



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Análisis del efecto del endurecimiento por deformación y la ductilidad del material en pórticos de acero inoxidable

Trabajo realizado por:

Luciano Alonso

Dirigido por:

Esther Real Saladrigas

Itsaso Arrayago Luquin

Máster en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, **enero 2020**

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA)

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

RESUMEN

El acero inoxidable puede considerarse como una muy buena alternativa al acero al carbono como material estructural resistente, gracias a que posee propiedades mecánicas excelentes tales como una alta ductilidad, una adecuada tenacidad, un considerable endurecimiento por deformación y un comportamiento adecuado a altas temperaturas. Todo ello lo hace apropiado como material de construcción de estructuras requeridas para soportar cargas estáticas o accidentales como sismos e incendios.

Durante las últimas décadas, los trabajos de investigación se han centrado en el estudio del comportamiento estructural de los elementos aislados de acero inoxidable. No obstante, los avances relacionados con el análisis de estructuras de acero inoxidable más complejas, como los pórticos, son escasos. De hecho, la normativa propia de acero inoxidables como material estructural no establece reglas de diseño específicas asociadas con el análisis global de los pórticos de este material, debiendo ser adoptadas las disposiciones dadas para el acero al carbono.

Sobre esta base, en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politècnica de Catalunya se ha llevado a cabo un extenso programa experimental sobre pórticos de acero inoxidable austenítico con secciones huecas rectangulares (SHR) sometidos a cargas estáticas.

En este contexto, en el presente trabajo se analizan los resultados obtenidos en el programa experimental y se evalúa el efecto del comportamiento global plástico sobre los pórticos estudiados mediante la utilización de modelos numéricos previamente calibrados con los resultados experimentales.

ABSTRACT

Stainless Steel can be considered as a very good alternative to carbon steel as a structural material, due to its excellent mechanical properties such as high ductility, adequate toughness, considerable strain-hardening and good fire resistance. All this makes it an ideal construction material for structures required to withstand static or accidental loads such as earthquakes and fires.

During las decades international research efforts have focused on the understanding of the structural behaviour of the material, cross-section and isolated members. Research on more complex stainless steel structures, such as frames, are scarce. This explains the lack of specific design rules for the global structural analysis of stainless steel frames in codes.

On this basis, a comprehensive experimental programme on stainless steel frames is currently being carried out at the Universitat Politècnica de Catalunya. The main objective is to assess the performance of stainless steel frames subjected to static loading.

In this context, in this work the results obtained in the experimental program are analysed and the effect of the global plastic behaviour on the frames studied is evaluated by using numerical models previously calibrated with the experimental results.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha llevado a cabo bajo la supervisión de mis tutoras Esther Real e Itsaso Arrayago del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad Politècnica de Catalunya. Mi más sincero agradecimiento hacia ellas por la dedicación e implicación recibida y por todos los conocimientos transmitidos. También quiero darle las gracias a Isabel González de León por su paciencia y sus valiosos aportes.

Este trabajo se desarrolla en el marco del proyecto nacional de investigación BIA2016-75678-R, AEI/FEDER, UE “Comportamiento estructural de pórticos de acero inoxidable. Seguridad frente a acciones accidentales de sismo y fuego”.

Por otro lado, me gustaría agradecer a toda mi familia, especialmente a mis padres, Marisa y Carlos, por su apoyo incondicional y sus valores inculcados en mi persona. Ellos me han enseñado el significado del esfuerzo, el respeto y la libertad. También a mi abuela Chela y a mi hermano Matías, por el apoyo, el cariño y los consejos de toda la vida.



Índice

RESUMEN	1
AGRADECIMIENTOS	3
ÍNDICE	4
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	11
1.1.- Antecedentes.....	11
1.2.- Objetivos.....	12
1.2.1.- Objetivos Generales.....	12
1.2.2.- Objetivos Específicos.....	12
1.3.- Metodología.....	13
1.4.- Contenido.....	13
CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE	15
2.1.- Acero Inoxidable.....	15
2.1.1.- Tipos de Aceros Inoxidables.....	16
2.1.2.- Aplicaciones del Acero Inoxidable.....	18
2.2.- Normas y Guías de Diseño para el Acero Inoxidable Estructural.....	18
2.3.- Comportamiento Tenso-Deformacional del Acero Inoxidable.....	19
2.4.- Modelo Material.....	21
2.5.- Resistencia de la Sección Transversal.....	23
2.5.1.- EN 1993-1-4+A1 (2015).....	23
2.5.2.- Continuous Strength Method (CSM).....	26
2.6.- Comportamiento Global de Pórticos de Acero Inoxidable.....	28
2.7.- Análisis Global Plástico de Estructuras de Acero Inoxidable.....	29



CAPÍTULO III: CAMPAÑA EXPERIMENTAL	31
3.1.- Ensayos de Pórticos de Acero Inoxidable Austenítico.....	31
3.1.1.- Descripción de los Pórticos.....	32
3.1.2.- Configuración de Ensayos de Pórticos.....	33
3.2.- Campaña Experimental Previa: Caracterización del Material y Resistencias de las Secciones Transversales.....	36
3.2.1.- Ensayos de Caracterización del Material.....	37
3.2.2.- Propiedades Geométricas de las Secciones Transversales.....	37
3.2.3.- Resistencia de las Secciones Transversales a Compresión.....	38
3.2.4.- Resistencia de las Secciones Transversales a Flexión.....	39
3.3.- Resultados de los Ensayos de Pórticos.....	41
CAPÍTULO IV: MODELO NUMÉRICO Y VALIDACIÓN	43
4.1.- Modelos Numéricos de Elementos Finitos.....	43
4.1.1.- Geometría General.....	45
4.1.2.- Sección Transversal.....	45
4.1.3.- Material.....	46
4.1.4.- Condiciones de Contorno y Cargas.....	48
4.1.5.- Mallado.....	50
4.1.5.- Tipo de Análisis e Imperfección Inicial.....	50
4.2.- Validación de Modelos Numéricos.....	50
CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS	58
5.1.- Cálculo de Resistencias de la Sección Transversal.....	58
5.2.- Momentos Flectores en los Pórticos.....	59
5.2.1.- Momentos Flectores en el Pórtico S1.....	60
5.2.2.- Momentos Flectores en el Pórtico S2.....	66
5.2.3.- Momentos Flectores en el Pórtico S3.....	69



5.3.- Esfuerzos Axiles en los Pórticos.....	72
5.3.1.- Esfuerzos Axiles en el Pórtico S1.....	72
5.3.2.- Esfuerzos Axiles en el Pórtico S2.....	74
5.3.3.- Esfuerzos Axiles en el Pórtico S3.....	75
5.4.- Diagramas de Interacción de Esfuerzos.....	76
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	79
8.1.- Conclusiones.....	79
8.2.- Recomendaciones.....	80
REFERENCIAS.....	82

Índice de Figuras

Figura 2.1.- Familias de aceros inoxidables según contenido de cromo y níquel.....	16
Figura 2.2.- Curvas tensión-deformación para el acero inoxidable y el acero al carbono para deformaciones entre 0 y 0,75 %.....	20
Figura 2.3.- Curvas tensión-deformación completas para el acero inoxidable y el acero al carbono.....	20
Figura 2.4.- Definición de la resistencia correspondiente a una deformación remanente de 0,2 % y del límite de proporcionalidad.....	21
Figura 2.5.- Principales parámetros del modelo material.....	22
Figura 3.1.- Disposición general de los pórticos de acero inoxidable.....	32
Figura 3.2.- Detalle de empotramiento (izquierda) y apoyo simple (derecha).....	34
Figura 3.3.- Disposición general de los ensayos sobre los pórticos.....	35
Figura 3.4.- Detalle de la sección de carga vertical.....	36
Figura 3.5.- Detalle del apoyo de columna, gato horizontal y célula de carga.....	36
Figura 3.6.- Configuración de ensayo y modo de fallo de la probeta S4-SC.....	39
Figura 3.7.- Curvas experimentales carga vs. acortamiento final de <i>stub columns</i>	39
Figura 3.8.- Configuración de ensayo a flexión en cuatro puntos.....	40
Figura 3.9.- Curvas experimentales carga total vs. flecha en el centro de vano de las vigas.....	40
Figura 3.10.- Curvas experimentales carga vertical vs. flecha en centro de vano en los pórticos S1 y S3.....	41
Figura 3.11.- Curvas experimentales carga horizontal vs. desplazamiento horizontal en apoyos en los pórticos S1 y S3.....	41
Figura 3.12.- Curvas experimentales de carga y reacciones verticales en apoyos en el pórtico S1.....	42
Figura 4.1.- Vista frontal del modelo S1_shell.....	44
Figura 4.2.- Vista en perspectiva del modelo S1_shell.....	44
Figura 4.3.- Vista frontal del modelo S1_beam.....	45

Figura 4.4.- Definición de las regiones planas y de las esquinas de la sección transversal	46
Figura 4.5.- Curvas $\sigma_{ing}-\varepsilon_{ing}$ y $\sigma_{true}-\varepsilon_{true}$ para la sección S1	47
Figura 4.6.- Configuración general de las condiciones de contorno y cargas para Step-1	49
Figura 4.7.- Configuración general de las condiciones de contorno y cargas para Step-2	49
Figura 4.8.- Pórtico S1: curva carga vertical vs. desplazamiento vertical en el centro del vano	51
Figura 4.9.- Pórtico S1: curva reacción horizontal en la base vs. desplazamiento horizontal	52
Figura 4.10.- Pórtico S2: curva carga vertical vs. desplazamiento vertical en el centro del vano	53
Figura 4.11.- Pórtico S2: curva reacción horizontal en la base vs. desplazamiento horizontal	54
Figura 4.12.- Pórtico S3: curva carga vertical vs. desplazamiento vertical en el centro del vano	55
Figura 4.13.- Pórtico S3: curva reacción horizontal en la base vs. desplazamiento horizontal	56
Figura 5.1.- Cálculo de la tensión crítica ideal de abolladura a flexión de la sección S1	58
Figura 5.2.- Puntos de observación de los pórticos	60
Figura 5.3.- Pórtico S1: diagramas de momentos flectores para cuatro pasos de carga	61
Figura 5.4.- Pórtico S1: diagramas de momentos flectores para once pasos de carga 1/2	62
Figura 5.5.- Pórtico S1: diagramas de momentos flectores para once pasos de carga 2/2	63
Figura 5.6.- Mecanismo de colapso del pórtico según la teoría plástica	64
Figura 5.7.- Pórtico S1: momentos flectores vs. pasos de carga	65



