros frente al desplazamiento final en la dirección negativa.

En el muro bandera se observa cómo se traspasan las fuerzas en el cambio de sección, produciendo importantes compresiones en las diagonales que apuntan desde ambos lados hacia la zona comprimida del muro, restándole así capacidad de deformación. La esquina de la parte que sobresale no absorbe ninguna carga teniendo una incidencia nula en la respuesta.

En el Muro 2 también se observan puntales de compresión con gran magnitud en el tercer piso y en la diagonal principal del primero piso apuntando hacia la base.

En general se aprecia que el corte tiene más predominancia si se compara con la respuesta frente a un desplazamiento positivo. Esto es porque los desplazamientos laterales en el sentido negativo producen fuerzas de corte en el mismo sentido que las cargas gravitacionales, potenciándolas en lugar de contrarrestarlas, como ocurrió en la dirección positiva.

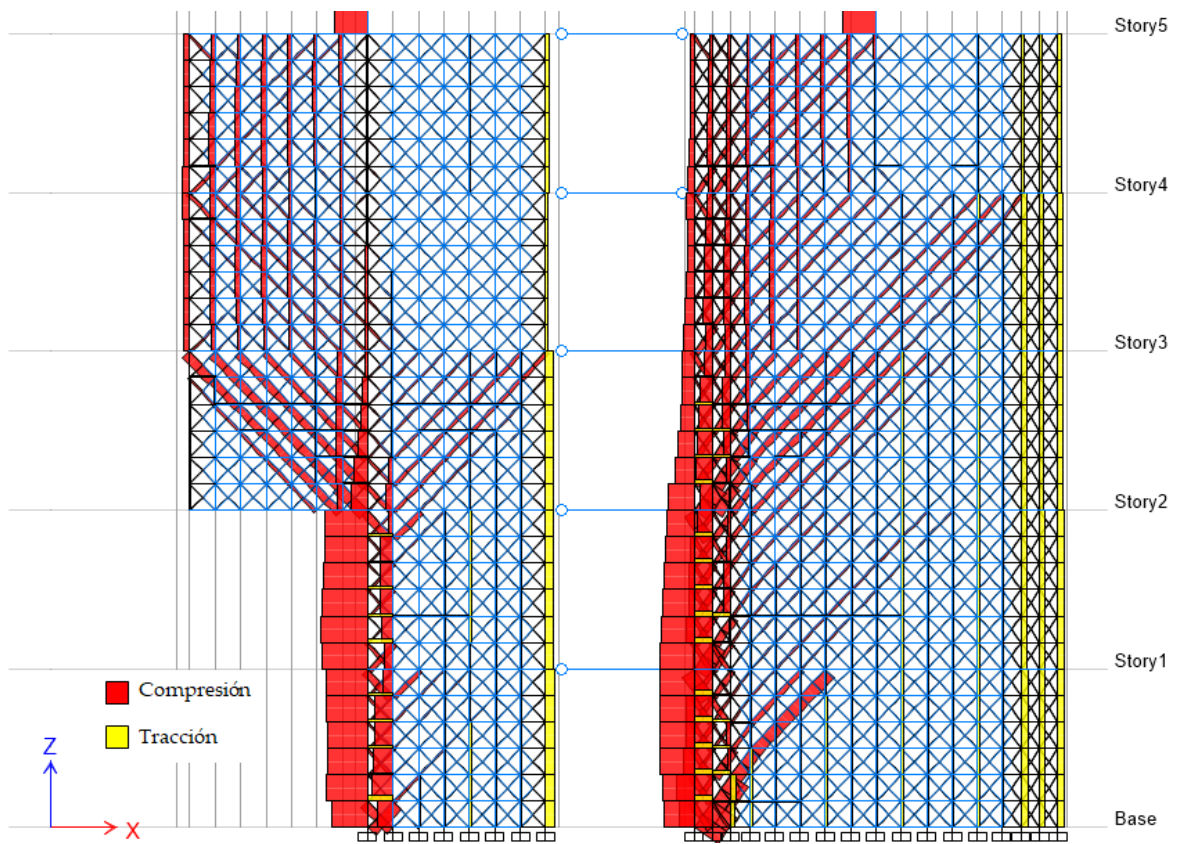


Figura 9.5.17 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema E, desplazamiento negativo.

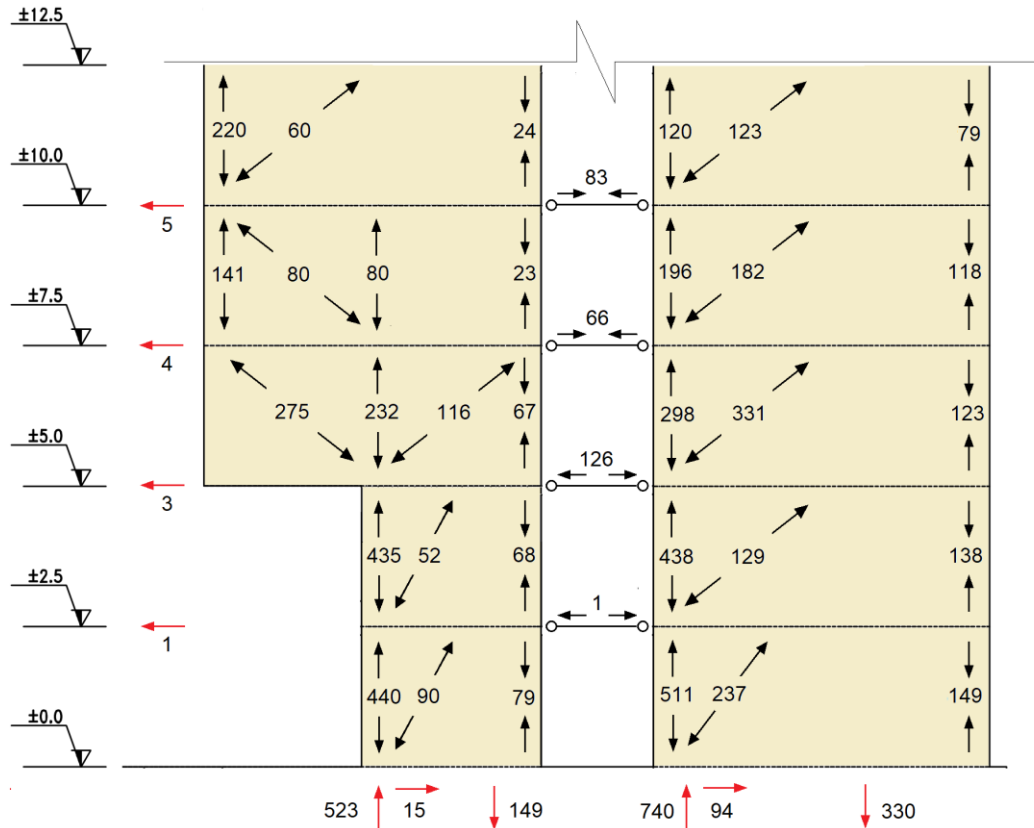


Figura 9.5.18 Esquema de transferencia de fuerzas del sistema E (-) en puntales más solicitados [Tf].

## 9.6 Sistema con un muro bandera con trancamiento

El sistema F es idéntico al sistema E, pero con un Muro 3 de 20 [m] de largo que provoca un trancamiento en los dos primeros pisos. Se estudiará el efecto de un trancamiento en el muro bandera justo al nivel de la irregularidad.

### 9.6.1 Desplazamiento en la dirección positiva

En la Figura 9.6.1 se muestra la relación corte basal versus desplazamiento lateral de techo proveniente del análisis incremental (*pushover*) para un desplazamiento en la dirección positiva. Se alcanzaría un corte basal máximo de 181 [Tf] correspondiente a un 21,1% del peso del sistema, siendo similar a lo obtenido en el sistema de muros regulares con trancamiento (sistema B). Esto se debe a que ambos sistemas son idénticos en los dos primeros pisos, donde se ubica la zona crítica.

Se alcanzó en el acero el estado límite último de fractura de refuerzo a un  $\delta/H$  máximo de 0,046. Esta irregularidad vertical provoca que el mayor daño, y por tanto la posible falla del sistema, se concentre en el acero de refuerzo y no en el hormigón.

Ambos muros fluyen con  $\delta/H=0,006$ . Se alcanza el 1% de alargamiento en el acero casi en conjunto, con  $\delta/H=0,008$  y  $\delta/H=0,009$  en el Muro 2 y 1 respectivamente.

La influencia de la irregularidad es trascendental en el desempeño del refuerzo de ambos muros, ya que luego de superar juntos el inicio de pandeo a un  $\delta/H=0,03$ , se podría producir finalmente la fractura del refuerzo en el Muro 1 con  $\delta/H=0,046$ .

En cuanto al hormigón, el recubrimiento del Muro 2 comenzaría a descascarse con  $\delta/H=0,013$  para luego superar el 0,008 de acortamiento unitario con  $\delta/H=0,02$ . El Muro 1 no presentaría ningún daño importante en el hormigón, ya que solo se sobrepasa el límite de resistencia en un punto concentrado sobre el nivel de trancamiento. Por lo tanto, esta irregularidad disminuiría notablemente los esfuerzos sobre hormigón del muro bandera.