Figura 5.8.- Pórtico S2: diagramas de momentos flectores para cuatro pasos de carga...	66
Figura 5.9.- Pórtico S2: diagramas de momentos flectores para once pasos de carga 1/2	67
Figura 5.10.- Pórtico S2: diagramas de momentos flectores para once pasos de carga 2/2	67
Figura 5.11.- Pórtico S2: momentos flectores vs. pasos de carga	68
Figura 5.12.- Pórtico S3: diagramas de momentos flectores para cuatro pasos de carga	69
Figura 5.13.- Pórtico S3: diagramas de momentos flectores para once pasos de carga 1/2	70
Figura 5.14.- Pórtico S3: diagramas de momentos flectores para once pasos de carga 2/2	71
Figura 5.15.- Pórtico S3: momentos flectores vs. pasos de carga	72
Figura 5.16.- Pórtico S1: diagramas de esfuerzos axiales para dos pasos de carga	73
Figura 5.17.- Pórtico S2: diagramas de esfuerzos axiales para dos pasos de carga	74
Figura 5.18.- Pórtico S3: diagramas de esfuerzos axiales para dos pasos de carga	75
Figura 5.19.- Pórtico S1: diagramas de interacción esfuerzos axiales vs. momentos flectores 1/2	77
Figura 5.20.- Pórtico S1: diagramas de interacción esfuerzos axiales vs. momentos flectores 2/2	78

Índice de Tablas

Tabla 2.1.- Relaciones anchura-espesor máximas en elementos internos comprimidos.....	24
Tabla 2.2.- Elementos internos sometidos a compresión.....	25
Tabla 3.1.- Definición general de los pórticos ensayados.....	33
Tabla 3.2.- Parámetros de la caracterización del material de los ensayos a tracción sobre muestras.....	37
Tabla 3.3.- Propiedades geométricas de las probetas.....	38
Tabla 3.4.- Resultados de los ensayos sobre <i>stub columns</i>	38
Tabla 3.5.- Resultados de los ensayos sobre vigas.....	40
Tabla 4.1.- Propiedades geométricas de las secciones transversales modeladas.....	45
Tabla 4.2.- Coeficientes de ponderación de áreas de las secciones transversales.....	47
Tabla 4.3.- Parámetros de caracterización del material.....	47
Tabla 4.4.- Valores de rigidez de muelles y cargas verticales introducidos en los modelos.....	50
Tabla 5.1.- Resistencias a compresión de las secciones transversales de los pórticos.....	59
Tabla 5.2.- Resistencias a flexión de las secciones transversales de los pórticos.....	59
Tabla 5.3.- Pórtico S1: momentos flectores para cuatro pasos de carga.....	61
Tabla 5.4.- Pórtico S1: momentos flectores para once pasos de carga.....	63
Tabla 5.5.- Pórtico S2: momentos flectores para cuatro pasos de carga.....	66
Tabla 5.6.- Pórtico S2: momentos flectores para once pasos de carga.....	68
Tabla 5.7.- Pórtico S3: momentos flectores para cuatro pasos de carga.....	69
Tabla 5.8.- Pórtico S3: momentos flectores para once pasos de carga.....	71
Tabla 5.9.- Pórtico S1: esfuerzos axiales para dos pasos de carga.....	73
Tabla 5.10.- Pórtico S2: esfuerzos axiales para dos pasos de carga.....	75
Tabla 5.11.- Pórtico S3: esfuerzos axiales para dos pasos de carga.....	76

Capítulo I: Introducción

1.1.- Antecedentes

Propiedades mecánicas como una alta ductilidad, una adecuada tenacidad, un considerable endurecimiento por deformación y un comportamiento adecuado a altas temperaturas sugieren que el acero inoxidable puede representar una excelente alternativa como material de construcción de estructuras requeridas para soportar cargas estáticas o accidentales como sismos e incendios.

Durante las últimas décadas, los trabajos de investigación se han centrado en el estudio del comportamiento estructural de los elementos aislados de acero inoxidable (Arrayago & Real, 2016; Afshan & Gardner, 2013b; Arrayago et al., 2015b; Huang & Young, 2013). No obstante, los avances relacionados con el análisis de estructuras de acero inoxidable más complejas, como los pórticos, son escasos (Arrayago et al., 2017c; Walport et al., 2019). De hecho, la normativa propia de acero inoxidable como material estructural EN 1993-1-4+A1 (2015) no establece reglas de diseño específicas asociadas con el análisis global de los pórticos de este material y, por lo tanto, deben ser adoptadas las disposiciones dadas para el acero al carbono en EN 1993-1-1 (2005).

Sobre esta base, en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politècnica de Catalunya se ha llevado a cabo un extenso programa experimental sobre pórticos de acero inoxidable austenítico, traslacionales e intraslacionales, con secciones huecas rectangulares (SHR), esbeltas y compactas, sometidos a cargas estáticas (Arrayago et al., 2019a; Arrayago et al., 2019b; Arrayago et al., 2019c). El objetivo final de este estudio es de evaluar las reglas de diseño de estructuras de acero inoxidable existentes en la actualidad, en términos la influencia del endurecimiento por deformación y de la no linealidad del material en la resistencia última y en la importancia de los efectos de segundo orden. Dichos ensayos se enmarcan dentro del proyecto nacional BIA2016-75678-R, AEI/FEDER, UE “Comportamiento estructural de pórticos de acero inoxidable. Seguridad frente a acciones accidentales de sismo y fuego”.

En este contexto, en el presente trabajo se analizan los resultados obtenidos en el programa experimental y se evalúa el efecto del comportamiento global plástico sobre los pórticos estudiados.



1.2.- Objetivos

El objetivo principal del trabajo es estudiar el comportamiento global plástico sobre pórticos de acero inoxidable austenítico de secciones huecas rectangulares sometidos a cargas verticales y horizontales, mediante el uso de modelos numéricos y resultados experimentales obtenidos de ensayos sobre pórticos reales.

1.2.1.- Objetivos Generales

El objetivo general del trabajo es analizar los resultados experimentales obtenidos en una campaña experimental sobre pórticos de acero inoxidable realizada en el Laboratorio “Luis Agulló” del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politècnica de Catalunya. Dicho análisis se realiza mediante modelos numéricos que permitan reproducir el comportamiento de los pórticos ensayados y evaluar efectos que no se pueden obtener directamente de los datos experimentales, como son el comportamiento global plástico de los pórticos y la influencia que tiene el efecto de endurecimiento por deformación y la ductilidad del material sobre el mismo.

Los modelos numéricos deberán ser validados frente a resultados experimentales obtenidos en los pórticos reales ensayados.

1.2.2.- Objetivos Específicos

Los objetivos específicos de este trabajo son los siguientes:

- Recopilar antecedentes sobre estudios de pórticos de acero inoxidable y revisar los enfoques específicos de la normativa vigente.
- Desarrollar modelos de elementos finitos en un software específico que permita el estudio del caso.
- Validar dichos modelos mediante la comparación con datos experimentales sobre pórticos reales.
- Analizar los resultados obtenidos en los modelos y obtener conclusiones sobre los mismos.

1.3.- Metodología

En este apartado se presenta la metodología aplicada para alcanzar los objetivos mencionados.

En primer lugar, se ha realizado una recopilación de estudios previos, guías de diseño y artículos relacionados con el material, los pórticos, y los métodos de cálculo de los mismos.

En segundo lugar, se ha estudiado y analizado la información correspondiente a la campaña experimental de ensayos sobre pórticos y elementos aislados de acero inoxidable, con el objetivo de definir las características geométrica y del material a utilizar en el trabajo.

En tercer lugar, se han desarrollado modelos numéricos de distintas características con el fin de poder validarlos y utilizarlos en la obtención de datos, más allá de los obtenidos experimentalmente, que permitan el estudio de los pórticos con mayor profundidad.

En cuarto lugar, se han examinado los resultados de los modelos a través de tablas y gráficas, buscando analizar el efecto de las características propias del acero inoxidable en el comportamiento global de los pórticos.

Por último, se establecen conclusiones y se proponen estudios a futuro.

1.4.- Contenido

El trabajo consta de 5 capítulos además del presente dedicado a la introducción, los objetivos perseguidos, la metodología utilizada y el contenido del trabajo.

En el Capítulo 2 se lleva a cabo la revisión de la literatura y el estado del arte existente sobre el acero inoxidable y sus características principales. Además, se informa acerca de las normas y guías de diseño vigentes en Europa y los distintos enfoques utilizados para el cálculo de las resistencias de las secciones transversales y el análisis global de pórticos de acero inoxidable.

El Capítulo 3 describe el programa experimental llevado a cabo en el Laboratorio “Luís Agulló” del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politècnica de Catalunya sobre pórticos de acero inoxidable austenítico y sobre el cual se basa el trabajo.

El Capítulo 4 se compone primeramente de la descripción de los modelos numéricos de elementos finitos, seguido de la comparación y validación de estos con los ensayos experimentales.



El Capítulo 5 se encuentra dividido en dos apartados. El primero informa sobre las resistencias de diseño obtenidas en base a las normativas vigentes. El segundo presenta los resultados de esfuerzos internos obtenidos a partir de los modelos numéricos y su análisis a través de gráficas y tablas de datos.

Finalmente, en el Capítulo 6 se exponen las conclusiones obtenidas a partir del desarrollo del trabajo y se dan propuestas sobre posibles estudios a futuro relacionados con el tema.

Capítulo II: Estado del Arte

El presente capítulo explica brevemente qué es el acero inoxidable, sus propiedades más características, tipos de grados existentes, y su comportamiento mecánico. Por otro lado, se mencionan las normas y guías de diseño utilizadas en Europa y los distintos enfoques utilizados para el cálculo de las resistencias de las secciones transversales y el análisis global de pórticos de acero inoxidable.

2.1.- Acero Inoxidable

El acero inoxidable es el nombre que recibe la familia de aleaciones de acero resistentes tanto a la corrosión como a las altas temperaturas con un contenido en cromo igual o superior al 10,5 %. Este contenido en cromo es el responsable de la formación de una delgada capa, estable y no porosa sobre la superficie del acero inoxidable (conocida como capa pasiva), que se repara inmediatamente en presencia de oxígeno si es dañada. La estabilidad de la capa protectora depende de la composición del acero inoxidable, su tratamiento superficial y de la corrosividad de su entorno. Dicha estabilidad aumenta a medida que aumenta el contenido de cromo y se mejora adicionalmente mediante adiciones de aleación de molibdeno y nitrógeno.

Existen otros elementos de aleación que, mediante adiciones controladas, permiten variar las propiedades mecánicas y físicas, aumentando la estabilidad de la capa pasiva o mejorando su ductilidad. Estas aleaciones dan lugar a un amplio rango de grados de acero inoxidable que abarcan gran cantidad de usos específicos en función de su resistencia a la corrosión y sus propiedades mecánicas. Algunas posibles adiciones serían el carbono, el níquel, el manganeso o el titanio.

Los aceros inoxidables se clasifican en 5 grupos o familias, cada uno de ellos con diferentes propiedades y niveles de resistencia a la corrosión. Se comentan cada uno de ellos con mayor detenimiento a continuación. En la Figura 2.1 se muestran las familias de aceros inoxidables identificadas en función de sus contenidos en cromo y níquel.

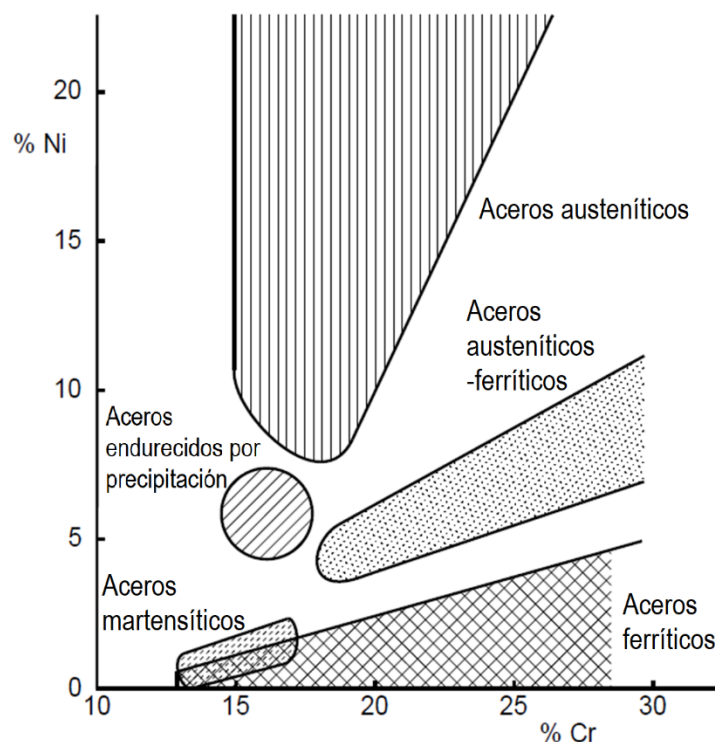


Figura 2.1.- Familias de aceros inoxidables según contenido de cromo y níquel. (Manual de diseño para acero inoxidable estructural, 2017).

2.1.1.- Tipos de Aceros Inoxidables

Acero inoxidable austenítico:

Los aceros inoxidables austeníticos más comúnmente utilizados son aquellos con un contenido de cromo del 17 al 18 % y un contenido de níquel entre el 8 y el 11 %. Su estructura atómica es cúbica cristalina centrada en las caras. Debido a esto, además de su resistencia a la corrosión, poseen una elevada ductilidad, son fáciles de conformar y son fácilmente soldables. Presentan una mejor tenacidad en comparación con el acero al carbono para un amplio rango de temperaturas. Puede aumentarse su resistencia mediante el trabajado en frío, pero no mediante tratamiento térmico. Son los aceros inoxidables más utilizados en la construcción.

Acero inoxidable ferrítico:

El contenido en cromo de los aceros inoxidables ferríticos más utilizados oscila entre el 10,5 y el 18 % además de no contener prácticamente nada de níquel. Su estructura atómica centrada en el cubo es la misma que la de los aceros al carbono. Son más baratos que los aceros inoxidables austeníticos equivalentes en resistencia a la corrosión y su precio es más estable. En general son menos dúctiles y menos soldables que los austeníticos. Para el trabajo con máquinas y el conformado presentan



propiedades muy similares al acero al carbono S355. Puede aumentarse su resistencia mediante el trabajado en frío, pero en menor medida que en el caso de los aceros inoxidables austeníticos; y tampoco puede aumentarse mediante tratamiento térmico. Estos aceros se utilizan típicamente en ambientes interiores o en ambientes exteriores con condiciones atmosféricas suaves. Su resistencia a la corrosión puede mejorarse mediante adiciones de molibdeno. Generalmente se utilizan espesores iguales o menores a 4 mm.

Acero inoxidable dúplex (austenítico-ferrítico):

Los aceros inoxidables dúplex tienen una microestructura mixta entre austeníticos y ferríticos. Típicamente contienen entre 20 y 26 % de cromo, de 1 a 8 % de níquel, de 0,05 a 5 % de molibdeno y entre 0,05 y 0,3 % de nitrógeno. Son dos veces más resistentes que los aceros austeníticos en la condición de recocido, lo que permite utilizar secciones transversales más pequeñas con el uso de este material, lo que puede ser muy importante en aquellas estructuras en las que el peso juegue un papel importante, como puentes o estructuras *off-shore*. Puede aumentarse su resistencia con el trabajado en frío, pero no mediante tratamiento térmico. Son fácilmente soldables y tienen buena resistencia a la fisuración por corrosión bajo tensión, por lo que pueden considerarse complementarios de los aceros inoxidables ferríticos, ya que son más fácilmente utilizados con espesores mayores.

Acero inoxidable martensítico:

Tienen una estructura centrada en el cuerpo, similar a la de los aceros inoxidables ferríticos y a la del acero al carbono, pero gracias a su alto contenido en carbono, pueden aumentar su resistencia mediante tratamiento térmico. Se utilizan generalmente en condiciones de endurecido y templado, lo que les proporciona mayor resistencia y una resistencia moderada a la corrosión. Se utilizan en aplicaciones en las que se pueda sacar provecho de su resistencia al desgaste y a la abrasión. Son menos dúctiles y más sensibles al efecto entalla que los aceros inoxidables ferríticos, austeníticos y dúplex. Su uso en elementos soldados es limitado, puesto que a pesar de ser posible requiere unos procesos determinados.

Acero inoxidable endurecido por precipitación:

Su resistencia a la corrosión es en general mejor que la de los aceros inoxidables martensíticos y similar a la de los aceros inoxidables austeníticos con un 18 % de cromo y un 8 % de níquel. Su resistencia puede aumentarse mucho mediante tratamiento térmico y adquirir tres grupos diferentes de microestructura en función del grado:



martensítico, semi-austenítico y austenítico. Estos aceros no se utilizan para fabricación soldada. Se emplean en aplicaciones que requieran alta resistencia y una resistencia a la corrosión moderada.

2.1.2.- Aplicaciones del Acero Inoxidable

Su alta resistencia a la corrosión convierte al acero inoxidable en un material muy útil para su uso en ambiente corrosivos y agresivos, siendo un material idóneo para ambientes marinos, plantas químicas y de tratamiento de aguas.

Su uso está también muy difundido en el sector de la automoción y en el sector médico y alimentario debido a su facilidad de limpieza y bajo requisito de mantenimiento.

Su introducción en el campo de la construcción data de la década de 1930, no obstante, su uso en elementos estructurales es más bien reciente. Uno de los motivos de este retraso ha sido la ausencia de una normativa consistente debido al bajo número de investigaciones existentes en la materia. Sin embargo, gracias a los avances de los últimos años, ya se cuentan con ejemplos de construcciones en acero inoxidable.

Las principales ventajas de este material para su aplicación en la ingeniería estructural son su durabilidad, sus propiedades mecánicas y estéticas, su comportamiento frente a acciones accidentales y su resistencia al fuego. Además, es una buena elección para estructuras de difícil inspección y mantenimiento, expuestas a agua o productos químicos corrosivos.

2.2.- Normas y Guías de Diseño para el Acero Inoxidable Estructural

El empleo del acero inoxidable como material resistente ha sido limitado hasta hace poco tiempo debido en parte a la falta de guías de diseño propias para este material, como consecuencia de la escasa investigación del comportamiento del mismo. Sin embargo, en las últimas décadas han sido llevados a cabo numerosos estudios relativos al comportamiento estructural del acero inoxidable. Algunos de ellos se han centrado en la caracterización del comportamiento tenso-deformacional (Arrayago et al., 2015a), el efecto de las tensiones residuales (Cruise & Gardner, 2008), el efecto del aumento de resistencia por el trabajado en frío (Rossi et al., 2013) o han buscado expresiones de cálculo para determinar la resistencia de las secciones transversales (Bock et al., 2015), incluyendo el Continuous Strength Method (CSM) (Afshan & Gardner, 2013a). Los resultados de dichos estudios han permitido desarrollar normativas para el cálculo de estructuras de acero inoxidable, diferentes a las del acero al carbono.

La primera guía europea de diseño de acero inoxidable fue el Manual de Diseño para Estructuras de Acero Inoxidable, publicada por Euro Inox en 1994. Esto fundó las bases para la norma europea de acero inoxidable EN 1993-1-4 (2006), cuyo alcance es proporcionar disposiciones complementarias a la norma EN 1993-1-1 (2005) de acero al carbono.