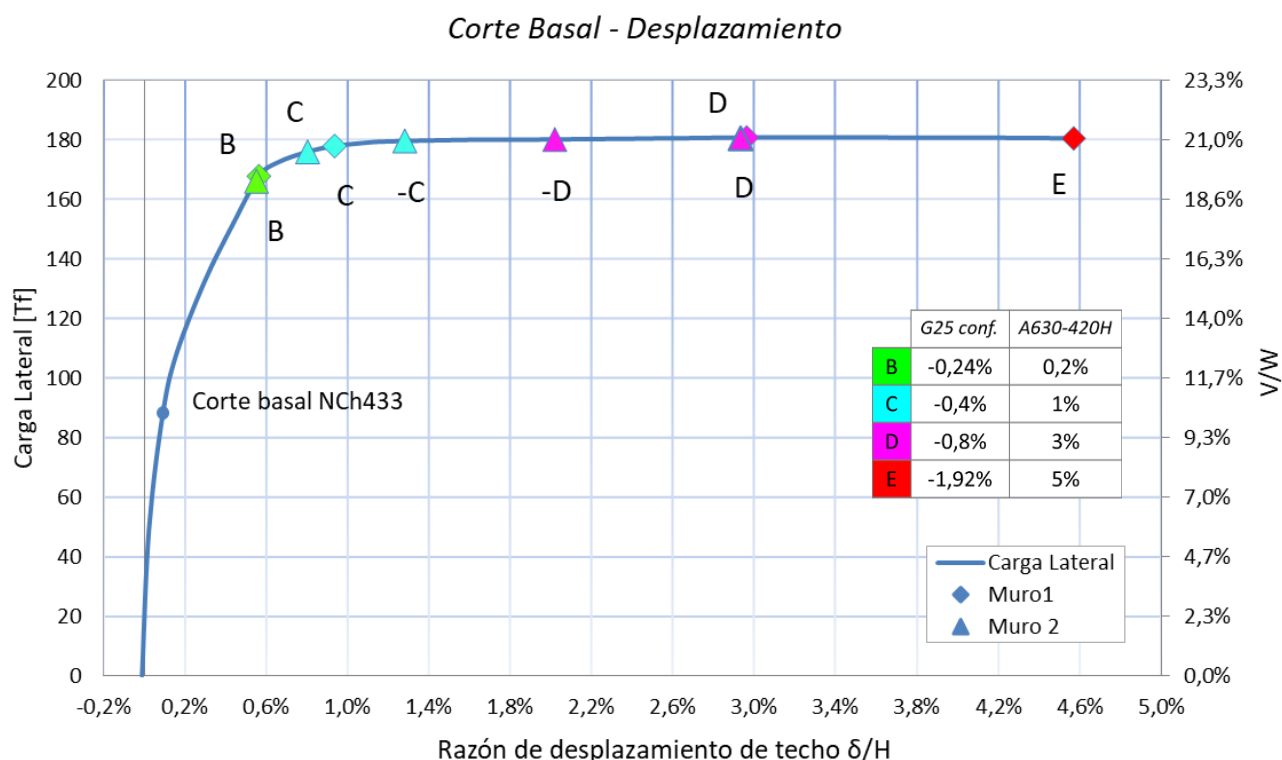


**Figura 9.6.1 Respuesta global positiva del sistema F (curva pushover).**

En la Figura 9.6.2(a) se muestra la deformada del sistema para  $\delta/H=0,006$  donde ambos muros ya alcanzaron la fluencia. El Muro 1 comenzaría a fluir justo por debajo del nivel de trancamiento que también es la zona justo por debajo del cambio de sección. Presentaría además algunas zonas de fluencia en el muro que sobresale. En el Muro 2 la zona plastificada se da claramente sobre el nivel del trancamiento hasta el quinto piso, presentando además bajo el trancamiento algunas fluencias en el alma del muro.

En la Figura 9.6.2(b) se muestra la deformada del sistema para  $\delta/H=0,03$  donde el refuerzo de ambos muros alcanza el estado límite de inicio de pandeo. En el Muro 2 las deformaciones se concentrarían por encima del trancamiento alcanzándose el inicio de pandeo en el acero en la parte superior del segundo piso y el límite de daño controlado en el hormigón en la parte inferior del mismo piso.

En cambio en el Muro 1, el alargamiento del refuerzo se concentraría en el segundo piso al levantarse la parte que sobresale, “abriéndose” el muro por debajo del trancamiento.

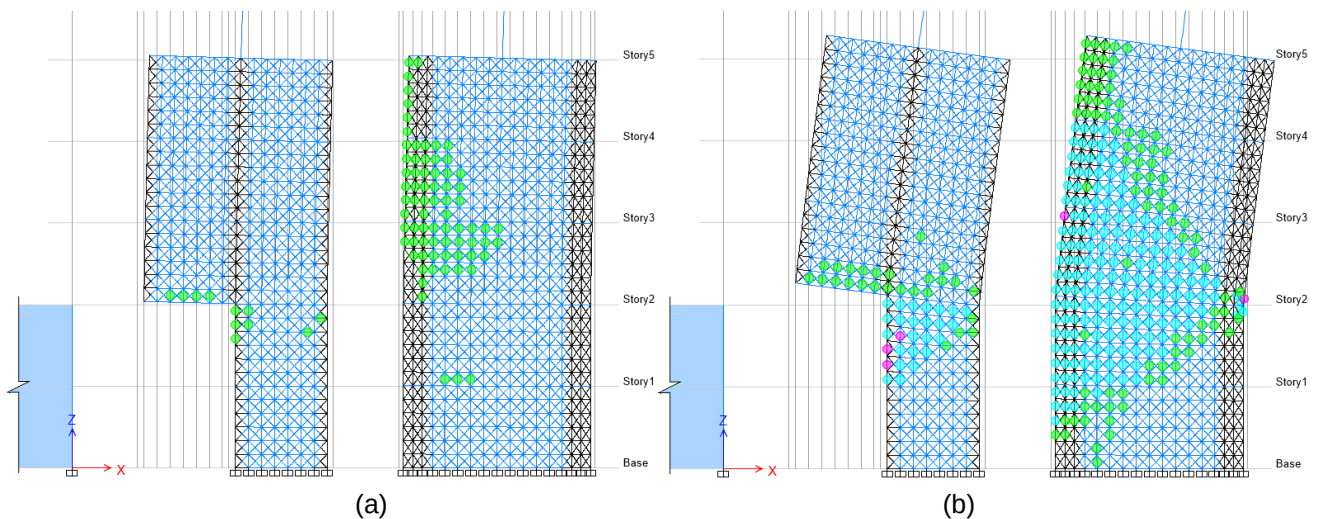


**Figura 9.6.2 Deformada positiva y deformaciones unitarias del sistema F para (a)  $\delta/H=0,006$  y (b)  $\delta/H=0,03$ .**

En la Figura 9.6.3 se muestra la deformada del sistema en el estado último, para  $\delta/H=0,046$  cuando se supera el límite de fractura de refuerzo en el acero del Muro 1. Se ve que este muro terminaría por “abrirse” completamente por debajo del trancamiento al levantarse todo el muro que sobresale. Además los estribos de corte se encontrarían fluyendo en algunos elementos horizontales del segundo piso. Sobre el cambio de sección, el refuerzo longitudinal fluiría en la zona central del muro y se verían algunos daños menores en el hormigón, que recién alcanzaría la resistencia máxima en un punto concentrado del borde comprimido.

En el Muro 2 la altura de la zona plastificada se extendería desde la base hasta el quinto piso. Se aprecia una concentración de las compresiones justo donde termina el trancamiento donde el hormigón ya ha superado el daño controlado en varios elementos verticales y diagonales. El refuerzo longitudinal supera el límite de inicio del pandeo distintos puntos irregulares en toda la altura.

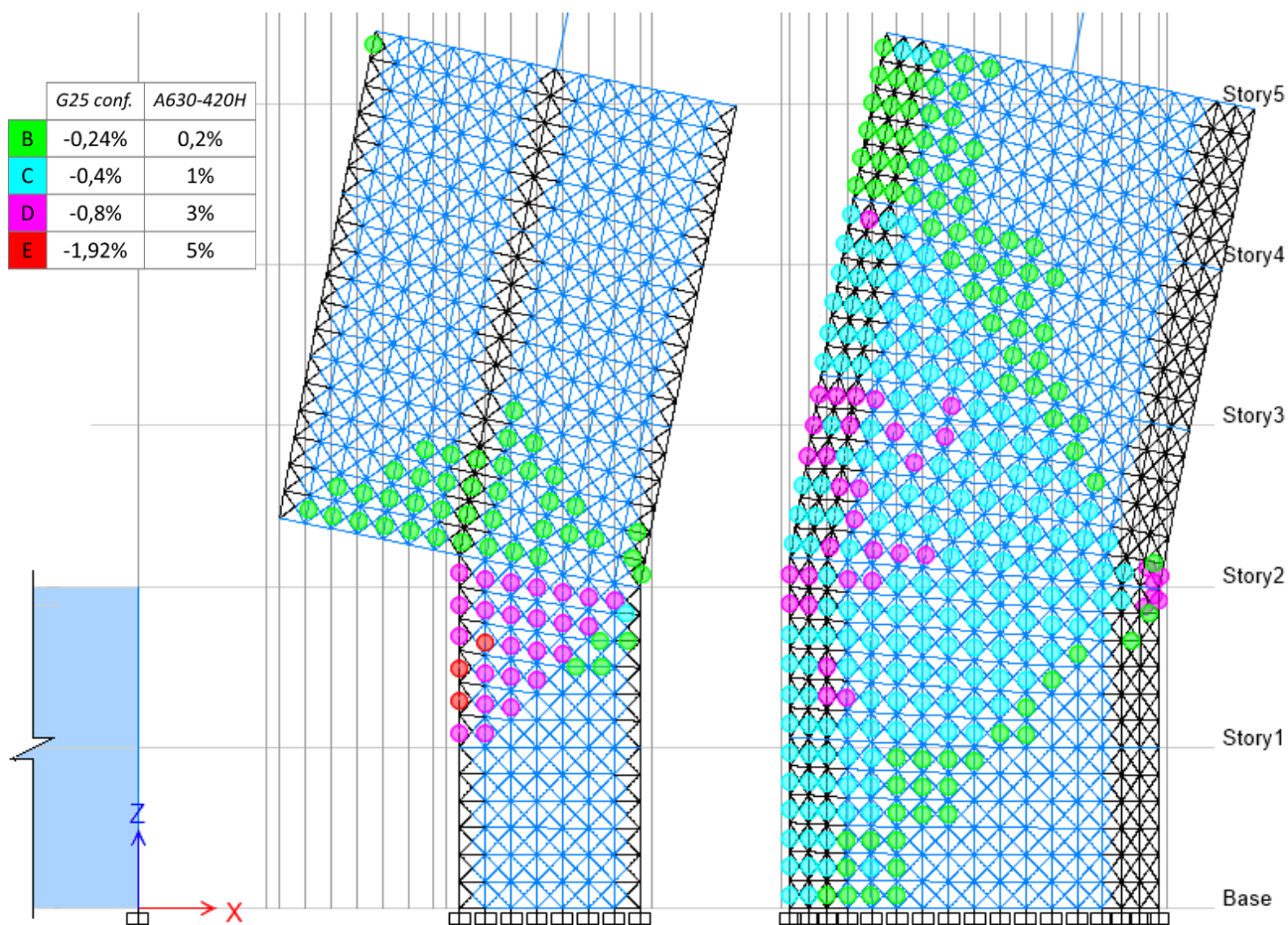


**Figura 9.6.3 Deformada positiva final y deformaciones unitarias del sistema F para  $\delta/H=0,046$ .**

En las curvas momento vs desplazamiento de la Figura 9.6.4 se muestra la capacidad de deformación de cada muro por separado. La falla se produciría cuando el Muro 1 alcanza su estado límite último del acero con  $\delta/H=0,046$  equivalente a un desplazamiento en el techo de 1,7 [m], mostrando una mayor capacidad de deformación a la obtenida sin el trancamiento.

La configuración especial de las irregularidades verticales en este sistema, provocan que los mayores daños se presenten en el refuerzo. Sin embargo en el Muro 2, el hormigón también presentaría daños importantes, puesto que este alcanza su límite último inmediatamente después que lo hace el refuerzo en el Muro 1 [ver Figura 9.6.4].

En la Figura 9.6.5 se muestra la distribución de momento en la altura del Muro 1 y 2 para distintos desplazamientos. Se consideran seis niveles de desplazamiento incluyendo los límites de daño más importantes alcanzados por el sistema: carga gravitacional, corte de diseño, fluencia Muro 1 y 2, daño controlado Muro 2, inicio del pandeo Muro 1 y 2, y fractura del refuerzo Muro 1.