Conviene aclarar cuáles son las versiones actuales de las normativas mencionadas en el párrafo anterior. Por un lado, el Comité Europeo de Normalización planea publicar próximamente una nueva versión del Eurocódigo para acero inoxidable que sustituya la versión actual EN 1993-1-4+A1 (2015). Por otro lado, el Manual de Diseño para Estructuras de Acero Inoxidable ya cuenta con su cuarta versión, publicada en 2017 y en donde se incluyen comentarios relacionados con los cambios de la próxima versión del Eurocódigo. Para la realización del presente trabajo se utilizaron tanto la cuarta versión del Manual de Diseño (2017) como la versión actualizada de la norma europea EN 1993-1-4+A1 (2015).

2.3.- Comportamiento Tenso-Deformacional del Acero Inoxidable

El acero inoxidable presenta un comportamiento tenso-deformacional diferente al del acero al carbono. La diferencia más significativa se observa en la forma de la curva tensión-deformación. Mientras el acero al carbono exhibe un comportamiento elástico lineal hasta su límite elástico y una zona plana antes del endurecimiento por deformación, el acero inoxidable presenta una relación tensión-deformación no lineal sin un límite elástico claramente definido.

En las Figuras 2.2 y 2.3 se observan las curvas tensión-deformación, para tres tipos de aceros inoxidables y para un acero al carbono típico, para un rango de deformaciones inferiores al 0,75 % y hasta rotura, respectivamente. Se aprecia el claro límite elástico del acero al carbono y la forma redondeada de las curvas correspondientes a los aceros inoxidables.

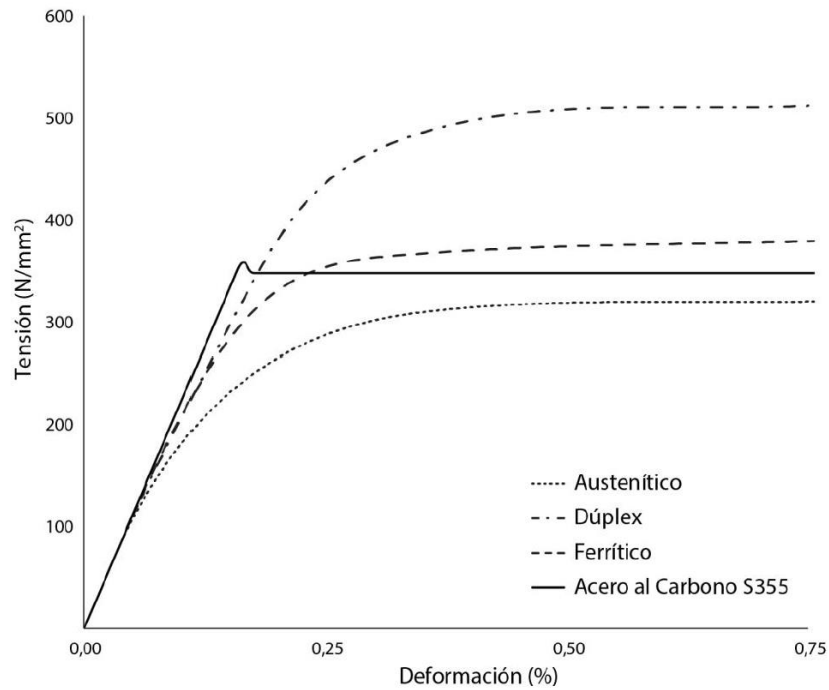


Figura 2.2.- Curvas tensión-deformación para el acero inoxidable y el acero al carbono para deformaciones entre 0 y 0,75 %. (Manual de diseño para acero inoxidable estructural, 2017).

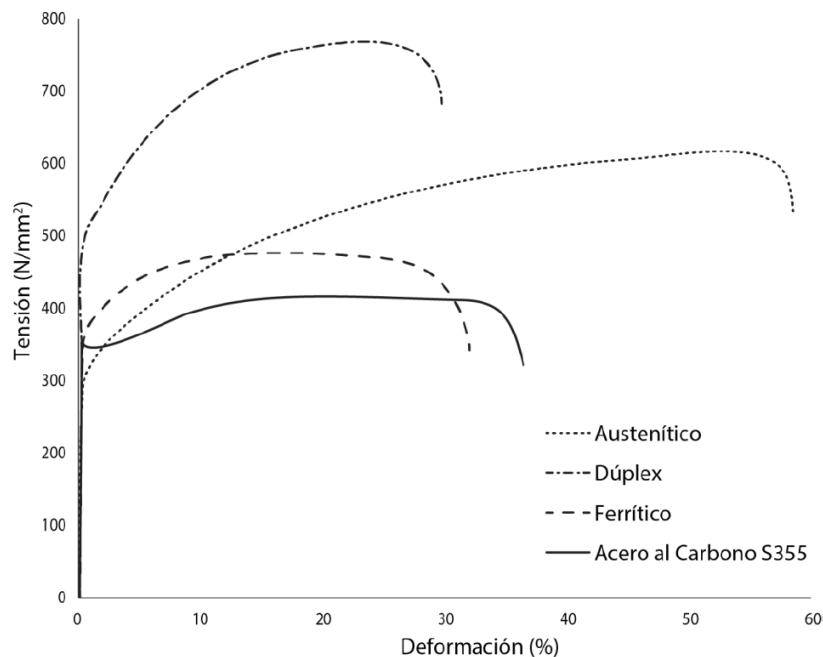
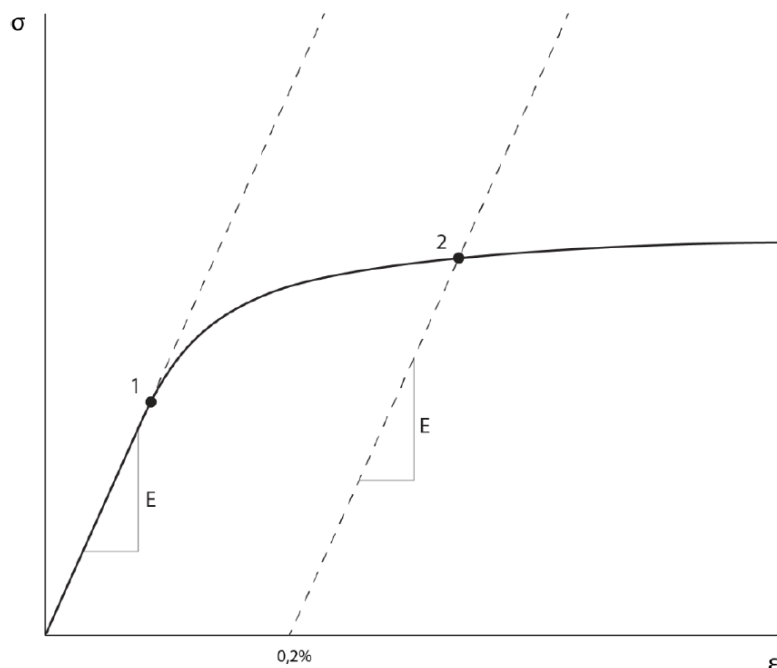


Figura 2.3.- Curvas tensión-deformación completas para el acero inoxidable y el acero al carbono. (Manual de diseño para acero inoxidable estructural, 2017).

En general, el límite elástico del acero inoxidable se expresa en términos de una resistencia de prueba definida para un determinado valor de deformación remanente, convencionalmente adoptado en 0,2 % (punto 2 en la Figura 2.4). Por otro lado, el límite de proporcionalidad del límite elástico (punto 1) varía del 40 al 70 % de la resistencia correspondiente a una deformación remanente del 0,2 %.



1. Límite elástico (de proporcionalidad)
2. Tensión correspondiente a una deformación remanente de 0,2%

Figura 2.4.- Definición de la resistencia correspondiente a una deformación remanente de 0,2 % y del límite de proporcionalidad. (Manual de diseño para acero inoxidable estructural, 2017).

2.4.- Modelo Material

El comportamiento no lineal de los diferentes grados de acero inoxidable se puede representar mediante una expresión analítica constitutiva propuesta originalmente por Ramberg & Osgood (1943) y modificada por Hill (1944) a través de la ecuación 2.1.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + 0,002 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_{0,2}} \right)^n \quad \text{para } \sigma \leq \sigma_{0,2} \quad (2.1)$$

Donde E es el módulo de elasticidad, $\sigma_{0,2}$ la tensión asociada a una deformación plástica remanente del 0,2 % (considerada como el límite elástico), σ es la tensión normal y n es el exponente de endurecimiento por deformación obtenido mediante la ecuación 2.2.

$$n = \ln(4) / \ln \left(\frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_{0,05}} \right) \quad (2.2)$$

Donde $\sigma_{0,05}$ es la tensión correspondiente a una deformación remanente del 0,05 %.