En el Muro 1 la distribución de momentos en la altura desde el tercer piso hacia arriba, es prácticamente la misma a la que se tiene sin el trancamiento, aunque se alcanzan mayores magnitudes y el máximo tiende a subir hasta el cuarto piso. El salto en el cambio de sección también es el mismo ya que se debe a las cargas gravitacionales. La diferencia más importante se da en los dos primeros pisos, donde los momentos disminuyen hacia la base debido al trancamiento.

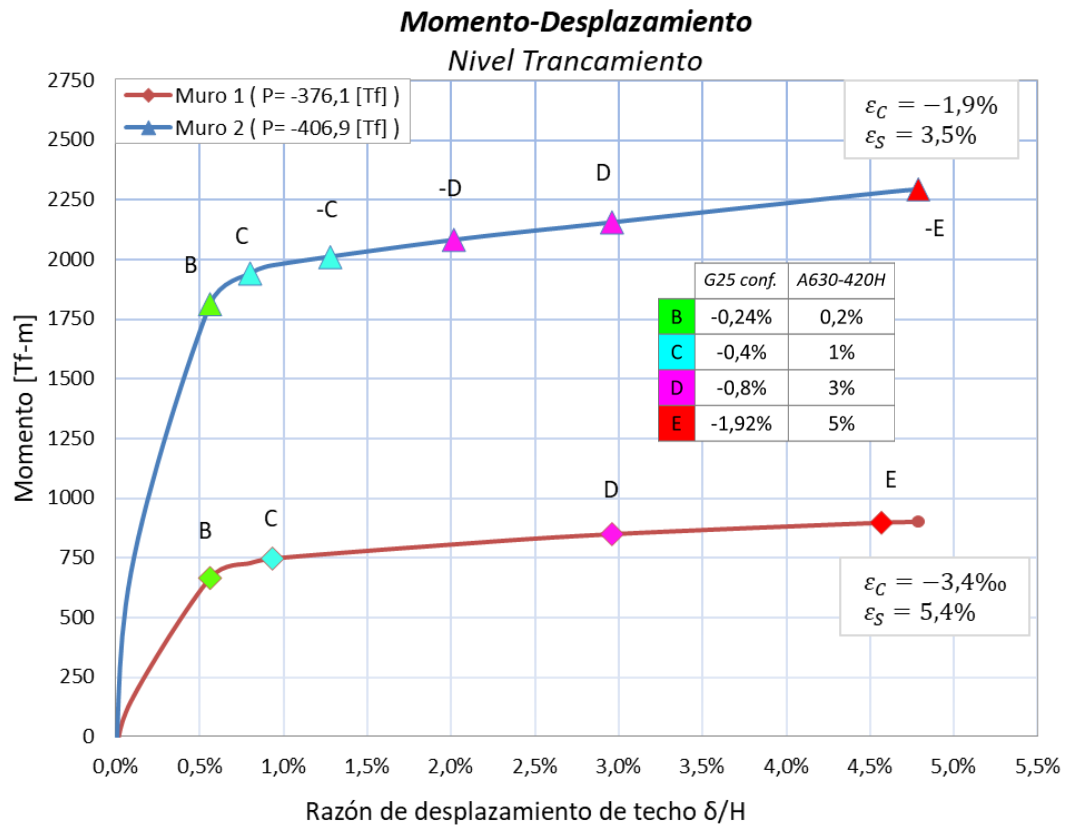


Figura 9.6.4 Momento vs desplazamiento positivo muros sistema F.

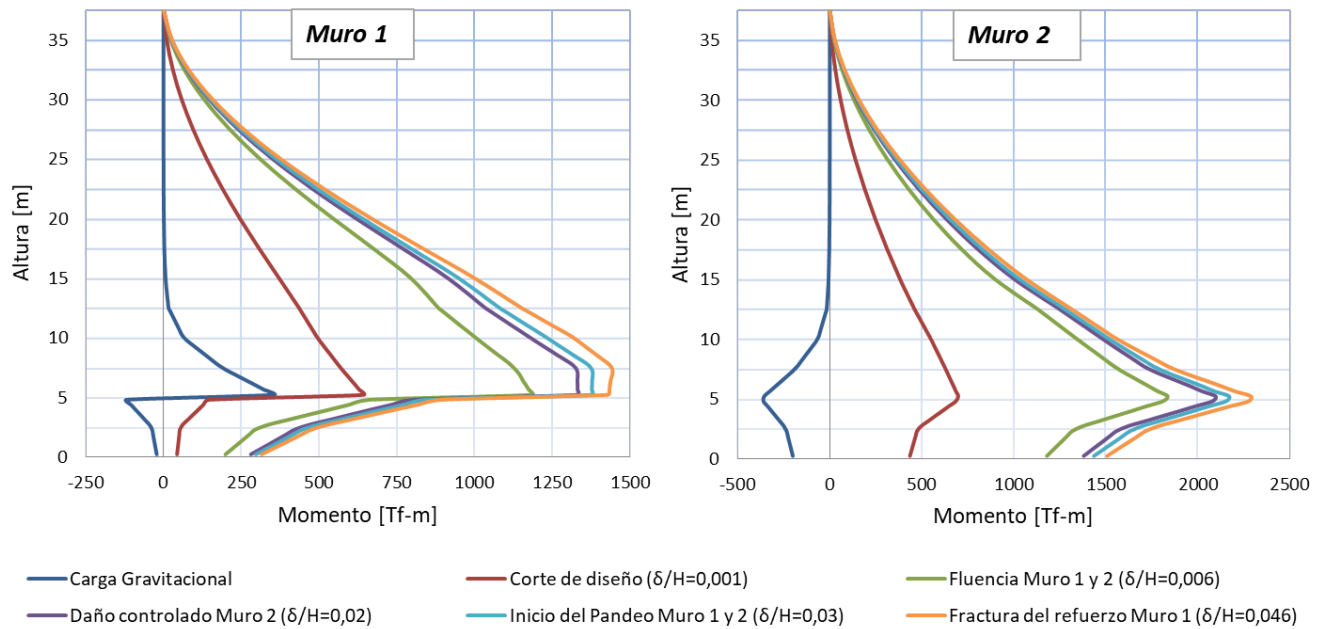


Figura 9.6.5 Distribución de momentos en la altura muros sistema F, desplazamiento positivo.

En el Muro 2 la distribución de momentos en la altura desde el tercer piso hacia arriba, también es prácticamente la misma a la distribución obtenida sin el trancamiento, pero con mayores magnitudes. El máximo se tiene sobre el segundo piso, justo donde termina el Muro 3 y por tanto el trancamiento. También se presenta una disminución hacia la base debido al trancamiento.

Como en todos los sistemas con trancamiento, la disminución en los pisos inferiores no anula completamente los momentos en la base de los muros. Teniéndose en este caso, importantes magnitudes en la base del Muro 2.

Por su parte, en la Figura 9.6.6 se muestra en un mismo gráfico la distribución de momentos en la altura del Muro 1, 2 y 3 para los distintos desplazamientos en la dirección positiva. Acá se observa que los momentos de los Muros 1 y 2 tienden a igualarse hacia los pisos superiores, siendo idénticos desde la mitad hacia arriba.

En la mitad inferior, los momentos del Muro 1 comienzan a disminuir a medida que se acerca la irregularidad vertical, llegando a un máximo cercano a las 1400 [Tf-m] en el tope del segundo piso, presentando una disminución abrupta en el cambio de sección, y disminuyendo hasta la base. En el Muro 2 los momentos aumentan hacia abajo hasta llegar a un máximo cercano a las 2300 [Tf-m] en el tope del segundo piso, para luego comenzar a disminuir paulatinamente hasta la base.

La disminución de momento, que se presenta en los dos primeros pisos de los Muros 1 y 2, es compensada por los grandes momentos que absorbe el Muro 3. Los momentos en el Muro 3 llegan a un máximo cercano a las 2500 [Tf-m] en la base.

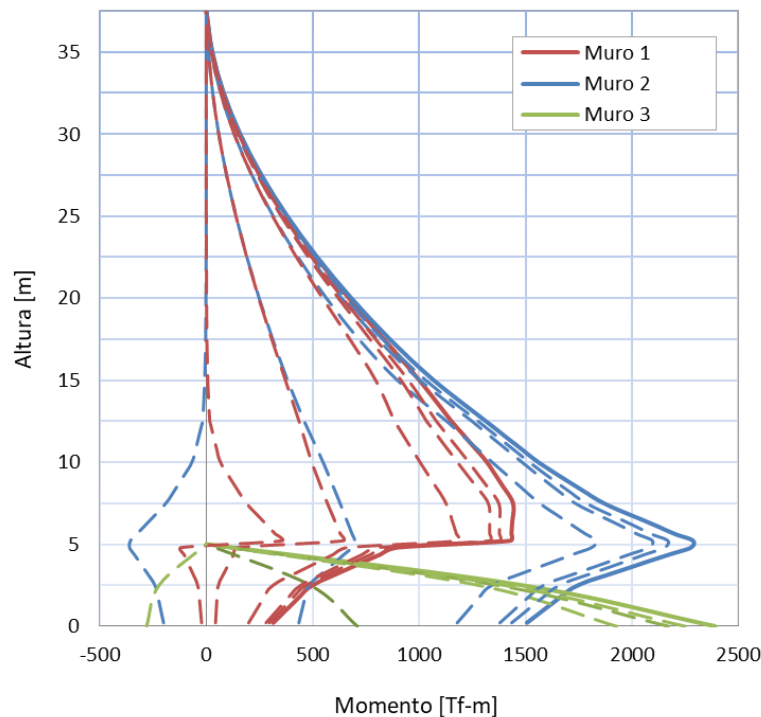


**Figura 9.6.6 Comparación de la distribución de momentos en la altura muros sistema F, desplazamiento positivo.**

En la Figura 9.6.7 se muestra la distribución del corte en la altura del Muro 1 y 2 para distintos desplazamientos. Se consideran los mismos seis estados de deformación mencionados previamente.

Se obtuvieron distribuciones similares a las observas en el sistema B [ver Figura 9.2.7] donde el trancamiento existente, produce enormes traspasos de corte en los dos primeros pisos, llegando en el segundo piso del Muro 1 a magnitudes negativas que son casi el triple de las registradas sin el trancamiento (sistema E) frente a un desplazamiento positivo [ver Figura 9.5.7].

La resistencia de diseño a corte reducida del Muro 1 es  $\phi V_n = 112 [Tf]$  considerando  $\phi = 0,6$  para muros resistentes a cargas sísmicas. En el segundo piso el corte alcanza las 180 [Tf], superando la resistencia de diseño. Se debiese realizar un diseño al corte por capacidad como se recomienda en el (ACI 318, 2015) para evitar una falla por corte. Esto explica que los elementos horizontales en esta zona del muro hayan alcanzado la fluencia [ver Figura 9.6.3]. Notar que  $V_n = 186 [Tf]$ .

Desde el tercer piso hacia arriba, las distribuciones de corte siguen el mismo comportamiento observado sin el trancamiento (sistema E) frente a un desplazamiento positivo. Donde los cortes gravitacionales anulan el crecimiento de los cortes sísmicos.

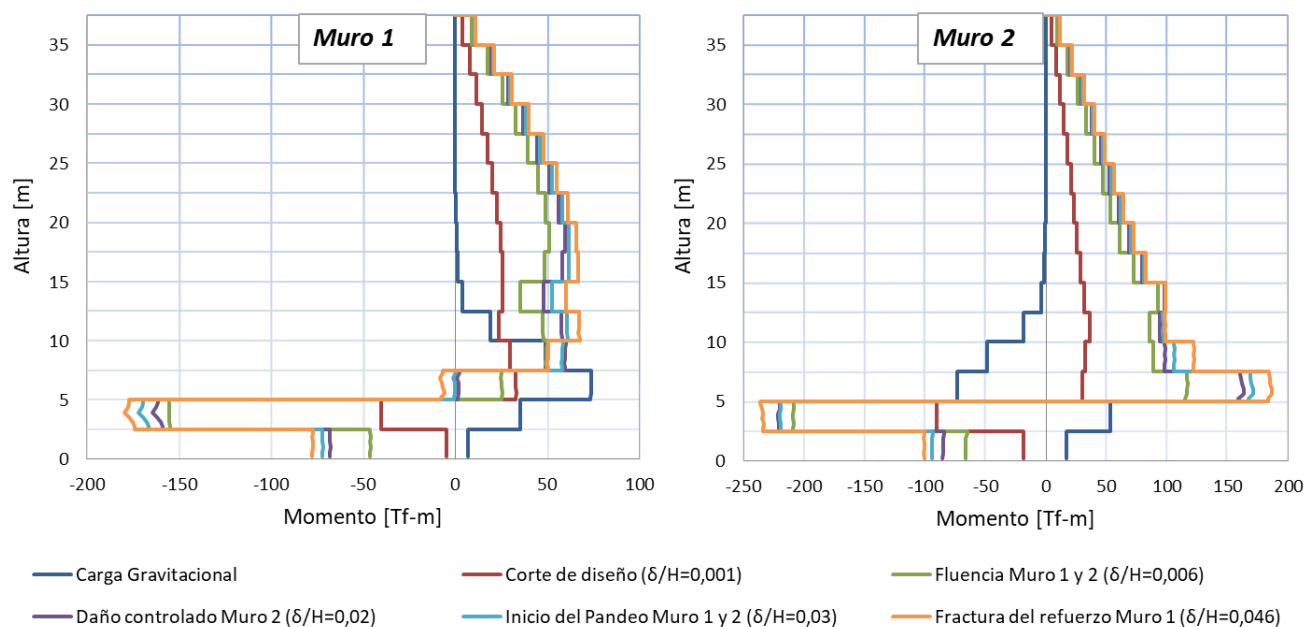


**Figura 9.6.7 Distribución de corte en la altura muros sistema F, desplazamiento positivo.**

En la Figura 9.6.8 se muestra la distribución de tensiones dentro de los muros frente al desplazamiento positivo final. En la Figura 9.6.9 se aprecia que el trancamiento induce importantes fuerzas de corte en este sistema, sobretudo en el segundo y tercer pisos.

En el Muro 1 estas fuerzas cortantes son más peligrosas en el segundo piso donde se tiene una menor sección. En la zona mencionada se aprecia una diagonal de compresión de gran magnitud atravesando el alma del muro, por lo que se debería realizar un diseño por capacidad para evitar una posible falla por corte en este piso. Se observan los mismos traspasos de fuerzas observados en el sistema E, al cambiar la sección del muro bandera sobre el tercer piso [ver Figura 9.5.8]. Además también se tiene una propagación de las fuerzas de tracción en el refuerzo principal, que se anulan en el quinto piso.

En el Muro 2 se observan los puntales de cortes típicos que se producen con el trancamiento. Estos son muy similares a los observados en el sistema base con trancamiento (sistema B) [ver Figura 9.2.8]. Es por esto que los daños observados en el Muro 2 son muy similares en ambos sistemas.

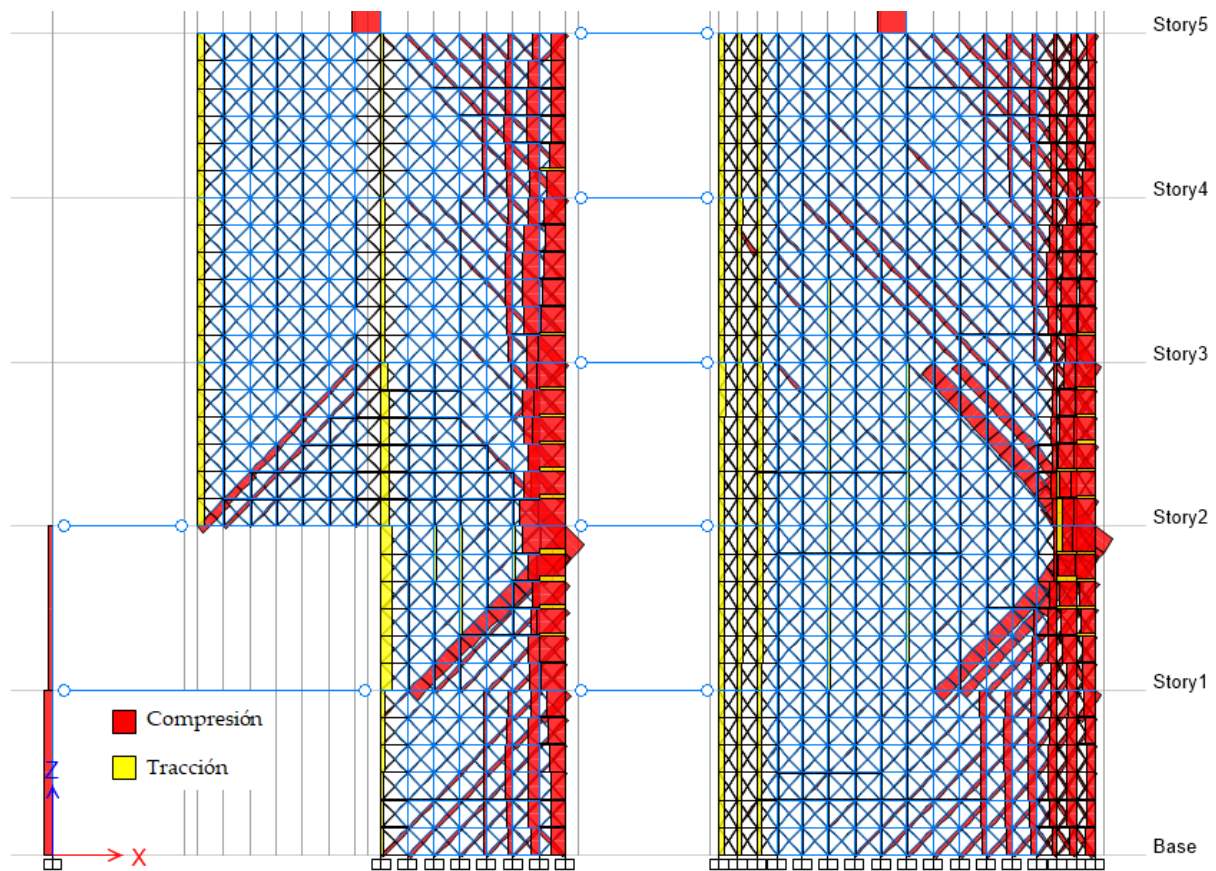


Figura 9.6.8 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema F, desplazamiento positivo.

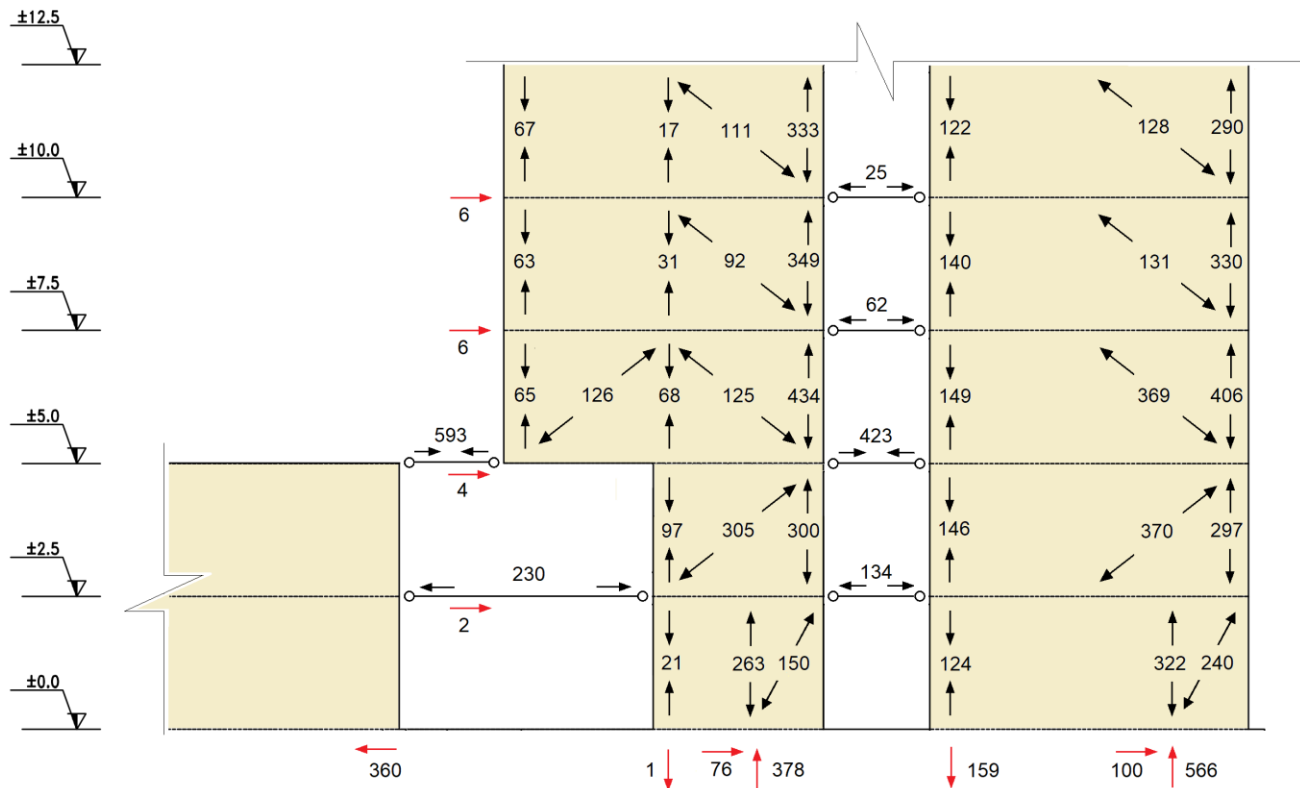


Figura 9.6.9 Esquema de transferencia de fuerzas del sistema F (+) en puntales más solicitados [Tf].