La formulación básica anterior proporciona resultados precisos cuando se trabaja con tensiones inferiores al límite elástico, pero cuando las tensiones sobrepasan ese valor, el modelo deja de ser válido. Con el fin de describir el comportamiento del acero inoxidable para tensiones mayores al límite elástico, se han planteado diferentes

modelos de dos etapas, basados en el modelo propuesto por Mirambell & Real (2000), que ofrecen una segunda expresión para el dicho rango de tensiones (ecuación 2.3).

$$\varepsilon = \frac{\sigma - \sigma_{0,2}}{E_{0,2}} + \left(\varepsilon_u - \varepsilon_{0,2} - \frac{\sigma_u - \sigma_{0,2}}{E_{0,2}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma - \sigma_{0,2}}{\sigma_u - \sigma_{0,2}} \right)^m + \varepsilon_{0,2} \quad \text{para } \sigma > \sigma_{0,2} \quad (2.3)$$

Donde $E_{0,2}$ es el módulo tangente en la tensión correspondiente a una deformación remanente del 0,2 % (ecuación 2.4), $\varepsilon_{0,2}$ es la deformación correspondiente al límite elástico y σ_u y ε_u son la tensión última y la deformación correspondiente, respectivamente.

$$E_{0,2} = \frac{E_0}{1 + 0,002 \cdot n \cdot \frac{E_0}{\sigma_{0,2}}} \quad (2.4)$$

Posteriormente, Rasmussen (2003) revisó el modelo para grados de acero inoxidable austenítico, dúplex y ferrítico y redujo el número de parámetros para simplificar el procedimiento de cálculo (ecuación 2.5), donde se asume que la deformación plástica última es igual a la deformación última. El segundo parámetro no lineal m se determina con la ecuación 2.6 y la deformación última ε_u con la igualdad 2.7. Estas ecuaciones están incluidas, con alguna variación de nomenclatura, en el Anejo C del EN 1993-1-4+A1 (2015) y en el Anejo C del Manual de Diseño (2017) para modelar el comportamiento del acero inoxidable. La Figura 2.5 se extrae de este último, donde se definen los principales parámetros del modelo.

$$\varepsilon = \frac{\sigma - \sigma_{0,2}}{E_{0,2}} + \varepsilon_u \cdot \left(\frac{\sigma - \sigma_{0,2}}{\sigma_u - \sigma_{0,2}} \right)^m + \varepsilon_{0,2} \quad \text{para } \sigma_{0,2} < \sigma \leq \sigma_u \quad (2.5)$$

$$m = 1 + 2,8 \cdot \frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_u} \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_u = 1 - \sigma_{0,2} / \sigma_u \quad \text{para austeníticos y dúplex} \quad (2.7)$$

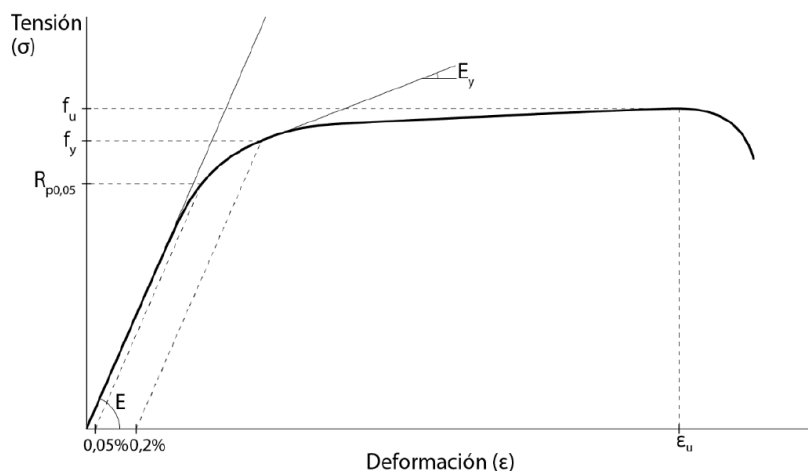


Figura 2.5.- Principales parámetros del modelo material. (Manual de diseño para acero inoxidable estructural, 2017).

2.5.- Resistencia de la Sección Transversal

Como se mencionó anteriormente, el comportamiento del acero inoxidable es sustancialmente distinto al del acero al carbono. Sin embargo, en las normas aplicables al acero inoxidable se asume un comportamiento análogo al del acero al carbono con algunas modificaciones.

A continuación, se expone el método de cálculo de resistencia seccional propuesto en Eurocódigo EN 1993-1-4+A1 (2015), y replicado en el Manual de Diseño (2017), para el cálculo de las resistencias a compresión y flexión de las secciones transversales. A continuación, se describe un nuevo método de cálculo el Continuous Strength Method (CSM) que tiene en cuenta el aumento de resistencia que proporciona el endurecimiento del material y que ya se ha incorporado en el Anejo D del Manual de Diseño (2017). En este documento se presentan solamente las expresiones correspondientes al caso de secciones transversales huecas rectangulares (SHR) de acero inoxidable austenítico.

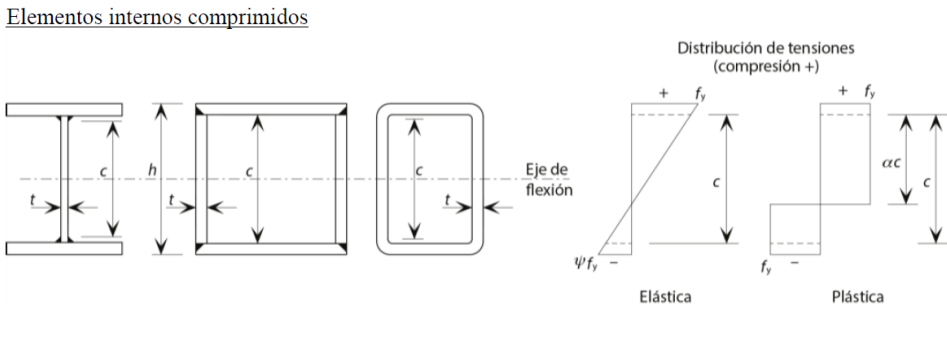
2.5.1.- EN 1993-1-4+A1 (2015)

La normativa europea EN 1993-1-4+A1 (2015), requiere una clasificación previa de las secciones transversales para evaluar su capacidad de plastificación y de rotación una vez alcanzada dicha plastificación, y poder definir correctamente su resistencia. Las clases son análogas a las del acero al carbono en EN 1993-1-1 (2005) y se definen como:

- Clase 1: secciones transversales en las que se puede formar una rótula plástica con la capacidad de rotación requerida para un análisis plástico.
- Clase 2: secciones transversales en las que se puede alcanzar el momento plástico, pero tienen una capacidad de rotación limitada.
- Clase 3: secciones transversales en las que la tensión en la fibra más comprimida de la pieza puede alcanzar el límite elástico, pero la abolladura puede impedir alcanzar el momento plástico.
- Clase 4: secciones transversales en las que la abolladura ocurre antes de que se alcance la tensión de límite elástico en una o más partes de la sección transversal.

La clasificación de una sección transversal depende de la clase más alta (menos favorable) de sus partes constituyentes, que se encuentran parcial o totalmente comprimidas. Se debe tener en cuenta en el análisis el esfuerzo al que están sometidas dichas partes y sus dimensiones. Los límites establecidos en EN 1993-1-4+A1 (2015) para las secciones de acero inoxidable se observan en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1.- Relaciones anchura-espesor máximas en elementos internos comprimidos. (Manual de diseño para acero inoxidable estructural, 2017).

Elementos internos comprimidos				
				
Clase	Elemento sometido a flexión	Elemento sometido a compresión	Elemento sometido a flexión y compresión	
1	$c/t \leq 72,0\varepsilon$	$c/t \leq 33,0\varepsilon$	cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq 396,0\varepsilon/(13\alpha - 1)$ cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq 36,0\varepsilon/\alpha$	
2	$c/t \leq 76,0\varepsilon$	$c/t \leq 35,0\varepsilon$	cuando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq 420,0\varepsilon/(13\alpha - 1)$ cuando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq 38,0\varepsilon/\alpha$	
3	$c/t \leq 90,0\varepsilon$	$c/t \leq 37,0\varepsilon$	$c/t \leq 18,5\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ para k_σ ver 5.4.1	
$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \frac{E}{210\,000} \right]^{0,5}$	Grado	1.4301	1.4401	1.4462
	f_y (N/mm ²)	210	220	460
	ε	1,03	1,01	0,698
Notas: Para secciones huecas, c puede tomarse como $(h - 3t)$ o $(b - 3t)$ $E = 200 \times 10^3$ N/mm ² $\alpha = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{N_{Ed}}{f_y c \sum t_w} \right)$ para secciones simétricas alrededor del eje fuerte				

Las características de las secciones clase 4 pueden determinarse a partir de los anchos eficaces de sus elementos comprimidos, sometidos a compresión en su totalidad o parcialmente. Las reducciones de los anchos de los elementos se calculan mediante las ecuaciones 2.8 y 2.9, obteniendo un coeficiente de reducción para cada elemento constituyente, que deberán ser tenidos en cuenta para el cálculo del área eficaz A_{eff} , inercia eficaz I_{eff} y el módulo resistente elástico de la sección eficaz W_{eff} .

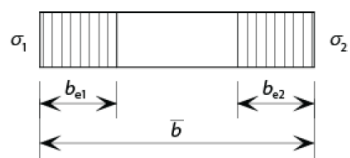
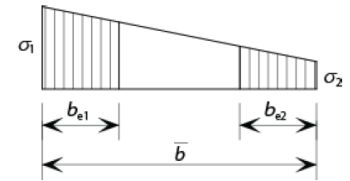
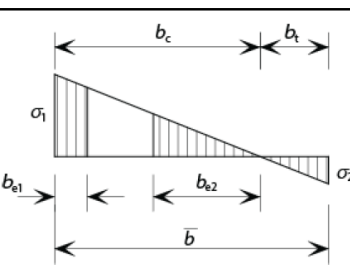
$$\rho = \frac{0,772}{\lambda_p} - \frac{0,079}{\lambda_p^2} \quad \text{siendo } \leq 1,0 \quad (2.8)$$

$$\lambda_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad (2.9)$$

Donde:

- t es el espesor correspondiente del elemento en estudio.
- k_σ es el coeficiente de abolladura según la Tabla 2.6.1.2.
- \bar{b} es el ancho eficaz igual a $h - 2t$ o $b - 2t$ para SHR (o $h - 3t$ y $b - 3t$, según la fuente).
- ε es el coeficiente según la Tabla 2.2.
- h es la altura de la sección transversal.
- b es el ancho de la sección transversal.

Tabla 2.2.- Elementos internos sometidos a compresión. (Manual de diseño para acero inoxidable estructural, 2017).