### 9.6.2 Desplazamiento en la dirección negativa

En la Figura 9.6.10 se muestra la relación corte basal versus desplazamiento lateral de techo proveniente del análisis incremental (*pushover*) para un desplazamiento en la dirección negativa. Se alcanzó un corte basal máximo de -129 [Tf] correspondiente a un 15% del peso del sistema, siendo menor a lo que se obtuvo frente a un desplazamiento en la dirección positiva, como también ocurrió en el “sistema E” sin trancamiento.

El trancamiento provoca que existan distintos tipos de falla en un sistema con un muro bandera, dependiendo de la dirección del desplazamiento. Puesto que en la dirección negativa, los daños son mayores en el hormigón que en el acero. El estado límite último de aplastamiento en el hormigón, se alcanzó con un  $\delta/H$  máximo igual a -0,039.

De acuerdo con el análisis, el acero del Muro 1 alcanzaría los límites de fluencia, 1% de alargamiento e inicio de pandeo con  $\delta/H=-0,006$ , -0,011 y -0,033 respectivamente. Mientras que en el Muro 2 lo haría con  $\delta/H=-0,005$ , -0,008 y -0,034. Esto sugiere que aunque al comienzo las deformaciones en el acero son mayores en el Muro 2, estas comenzarían a ser más importantes en el Muro 1 frente a grandes desplazamientos.

En cuanto al hormigón, el recubrimiento del Muro 2 comenzaría a descascarse con  $\delta/H=-0,013$ , se supera el 0,008 de acortamiento correspondiente al estado límite de daño controlado con  $\delta/H=-0,017$  y finalmente se produciría el aplastamiento con  $\delta/H=-0,039$ . Al igual que frente al desplazamiento positivo, en el Muro 1 no se presentarían daños en el hormigón, debido a que no se alcanza siquiera el límite de resistencia en las zonas comprimidas del muro.

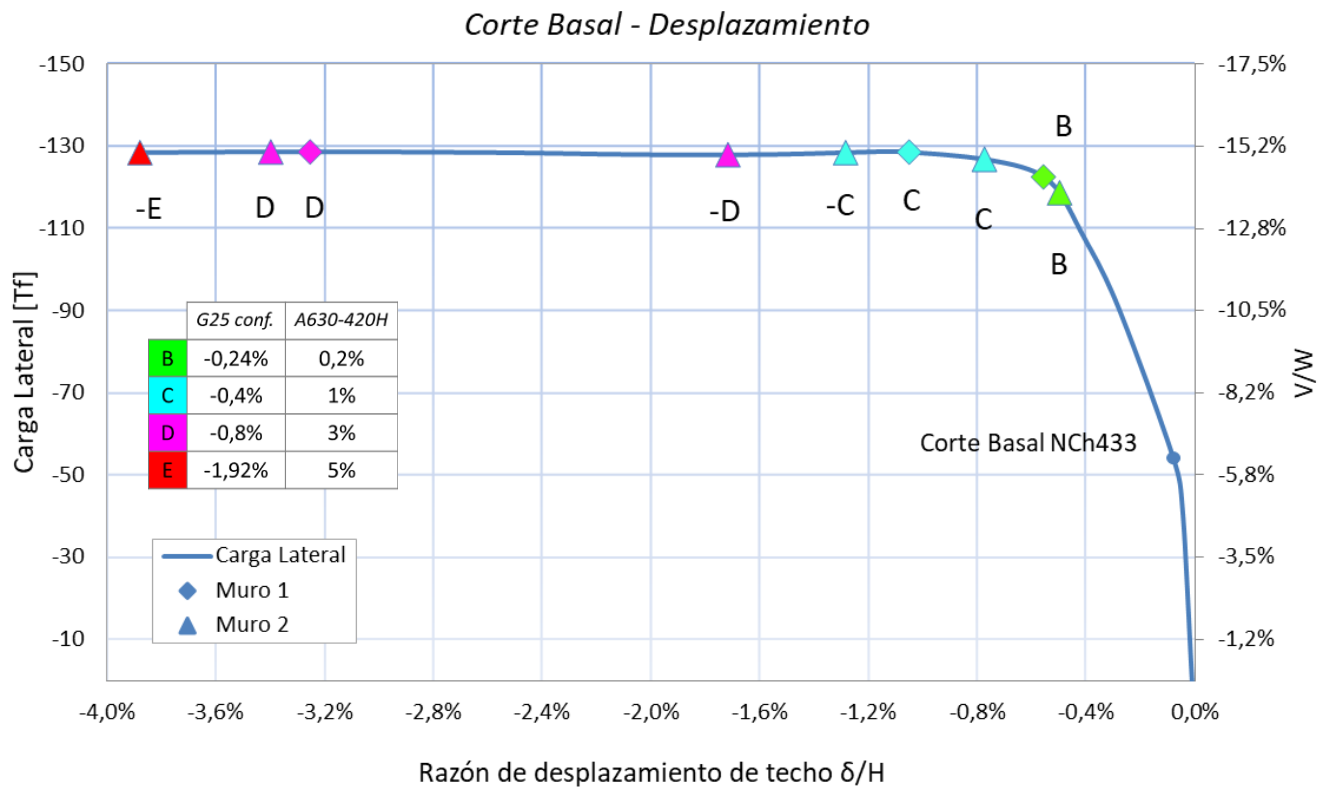


Figura 9.6.10 Respuesta global negativa del sistema F (curva *pushover*).

En la Figura 9.6.11(a) se muestra la deformada del sistema para  $\delta/H=-0,006$  donde ambos muros ya alcanzaron la fluencia. El refuerzo de borde del Muro 1 comienza a fluir en el segundo y tercer piso. En el Muro 2 la zona plastificada se ubicaría inicialmente en el tercer y cuarto piso, presentando además algunas fluencias en el alma del muro bajo el trancamiento.

En la Figura 9.6.11(b) se muestra la deformada del sistema para  $\delta/H=-0,017$ , donde el hormigón comprimido del Muro 2, alcanza una acortamiento unitario de 0,008 justo sobre el nivel del trancamiento. En este muro, la zona plastificada se expande desde el segundo al cuarto piso concentrándose donde termina el trancamiento.

En cambio en el Muro 1, al igual que frente a un desplazamiento positivo, el estiramiento del refuerzo se concentra en el segundo piso “abriéndose” el muro por debajo del trancamiento y superando el estado límite de servicio dado por el 1% de alargamiento en el acero.

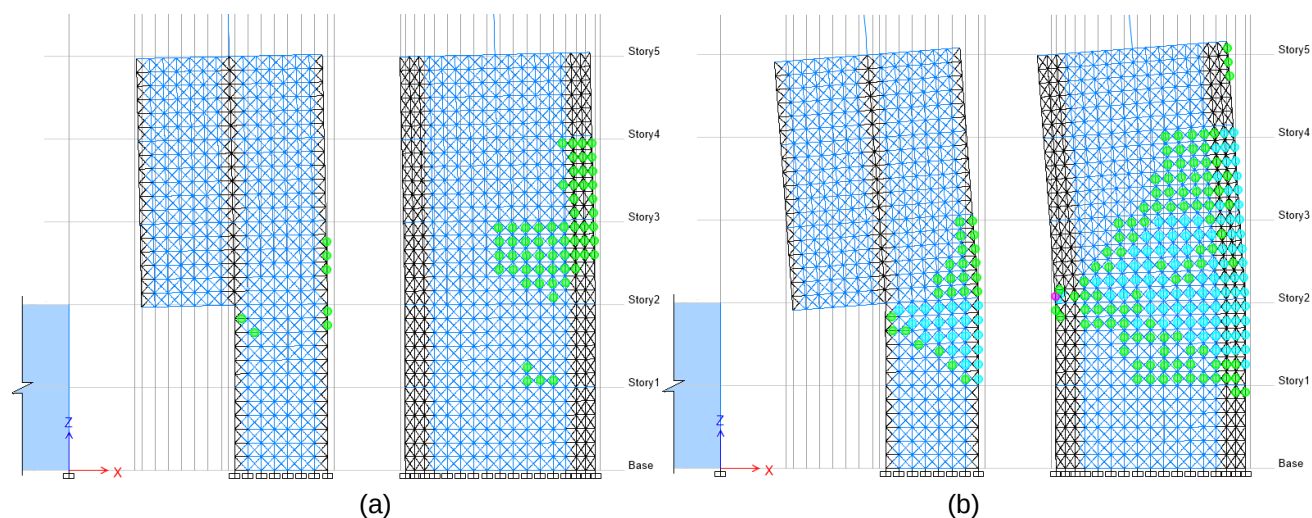


**Figura 9.6.11 Deformada negativa y deformaciones unitarias del sistema F para (a)  $\delta/H=-0,006$  y (b)  $\delta/H=-0,017$ .**

En la Figura 9.6.12 se muestra la deformada el sistema en su estado último, para  $\delta/H=-0,039$ , cuando se produce el aplastamiento del hormigón en el Muro 2 donde termina el trancamiento.

Aunque no se alcanza el límite último del acero, las deformaciones sugieren que el Muro 1 tendería a “abrirse” por debajo del trancamiento, al rotar todo el muro que sobresale. Los estribos de corte también se encuentran fluyendo en algunos elementos horizontales del segundo piso. La zona plastificada se extendería hacia el tercer piso y el hormigón no debería presentar ningún daño en todo el borde comprimido el muro.

En el Muro 2 la altura de la zona plastificada se extendería desde la base hasta el quinto piso. Se aprecia una concentración de las compresiones en la zona donde termina el trancamiento, donde varios elementos verticales y diagonales presentan grandes deformaciones. El refuerzo longitudinal supera el estado límite de inicio del pandeo en el tercer piso.

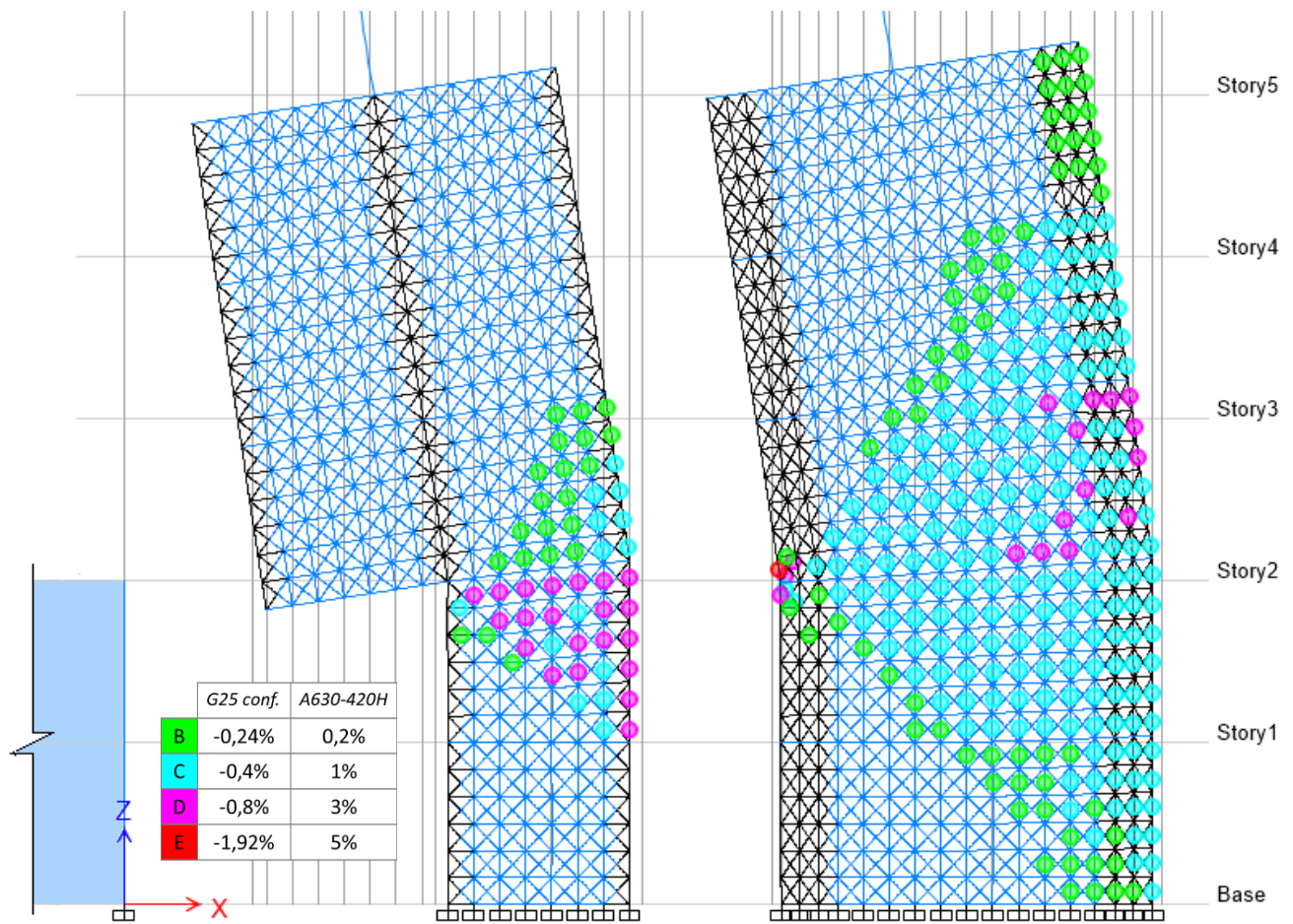


Figura 9.6.12 Deformada negativa final y deformaciones unitarias del sistema F para  $\delta/H = -0,039$ .

En las curvas momento vs desplazamiento de la Figura 9.6.13 se muestra la capacidad de deformación de cada muro por separado. La falla se produciría, cuando el hormigón en el Muro 2 alcance el límite de aplastamiento con  $\delta/H = -0,039$  equivalente a un desplazamiento en el techo de 1,5 [m].

Según el análisis, se presentarían acortamientos mayores en el hormigón frente a un desplazamiento en la dirección negativa que en la positiva, dándole por tanto una menor capacidad de deformación al sistema completo en esta dirección.

El sistema podría presentar daños importantes tanto en el acero como en el hormigón, ya que ambos muros superan el límite de inicio del pandeo. Al fallar el Muro 2, el Muro 1 presenta una deformación unitaria muy pequeña en el hormigón de -0,0017 y de 0,037 en el acero.

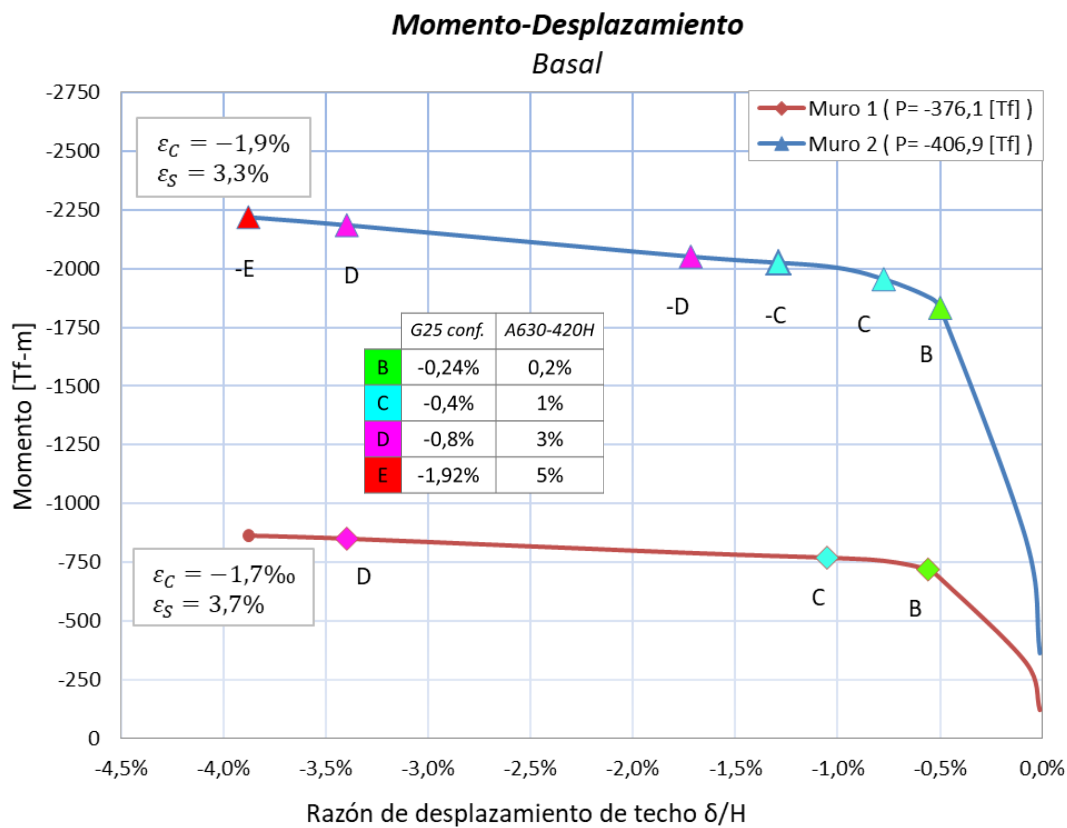


**Figura 9.6.13 Momento vs desplazamiento negativo muros sistema F.**

En la Figura 9.6.14 se muestra la distribución de momento en la altura del Muro 1 y 2 para distintos desplazamientos. Se consideran seis niveles de desplazamiento incluyendo los estados límites más importantes alcanzados por el sistema: carga gravitacional, corte de diseño, fluencia Muro 1, daño controlado Muro 2, inicio del pandeo Muro 1 y 2, y aplastamiento Muro 1.

En el Muro 1 la forma del diagrama de momentos en la altura, desde el tercer piso hacia arriba, es exactamente la misma que se tiene frente a un desplazamiento negativo sin el trancamiento, aunque se alcanzan mayores magnitudes. El salto en el cambio de sección también es el mismo ya que se debe a las cargas gravitacionales. La diferencia se da en los dos primeros pisos, donde los momentos disminuyen hacia la base debido al trancamiento.

En el Muro 2 la distribución de momentos en la altura desde el tercer piso hacia arriba, también es prácticamente la misma a la obtenida sin el trancamiento, pero con mayores magnitudes. El máximo se tiene sobre el segundo piso, justo donde termina el Muro 3 y por tanto el trancamiento. También se presenta una disminución hacia la base debido al trancamiento.

Como en todos los sistemas con trancamiento, la disminución en los pisos inferiores no anula completamente los momentos en la base de los muros. Teniéndose también en este caso importantes magnitudes en la base del Muro 2.

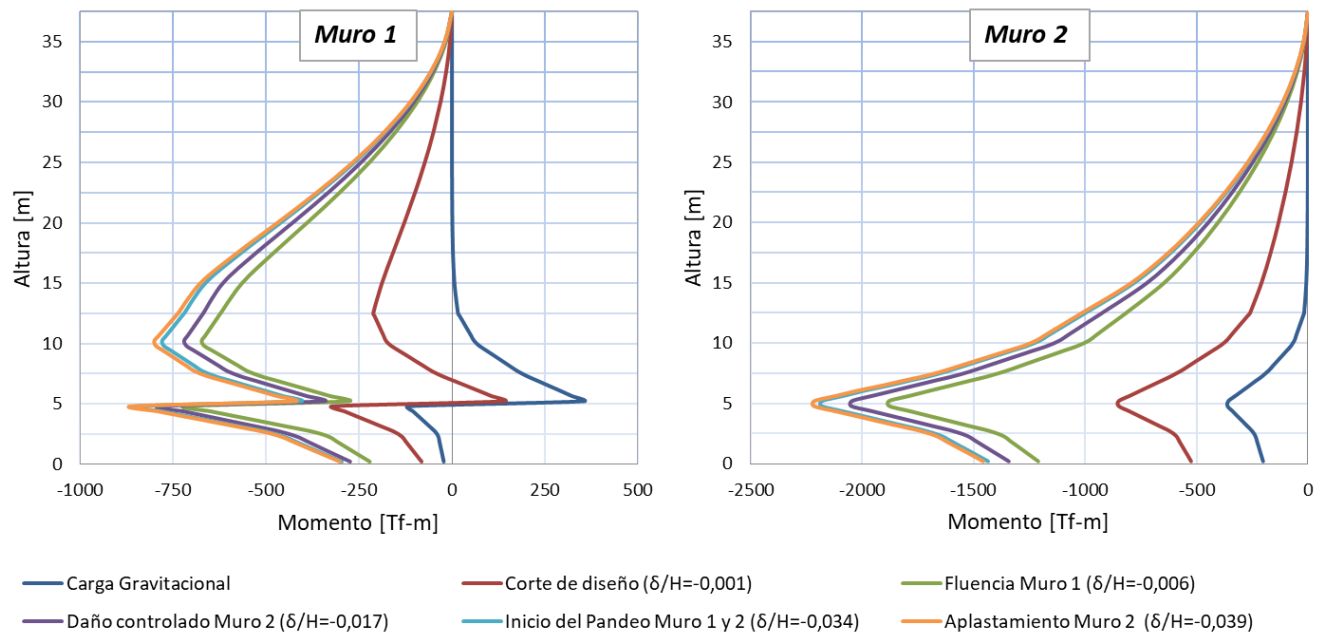


**Figura 9.6.14 Distribución de momentos en la altura muros sistema F, desplazamiento negativo.**

En la Figura 9.6.15 se muestra en un mismo gráfico la distribución de momentos en la altura del Muro 1, 2 y 3 para los distintos desplazamientos en la dirección negativa. Nuevamente se observa que los momentos de los Muros 1 y 2 tienden a igualarse hacia los pisos superiores, siendo idénticos desde la mitad hacia arriba.

Desde la mitad hacia los pisos inferiores, los momentos del Muro 1 comienzan a disminuir a medida que se acerca la irregularidad vertical, llegando a un máximo local cercano a las -800 [Tf-m] para luego seguir disminuyendo hasta aumentar abruptamente en el cambio de sección a un máximo de -860 [Tf-m] y seguir disminuyendo hasta la base. En el Muro 2 los momentos incrementan hacia los pisos inferiores hasta llegar a un máximo cercano a las -2200 [Tf-m] en el nivel del trancamiento, para luego disminuir hasta la base.