Distribución de tensiones (compresión positiva)				Ancho eficaz b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2 b_{eff}}{5 - \psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi \geq -3$
Coeficiente de abolladura k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Las expresiones 2.10 y 2.11 se utilizan para calcular la resistencia de una sección transversal sometida a un esfuerzo de compresión y de flexión respectivamente.

$$N_{c,Rd} = \frac{\beta_A \cdot A \cdot \sigma_{0,2}}{\gamma_{M0}} \quad (2.10)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{\beta_w \cdot W_{pl} \cdot \sigma_{0,2}}{\gamma_{M0}} \quad (2.11)$$

En el caso de esfuerzo de compresión, cuando se trate de secciones clase 1, 2 o 3, se tomará el valor de $\beta_A = 1$. En cambio, si la sección es clase 4, $\beta_A = A_{eff}/A$, donde A es el área bruta y A_{eff} la eficaz.

Por otro lado, en el caso de esfuerzo de flexión, se considera $\beta_w = 1$ para clase 1 y 2, $\beta_w = W_{el}/W_{pl}$ para clase 3, y $\beta_w = W_{eff}/W_{pl}$ para clase 4, donde W_{pl} es el módulo plástico, W_{el} el elástico y W_{eff} el efectivo.

En el análisis explicado en el capítulo 5 se utilizan valores característicos de las resistencias y las solicitaciones sin mayorar. Por ello, γ_{M0} se considera igual a 1 en este estudio.

2.5.2.- Continuous Strength Method (CSM)

El Continuous Strength Method (CSM) es un método de cálculo basado en criterios deformacionales que tiene en cuenta el efecto beneficioso del endurecimiento por deformación característico del acero inoxidable. Está basado en dos partes fundamentales:

1. Una curva base que define el nivel de deformación que puede soportar una sección transversal en su forma normalizada $\varepsilon_{csm}/\varepsilon_y$ en función de la esbeltez de la sección transversal.
2. Un modelo de material bilineal que permite obtener la tensión correspondiente a la máxima deformación, considerando los efectos de endurecimiento por deformación, y que se utiliza para determinar la resistencia de la sección transversal.

Con estas dos bases fundamentales, el CSM proporciona la relación entre la capacidad de deformación de las secciones transversales y la deformación total correspondiente al límite elástico $\varepsilon_{csm}/\varepsilon_y$, la cual es necesaria para la determinación de las resistencias seccionales. La curva base se define a partir de las ecuaciones 2.12 y 2.13. La deformación total correspondiente al límite elástico ε_y equivale a $f_y/E + 0,002$, siendo f_y el límite elástico del material, equivalente al $\sigma_{0,2}$ del método anterior, y E su módulo

elástico. ε_u es la deformación correspondiente a la resistencia última, C_1 es un coeficiente que define el modelo del material según el tipo de acero inoxidable o su conformación, para acero inoxidable austenítico es igual a 0,10.

La curva base del CSM se define en función de la esbeltez seccional λ_p que se determina según la fórmula 2.14, donde σ_{cr} es la tensión crítica ideal de abolladura de la sección transversal completa sometida a un estado de carga específico y puede determinarse numéricamente mediante diferentes software, como por ejemplo el CUFSM (Schafer & Ádány, 2006), o estimarse analíticamente.

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \frac{0,25}{\lambda_p^{3,6}} \leq \min\left(15; \frac{C_1 \cdot \varepsilon_u}{\varepsilon_y}\right) \quad \text{para } \lambda_p \leq 0,68 \quad (2.12)$$

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \left(1 - \frac{0,222}{\lambda_p^{1,05}}\right) \cdot \frac{1}{\lambda_p^{1,05}} \quad \text{para } \lambda_p > 0,68 \quad (2.13)$$

$$\lambda_p = \sqrt{f_y / \sigma_{cr}} \quad (2.14)$$

La resistencia de la sección transversal a compresión N_{csm} se calcula según la expresión 2.17, asumiendo un límite superior de tensión σ_{csm} en la sección transversal, mientras que la capacidad resistente de flexión M_{csm} se obtiene según la expresión 2.18. La máxima tensión σ_{csm} y el módulo de endurecimiento por deformación E_{sh} se obtienen mediante las expresiones 2.15 y 2.16, respectivamente.

$$\sigma_{csm} = f_y + E_{sh} \cdot \varepsilon_y \cdot \left(\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} - 1\right) \quad \text{para } \lambda_p \leq 0,68 \quad (2.15)$$

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{C_2 \cdot \varepsilon_u - \varepsilon_y} \quad (2.16)$$

$$N_{csm} = \begin{cases} \frac{\sigma_{csm} \cdot A}{\gamma_{M0}} & \text{para } \lambda_p \leq 0,68 \\ \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} & \text{para } \lambda_p > 0,68 \end{cases} \quad (2.17)$$

$$M_{csm} = \begin{cases} \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \cdot \left[1 + \frac{E_{sh}}{E} \cdot \frac{W_{el}}{W_{pl}} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} - 1\right) - \frac{\left(1 - \frac{W_{el}}{W_{pl}}\right)}{\left(\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y}\right)^2} \right] & \text{para } \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} \geq 1,0 \\ \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} \cdot \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} & \text{para } \frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} < 1,0 \end{cases} \quad (2.18)$$

Donde f_u es la resistencia última del material y C_2 es otro coeficiente definido por el modelo del material, que en el caso del acero inoxidable austenítico es igual a 0,16.

2.6.- Comportamiento Global de Pórticos de Acero Inoxidable

Las estructuras porticadas se pueden clasificar en traslacionales e intraslacionales en función de la influencia que ejercen los efectos de segundo orden sobre su comportamiento estructural.

Se considera intraslacional aquella estructura cuya rigidez lateral es suficiente para que la influencia de los efectos de segundo orden sobre su resistencia pueda despreciarse. En las estructuras intraslacionales se permite llevar a cabo un análisis global según la teoría de primer orden, lo que supone una mayor simplificación en los cálculos.

En EN 1993-1-4+A1 (2015) no se hace referencia al cálculo de la traslacionalidad de pórticos en acero inoxidable, por lo que se remite al EN 1993-1-1 (2005), que ofrece el siguiente criterio para la clasificación de las estructuras porticadas. Una estructura puede considerarse intraslacional frente a un cierto modo de inestabilidad lateral, y una determinada combinación de acciones, si:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{si se realiza cálculo elástico} \quad (2.19)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{si se realiza cálculo plástico o elasto-plástico} \quad (2.20)$$

Donde α_{cr} es el coeficiente de amplificación por el que debe multiplicarse la configuración de cargas de cálculo para provocar inestabilidad lateral elástica según el modo de pandeo considerado, F_{cr} es la carga crítica de inestabilidad elástica para dicho modo de pandeo global bajo la combinación de acciones a considerar y F_{Ed} es la carga de cálculo que actúa sobre la estructura para dicha combinación de acciones.

Investigaciones recientes (Walport, 2017) y (Walport et al., 2019) han centrado su atención en la influencia de la no linealidad del material en el comportamiento global de pórticos de acero inoxidable austeníticos traslacionales, en los que los efectos de segundo orden puedan considerarse importantes. Dichos estudios revelan que la pérdida de rigidez asociada a la no linealidad del comportamiento tenso-deformacional del material afecta al sistema estructural y consecuentemente a la distribución de esfuerzos. Además, dicha pérdida de rigidez provoca también mayores deformaciones tras el análisis global del pórtico. El estudio hace especial hincapié en la importancia de considerar la no linealidad del material en el análisis global de pórticos de acero inoxidable para poder tener en cuenta el aumento de sensibilidad asociado a los efectos de segundo orden.



2.7.- Análisis Global Plástico de Estructuras de Acero Inoxidable

Dada la insuficiente información disponible sobre el comportamiento a nivel estructural del acero inoxidable, EN 1993-1-4+A1 (2015) no permite el análisis global plástico de estructuras de acero inoxidable y los efectos de endurecimiento por deformación tampoco son tenidos en cuenta en los cálculos de la capacidad de la sección transversal. Sin embargo, ignorar los efectos de redistribución de momentos y de endurecimiento por deformación conlleva a un diseño demasiado conservador e ineficiente. Durante la última década, diferentes grupos de investigación han realizado diversos esfuerzos para proporcionar enfoques de diseño más precisos para elementos de acero inoxidable, incluidos los efectos de mejora del material en la determinación de las capacidades de la sección transversal en compresión, flexión y su combinación, como el Continuous Strength Method (CSM) (Afshan & Gardner, 2013a; Bock et al., 2015), antes mencionado, y el Direct Strength Method (DSM) (Arrayago et al., 2017a; Becque et al., 2008).

A pesar de que los enfoques CSM y DSM mejoran sustancialmente la predicción de las capacidades de la sección transversal de acero inoxidable, al momento de analizar configuraciones estructurales más generales, la consideración del endurecimiento por deformación no es suficiente. La alta ductilidad exhibida por algunos aceros inoxidables, como los austeníticos, generalmente conduce a una importante redistribución de los esfuerzos internos en la estructura. De modo que, la adopción de enfoques de diseño basados en métodos plásticos globales adquiere gran importancia si se busca diseñar estructuras eficientes, como en la especificación EN 1993-1-1 (2005) para estructuras de acero al carbono.

Por un lado, Arrayago et al. (2017b) describe la metodología que permite extender los enfoques CSM y DSM para estructuras indeterminadas a vigas continuas y presentan la evaluación y comparación de los diferentes métodos disponibles para secciones huecas rectangulares (SHR) y cuadradas (SHC) de acero inoxidable.

Por otro lado, en Arrayago et al. (2017c) se presenta un análisis preliminar sobre el comportamiento y la predicción de la resistencia final de los pórticos de acero inoxidable intraslacionales con secciones huecas rectangulares (SHR) de elementos compactos. Las disposiciones actuales de EN 1993-1-4+A1 (2015) no permiten el diseño global plástico en estas estructuras a pesar de su alta ductilidad, y la falla se limita a la carga a la que se forma la primera rótula plástica. Los resultados preliminares demuestran que las predicciones de la capacidad final calculadas en base a la primera formación de rótula plástica resultan en una subestimación considerable debido a los efectos de



endurecimiento por deformación y la capacidad de redistribución del momento flector de los pórticos considerados. También se demuestra que incluir la redistribución del momento flector en las predicciones de capacidad no es suficiente, ya que los efectos de endurecimiento por deformación juegan un papel importante para las secciones transversales compactas, especialmente para las aleaciones austeníticas de acero inoxidable. Por lo tanto, el estudio encuentra que los enfoques CSM y DSM para estructuras indeterminadas son excelentes enfoques de diseño para pórticos de acero inoxidable. El análisis presentado en Arrayago et al. (2017c), es el punto de partida para la realización de un estudio más profundo sobre estructuras de acero inoxidable que incluye los ensayos sobre pórticos de acero inoxidable descritos en el capítulo 3 (Arrayago et al., 2019b; Arrayago et al., 2019c) y, por lo tanto, para la elaboración de este trabajo, en el cual se busca analizar los resultados experimentales y evaluar el efecto del comportamiento global plástico sobre los pórticos.

Capítulo III: Campaña Experimental

El presente capítulo describe el programa experimental llevado a cabo en el Laboratorio de Estructuras LATEM-“Luis Agulló” del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politècnica de Catalunya sobre pórticos de acero inoxidable austenítico, sobre los que se sustenta este trabajo.

3.1.- Ensayos de Pórticos de Acero Inoxidable Austenítico

Durante las últimas décadas, los trabajos de investigación se han centrado en el estudio del comportamiento estructural de los elementos aislados de acero inoxidable (Arrayago & Real, 2016; Afshan & Gardner, 2013b; Arrayago et al., 2015b; Huang & Young, 2013). No obstante, los avances relacionados con el análisis de estructuras de acero inoxidable más complejas, como los pórticos, son escasos (Arrayago et al., 2017c; Walport et al., 2019). De hecho, tal como se comentó anteriormente, la norma EN 1993-1-4+A1 (2015) no establece reglas de diseño específicas asociadas con el análisis global de los pórticos de acero inoxidable y, por lo tanto, deben ser adoptadas las disposiciones dadas para el acero al carbono en EN 1993-1-1 (2005).

Investigaciones recientes sobre el comportamiento de los pórticos de acero inoxidable (Walport et al., 2019) demostraron que la degradación de la rigidez debida a la respuesta no lineal del material afecta considerablemente las características del sistema estructural, causando mayores deformaciones y aumentando los efectos de segundo orden. Esto tiene una influencia directa en la definición de la traslacionalidad de las estructuras. Por lo tanto, en dichas investigaciones se recomienda que se considere la no linealidad del material en el análisis global de los pórticos de acero inoxidable, especialmente cuando se valora la susceptibilidad de las estructuras frente a los efectos de segundo orden (a través del factor de carga crítica α_{cr}).

Finalmente, la falta de orientación específica sobre el análisis plástico en general, y el análisis de pórticos en particular, es un obstáculo para el diseño óptimo de estructuras de acero inoxidable dadas las notables diferencias en su comportamiento en comparación con el acero al carbono.

Sobre la base de lo comentado en los párrafos anteriores, en el Laboratorio de Estructuras LATEM-“Luis Agulló” del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politècnica de Catalunya se ha llevado a cabo un extenso programa experimental sobre pórticos de acero inoxidable austenítico, traslacionales e intraslacionales, con secciones huecas rectangulares (SHR), esbeltas y compactas,

sometidos a cargas estáticas. Este programa experimental comprende varios subprogramas en los que se investiga el comportamiento de estas estructuras a diferentes niveles: caracterización del material, secciones transversales, elementos y pórticos (Arrayago et al., 2019a; Arrayago et al., 2019b; Arrayago et al., 2019c). El trabajo se desarrolla en el marco del proyecto nacional de investigación BIA2016-75678-R, AEI/FEDER, UE “Comportamiento estructural de pórticos de acero inoxidable. Seguridad frente a acciones accidentales de sismo y fuego”, financiado por el MINECO (España), y cuyo objetivo final es evaluar las reglas de diseño de estructuras de acero inoxidable existentes en la actualidad, en términos de capacidades últimas e influencia de la no linealidad del material en la importancia de los efectos de segundo orden.

En este contexto, este capítulo consiste en un breve resumen de la configuración experimental adoptada para los ensayos de los pórticos. Los resultados obtenidos en la campaña experimental se muestran en el capítulo 4, dentro de la validación de los modelos numéricos.

3.1.1.- Descripción de los Pórticos

Los ensayos se realizaron sobre pórticos simples de acero inoxidable austenítico y sección hueca rectangular (SHR), con una altura (h) de 2 metros al eje de la viga y una distancia entre ejes de apoyos (L) igual a 4 metros (Figura 3.1). Las conexiones entre la viga y las columnas se efectuaron mediante placas auxiliares de acero soldadas con una inclinación de 45° . Del mismo modo, para las conexiones en los apoyos, se soldaron placas de acero auxiliares en la parte inferior de las columnas, provistas de perforaciones para la colocación de tornillos, representando condiciones de apoyo de empotramiento y de apoyo libre. Por lo tanto, una misma configuración general permitió crear las condiciones de apoyos articulados y empotramientos necesarias.

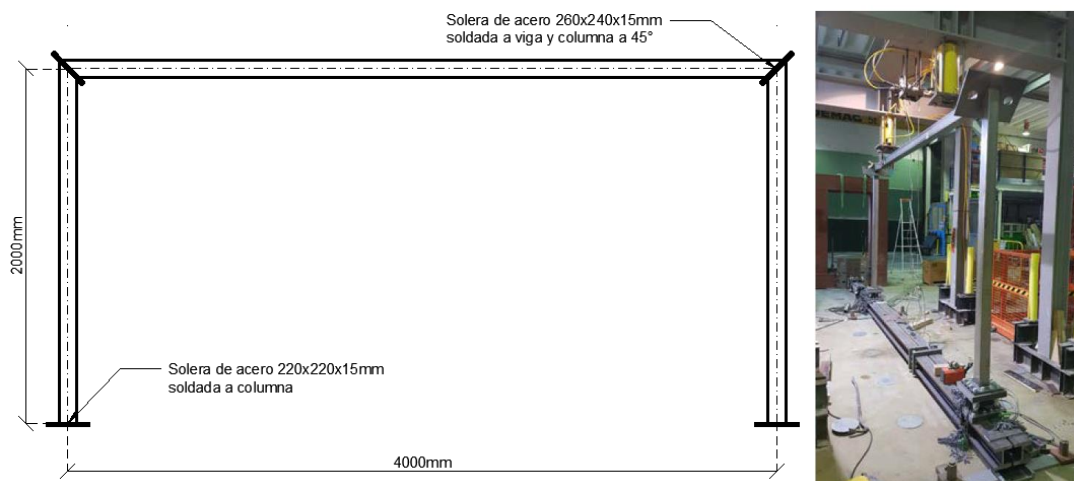


Figura 3.1.- Disposición general de los pórticos de acero inoxidable. (Arrayago et al., 2019b)

El programa experimental incluye un total de cuatro ensayos realizados sobre pórticos de acero inoxidable austenítico EN 1.4301 con la misma geometría general, pero con diferentes secciones transversales. La Tabla 3.1 resume la definición general de los pórticos ensayados, en la que se informan las geometrías generales, las condiciones de apoyo y las dimensiones de las secciones transversales. H , B y t corresponden a la altura, el ancho y el espesor de las SHR, respectivamente. Además, también se incluyen los valores del parámetro α_{cr} , que indica la susceptibilidad de los pórticos a los efectos de segundo orden, junto con la esbeltez estimada de las columnas $\bar{\lambda}_c$ calculada a partir de las expresiones de longitud efectiva para pórticos traslacionales e intraslacionales. Asimismo, se muestra la esbeltez local de las secciones transversales $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\sigma_{0,2}/\sigma_{cr}}$, con $\sigma_{0,2}$ y σ_{cr} representando la tensión de prueba del 0,2 % y la tensión crítica de abolladura local, respectivamente. Nótese que, según EN 1993-1-4+A1 (2015), los efectos de abolladura local aparecen más allá de un valor de esbeltez local de $\bar{\lambda}_p=0,65$, por lo que los pórticos 1 y 2 corresponderían a secciones transversales compactas a compresión pura, mientras que los pórticos 3 y 4 estarían formados por secciones transversales esbeltas. Durante el proceso de planificación de los ensayos, se realizó un estudio numérico preliminar con elementos finitos preliminar por medio del software avanzado Abaqus (Arrayago et al., 2019b) y se estimó el valor del parámetro α_{cr} de los pórticos de acuerdo con el esquema de carga definido, así como de las cargas máximas. Este análisis preliminar mostró que los pórticos 1 y 2 pueden ser considerados como intraslacionales ($\alpha_{cr} > 10$), mientras que los pórticos 3 y 4 corresponden a estructuras traslacionales ($\alpha_{cr} < 10$).

Tabla 3.1.- Definición general de los pórticos ensayados. (Arrayago et al., 2019b).

	h [mm]	L [mm]	Condición de apoyo	α_{cr}	Esbeltez de columnas $\bar{\lambda}_c$	H [mm]	B [mm]	t [mm]	Esbeltez local $\bar{\lambda}_p$
Pórtico 1 - S1	2000	4000	Empotrado	11,7	0,60	120	80	6	0,50
Pórtico 2 - S2	2000	4000	Empotrado	11,8	0,60	100	80	4	0,60
Pórtico 3 - S3	2000	4000	Apoyo simple	3,4	2,53	120	40	4	0,77
Pórtico 4 - S4	2000	4000	Apoyo simple	7,6	1,15	200	100	3	1,64

3.1.2.- Configuración de Ensayos de Pórticos

El esquema de carga se definió cuidadosamente después de un exhaustivo estudio de alternativas y opciones de esquemas de cargas verticales y horizontales, ya que los desplazamientos debidos a la traslacionalidad de los pórticos dificultan que las cargas verticales permanezcan verticales a lo largo del ensayo. El esquema final adoptado, que permitió la reproducción de las cargas verticales y horizontal adecuadamente, consistió

en un esquema de carga equivalente de dos pasos. Durante el primer paso, los pórticos se cargaron verticalmente a través de dos gatos aplicados en las vigas, a una distancia de 785 mm de cada columna y de forma simultánea, hasta un valor de carga correspondiente al 60-70 % de su resistencia vertical máxima. En el segundo paso, mientras la carga vertical se mantuvo constante, se impuso un desplazamiento horizontal en los apoyos a través de un gato horizontal y una viga rígida apoyada en dos soportes deslizantes especialmente fabricados para estos ensayos, que permitían un movimiento sin fricción en el plano gracias a placas de teflón. Durante estos dos pasos, la esquina superior derecha de los pórticos se ató a un muro de reacción mediante dos barras, restringiendo el movimiento horizontal en el plano y, por lo tanto, permitiendo un correcto funcionamiento del esquema de carga propuesto.