Las disminuciones en los dos primeros pisos de los Muros 1 y 2, son compensadas por el momento que absorbe el Muro 3. Este llega a un máximo que supera las -2000 [Tf-m] en la base.

En general los momentos alcanzados frente a un desplazamiento negativo menores, debido a que se alcanza un menor desplazamiento del sistema.

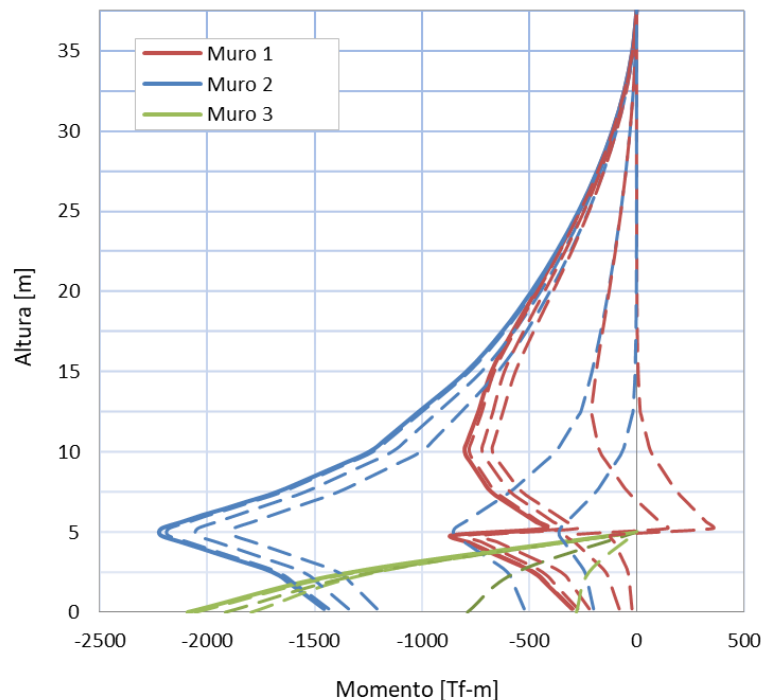


**Figura 9.6.15 Comparación de la distribución de momentos en la altura muros sistema F, desplazamiento negativo.**

En la Figura 9.6.16 se muestra la distribución del corte en la altura del Muro 1 y 2 para distintos desplazamientos. Se consideran los mismos seis estados de deformación mencionados previamente.

En los dos primeros pisos se tienen distribuciones similares a las observadas en el sistema B [ver Figura 9.2.7] donde el trancamiento existente produce considerables traspasos de fuerzas de corte. En el segundo piso del Muro 1, el corte llega a magnitudes que son cerca de ocho veces a las registradas sin el trancamiento (sistema E) frente a un desplazamiento negativo [ver Figura 9.5.16]. Esto podría significar que se presenten daños por corte en esta zona, concordantes con las deformaciones de los elementos horizontales observados en la Figura 9.6.12.

Desde el tercer piso hacia arriba, las distribuciones de corte siguen el mismo comportamiento observado sin el trancamiento (sistema E) frente a un desplazamiento negativo. Donde los cortes sísmicos se adicionan a los gravitacionales en el tercer piso.

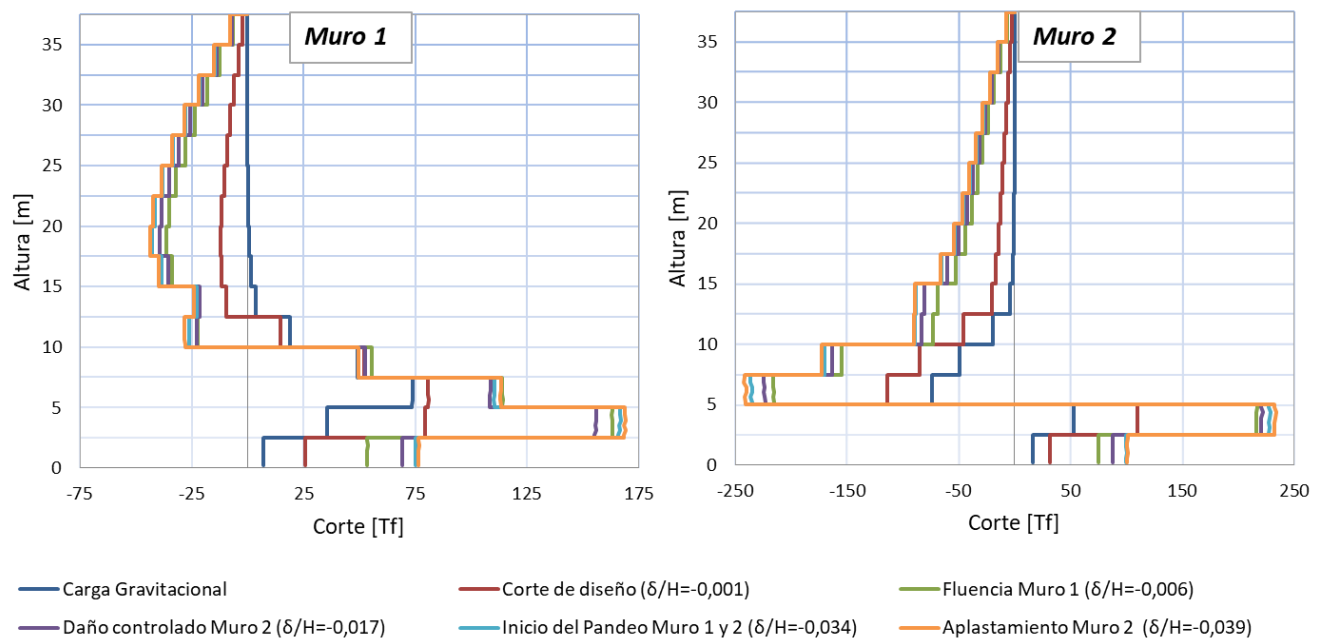


**Figura 9.6.16 Distribución de corte en la altura muros sistema F, desplazamiento negativo.**

En la Figura 9.6.17 se muestra la distribución de tensiones dentro de los muros frente al desplazamiento negativo final. Acá nuevamente se aprecia que el trancamiento provoca importantes fuerzas de corte en este sistema, sobretodo en el segundo y tercer piso [ver Figura 9.6.18].

Estas fuerzas de corte son más peligrosas en el segundo piso del Muro 1, donde se tiene una menor sección. En la zona mencionada, se aprecia una diagonal en compresión de gran magnitud proveniente de la esquina donde cambia la sección y que atraviesa toda el alma del muro. Se debiese realizar un diseño al corte por capacidad (ACI 318, 2015) para evitar una posible falla por corte en este piso.

El puntal en compresión mencionado es la continuación del traspaso de corte que se tiene al cambiar la sección del muro bandera sobre el tercer piso. En general desde el tercer piso hacia arriba, las fuerzas en el Muro 1 siguen el mismo camino que el observado sin el trancamiento (sistema E) para un desplazamiento negativo [ver Figura 9.5.17].

En el Muro 2 se observan los puntales de compresión típicos que se producen con el trancamiento. Estos son muy similares a los observados en el sistema base con trancamiento (sistema B) [ver Figura 9.2.8]. Es por esto que los daños observados en el Muro 2 son muy similares en ambos sistemas.

En general se aprecia que el corte tiene más predominancia al aplicar un trancamiento, tanto para un desplazamiento en la dirección negativa o positiva. Por lo que el diseño debería tomar especial cuidado con las fuerzas de corte en el Muro 1 bajo el trancamiento.

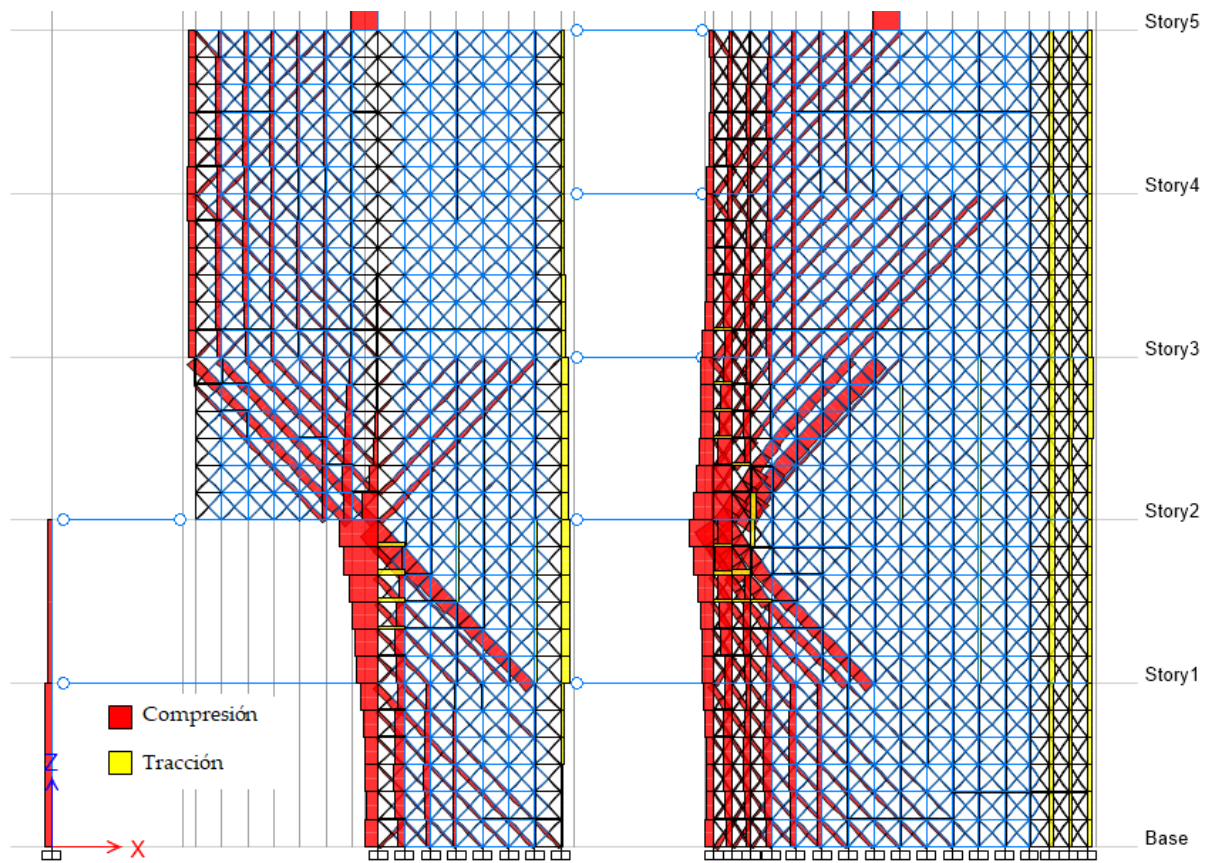


Figura 9.6.17 Diagrama cualitativo de fuerzas axiales puntal tensor sistema F, desplazamiento negativo.

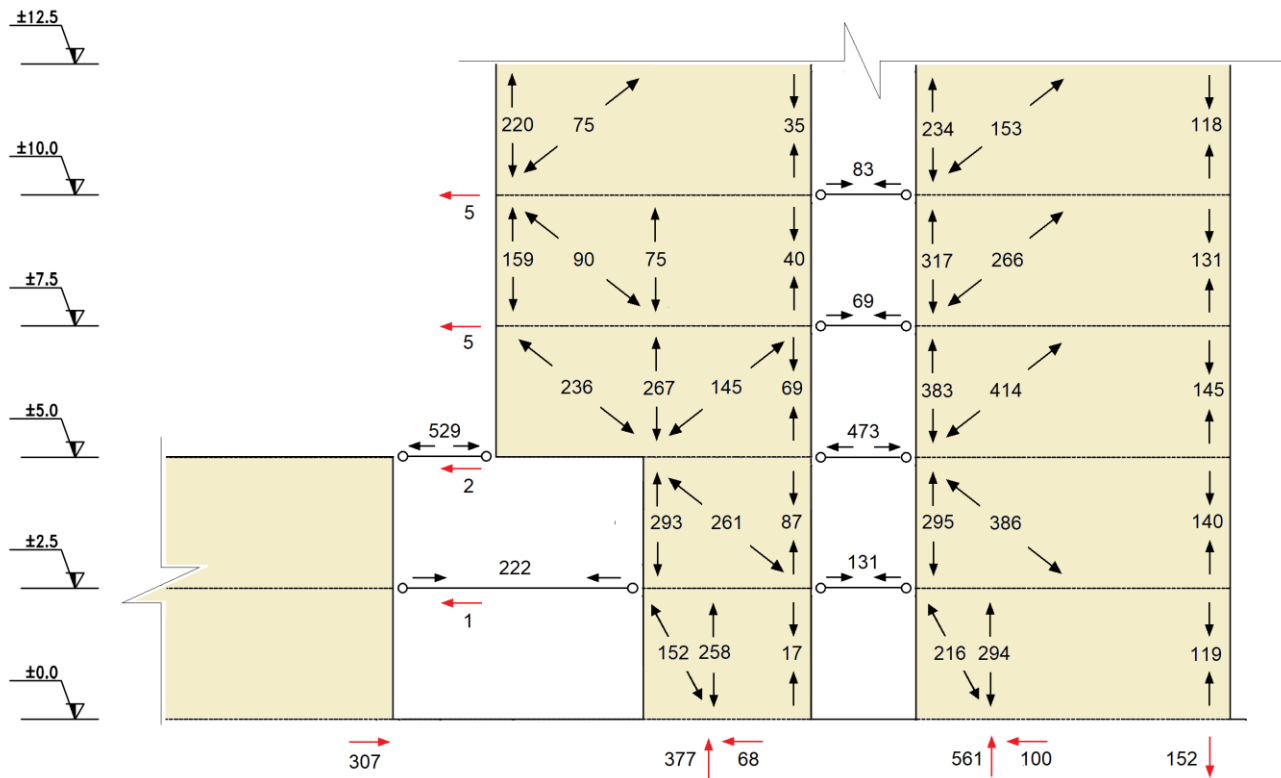


Figura 9.6.18 Esquema de transferencia de fuerzas sistema F (-) en puntales más solicitados [Tf].



## 10 Conclusiones

- De los casos de estudio considerados en esta tesis, se puede concluir que en sistemas estructurales con muros con irregularidad en la dirección vertical se puede alcanzar una capacidad de deformación considerable al diseñar las secciones por capacidad, no siendo necesariamente la presencia de una irregularidad un factor que implique daño. Una baja carga axial, baja cuantía longitudinal de borde, usar secciones rectangulares y un alto confinamiento, otorgarían una gran ductilidad de deformación del sistema.
- En el caso de muros apoyados sobre columnas en sus extremos, se podría lograr una buena capacidad de deformación si se limita la carga axial de las columnas a valores cercanos al 50% de la resistencia a compresión de la sección bruta ( $\sim 0,5 f'_c A_g$ ) si se usa un confinamiento adecuado. No es posible estimar la capacidad de deformación del machón comprimido utilizando un modelo elástico lineal, debido a que al deformarse no se presenta ningún punto de inflexión bajo el muro. Por lo tanto, es necesario realizar un modelo más sofisticado del tipo no lineal si se requiere medir la capacidad de deformación de los machones que sostienen el muro.
- Los sistemas que contienen muros con disminución del largo en los pisos inferiores, tuvieron la menor capacidad de deformación, especialmente el sistema sin trancamiento en los subterráneos donde la baja ductilidad se debe principalmente a una concentración de tensiones en los bordes comprimidos. La asimetría de este tipo de muros provoca que la ductilidad del sistema dependa del sentido en que se aplica el desplazamiento. Sabiendo que esta irregularidad disminuye la ductilidad del sistema, un diseño elástico lineal es suficiente para estimar el comportamiento de estos muros mientras se le otorgue la mayor capacidad de deformación posible.
- En muros con trancamiento en los primeros pisos, se producen grandes transferencias de fuerzas de corte que son de hasta un orden de magnitud mayores en comparación a los sistemas sin trancamiento. Se concluye que no es suficiente realizar el diseño a corte según lo entregado por la ACI318 para muros resistentes a cargas sísmicas, siendo más adecuado realizar un diseño por capacidad que permita estimar correctamente el corte presente en los muros. Tener en cuenta que estas fuerzas de corte deben ser transferidas a las losas, las que deben ser diseñadas para resistirlas adecuadamente y sean así capaces de traspasar dichas fuerzas entre los distintos elementos verticales.
- Pese a lo anterior, el trancamiento mejora la capacidad de deformación en muros apoyados sobre columnas al disminuir las deformaciones laterales del machón comprimido. Sin embargo, las fuerzas en este machón son similares a las del sistema sin trancamiento, debiéndose tomar las mismas precauciones mencionadas. En muros bandera se debe tener en consideración que un trancamiento provocaría grandes alargamientos en el acero de refuerzo que está debajo del nivel de trancamiento.
- Finalmente, los análisis indican que los acortamientos más importantes en el hormigón no se propagarían en la altura, produciéndose una concentración del daño por aplastamiento del hormigón en los bordes comprimidos, como se observó en algunos edificios dañados por el terremoto del Maule del 2010.

## 11 Bibliografía

- ACI 318. (2015). *ACI Committee. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): An ACI Standard: Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14), an ACI Report*. American Concrete Institute.
- Álvarez, R. (2018). *Determinación del desplazamiento de fluencia en sistemas de muros*. Universidad Técnica Federico Santa María.
- Calvi, G., Priestley, M., & Kowalsky, M. (2008). *Displacement-based seismic design of structures*. 3rd National Conference on Earthquake Engineering and Engineering Seismology.
- DSN°60. (2011). *Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el decreto N°118, de 2010*. (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Ed.)
- DSN°61. (2011). *Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto N°117, de 2010*. (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Ed.) Santiago: Diario Oficial de la República de Chile.
- Estudio del proyecto estructural y recomendaciones generales de recuperación edificio Toledo-viña del mar*. (2010). Pontificia Universidad Católica de Valparaíso; Facultad de ingeniería.
- Lu, Y., & Panagiotou, M. (2012). *Three-dimensional nonlinear cyclic beam-truss model for non-planar reinforced concrete walls* (Vol. 1). Rep. UCB/SEMM-2012.
- Lu, Y., & Panagiotou, M. (2013). *Three-dimensional cyclic beam-truss model for nonplanar reinforced concrete walls*. (Vol. 140). (A. S. Engineers, Ed.) Journal of Structural Engineering.
- Lu, Y., Panagiotou, M., & Koutromanos, I. (2014). *Three-dimensional Beam-Truss Model for Reinforced-Concrete Walls and Slabs Subjected to Cyclic Static or Dynamic Loading*. (P. E. Center, Ed.) No. PEER Report 2014/18.
- Mander, J. B., Priestley, M., & Park, R. (1983). *Seismic design of bridge piers*. (U. o. Canterbury, Ed.) Christchurch, New Zealand: Civil Engineering.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). *Observed stress-strain behavior of confined concrete* (Vol. 114). (A. S. Engineers, Ed.) Journal of Structural Engineering.
- Massone, L., Yañez, F., & Hube, M. (2017). *Curso de diseño práctico de secciones irregulares de hormigón armado usando el método Puntal-Tensor*. Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile.
- Moehle, J. (2014). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw Hill Professional.
- NCh1537 Of.2009. (2009). *Diseño Estructural de Edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso*. Instituto Nacional de Normalización INN.
- NCh170 Of.2016. (2016). *Hormigón - Requisitos generales*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización INN.
- NCh3171 Of.2010. (2010). *Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga*. Santiago: Instituto Nacional de Normalización INN.

- NCh433 Of.1996 mod2009. (2009). *Diseño Sísmico de edificios*. Santiago: Comité Coordinador de Normas Sismorresistentes.
- NIST. (2014). *Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake*. National Institute of Standards and Technology.
- Oh, S. H., & Jeon, J. (2014). *A Study on Optimum Distribution of Story Shear Force Coefficient for Seismic Design of Multi-story Structure* (Vol. 3). International Journal of High-Rise Buildings.
- Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley New York.
- Paulson, C., Rutenberg, J. M., Graham, S. K., & Darwin, D. (2016). *Defining Yield Strength for Nonprestressed Reinforcing Steel*. American Concrete Institute.
- Priestley, M. (2000). *Performance based seismic design* (Vol. 33). Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering.
- Restrepo, J. I. (2009). *Elementos de Diseño por Desempeño*. Viña del Mar: Universidad Técnica Federico Santa María.
- Rodriguez, M. E., Botero, J. C., & Villa, J. (1999). *Cyclic stress-strain behavior of reinforcing steel including effect of buckling* (Vol. 125). (A. S. Engineers, Ed.) Journal of Structural Engineering.
- Rondon, C. (2005). *Manual de armaduras de refuerzo para hormigón* (1 ed.). Chile: S.A, Gerdau AZA.
- Scott, B., Park, R., & Priestley, M. (1989). *Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Ratio Rates*. (L. U. Technology, Ed.) Lulea, Sweden: Doctoral Thesis.
- Stevens, N., Uzumeri, S., & Will, G. (1991). *Constitutive model for reinforced concrete finite element analysis* (Vol. 88). Structural Journal.
- Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (1995). *Displacement-based design of RC structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and T-shaped cross-sections*. Department of Civil Engineering; Clarkson University.
- Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986). *The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear* (Vol. 88). Journal Proceedings.
- Zhang, P., Restrepo, J. I., Conte, J. P., & Ou, J. (2017). *Nonlinear finite element modeling and response analysis of the collapsed Alto Rio building in the 2010 Chile Maule earthquake*. The Structural Design of Tall and Special Buildings.