Para crear las condiciones de apoyo, empotramientos o apoyos simples, se adoptó una conexión atornillada a través de las chapas soldadas al final de las columnas. Para los empotramientos se utilizó un arreglo de 12 pernos, mientras que para los apoyos simples dicho arreglo se efectuó con 4 pernos (Figura 3.2)

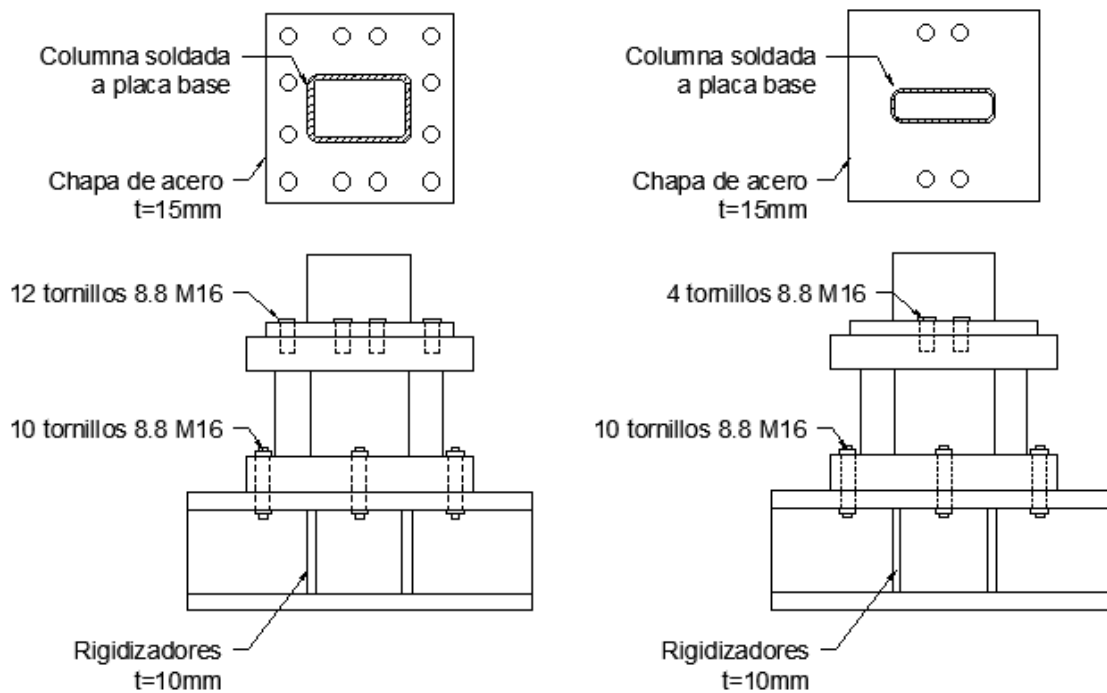


Figura 3.2.- Detalle de empotramiento (izquierda) y apoyo simple (derecha). (Arrayago et al., 2019c).

La disposición general de los ensayos se muestra en la Figura 3.3, en la que se resaltan las partes más relevantes.

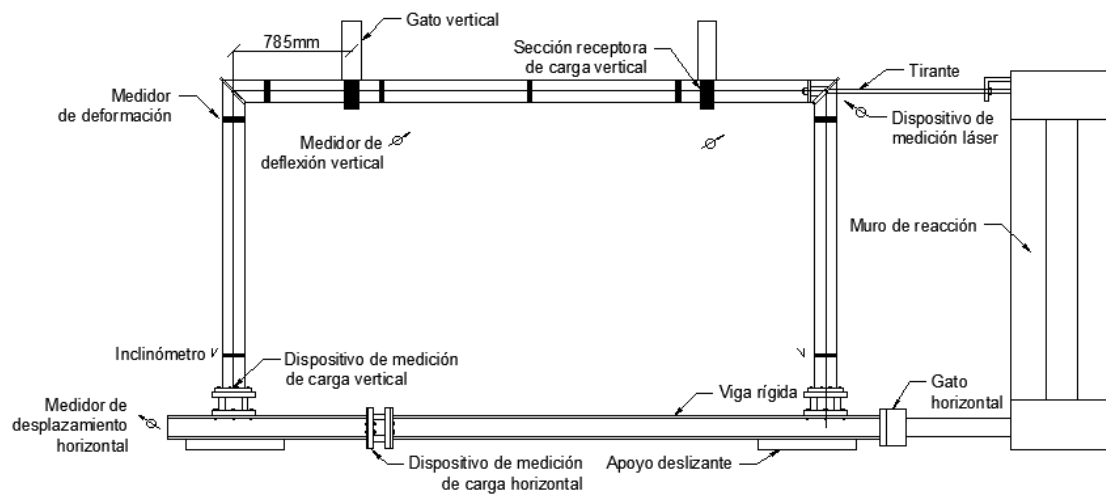


Figura 3.3.- Disposición general de los ensayos sobre los pórticos. (Arrayago et al., 2019c).

Se realizaron mediciones de los diferentes parámetros necesarios para la caracterización del comportamiento de los pórticos, y para garantizar el correcto desarrollo de los ensayos, mediante el uso de células de carga en ambos apoyos, en los gatos de carga vertical y en la viga rígida horizontal; medidores de flechas y deformaciones en las secciones claves; e inclinómetros cercanos a los apoyos.

La geometría inicial real de los pórticos se midió antes de cada ensayo por medio de teodolitos. Esto permitirá introducir imperfecciones iniciales precisas en los modelos numéricos desarrollados para el presente estudio, así como evaluar la influencia de las imperfecciones iniciales locales y globales en el comportamiento general de los pórticos.

En las Figuras 3.4 y 3.5 se muestran detalles de la sección de carga vertical y del sector correspondiente a un apoyo de columna, donde se observa parte del gato horizontal y la célula de carga.



Figura 3.4.- Detalle de la sección de carga vertical. (Arrayago et al., 2019c).



Figura 3.5.- Detalle del apoyo de columna, gato horizontal y célula de carga. (Arrayago et al., 2019c).

3.2.- Campaña Experimental Previa: Caracterización del Material y Resistencias de las Secciones Transversales

Para un análisis correcto de los ensayos sobre los pórticos, se realizaron varios ensayos preliminares para la caracterización del material y para la determinación de las distintas resistencias de las secciones transversales. En los siguientes apartados se resumen brevemente los diferentes ensayos realizados y los resultados obtenidos que fueron de

relevancia para el presente trabajo. Una descripción completa de dichos ensayos está disponible en Arrayago et al. (2019a).

3.2.1.- Ensayos de Caracterización del Material

Previamente a los ensayos de los elementos aislados de misma sección transversal que los pórticos, se realizaron ensayos de tracción uniaxiales sobre muestras extraídas de las regiones planas (F , *flat*) y de las esquinas (Co , *corner*) de probetas para cada sección transversal, para caracterizar el comportamiento del material frente a esfuerzos de tracción. La Tabla 3.2 informa los parámetros más relevantes de dicha caracterización material, donde E es el módulo de elasticidad, $\sigma_{0,05}$ es la tensión correspondiente a una deformación remanente del 0,05 %, $\sigma_{0,2}$ es la tensión asociada a una deformación plástica remanente del 0,2 % (considerado habitualmente como límite elástico), σ_u y ε_u son la tensión última y la deformación última correspondiente, y n y m son los parámetros de endurecimiento por deformación, obtenidos como se explica en el apartado 2.4.

Tabla 3.2.- Parámetros de la caracterización del material de los ensayos a tracción sobre muestras. (Arrayago et al., 2019a).

Probeta	E [MPa]	$\sigma_{0,05}$ [MPa]	$\sigma_{0,2}$ [MPa]	σ_u [MPa]	ε_u [mm/mm]	n	m
S1-F	195778	396	479	679	0,39	7,05	2,55
S2-F	179903	332	398	622	0,36	7,11	2,33
S3-F	197066	526	563	721	0,26	7,02	3,82
S4-F	190239	331	399	631	0,41	7,09	2,49
S1-Co	185360	374	635	840	0,34	5,40	7,89
S2-Co	184745	384	539	746	0,45	5,55	7,02
S3-Co	186153	454	652	856	0,32	5,52	7,74
S4-Co	192567	414	561	717	0,05	5,57	7,88

3.2.2.- Propiedades Geométricas de las Secciones Transversales

En este programa experimental previo se estudiaron las mismas secciones huecas rectangulares (SHR) de acero inoxidable austenítico EN 1.4301 empleadas en la fabricación de los pórticos: S1-120x80x6, S2-100x80x4, S3-120x40x4 y S4-200x100x3. Para cada una de ellas, se llevaron a cabo cuatro pruebas distintas: un ensayo sobre elementos cortos para evaluar la capacidad resistente de la sección a compresión “*stub column*” (SC), un ensayo a flexión de cuatro puntos sobre elementos de viga (B) y dos

ensayos de pandeo por flexión en columnas (C1 y C2) en las que se consideró el pandeo alrededor de los ejes fuerte y débil.

La Tabla 3.3 resume las propiedades geométricas de las probetas medidas antes de los ensayos, en la cual H es la altura total, B es el ancho total y t es el espesor de la sección transversal. Además, R_{ext} representa el radio de la esquina externa y L la longitud total de la muestra.

Tabla 3.3.- Propiedades geométricas de las probetas. (Arrayago et al., 2019a).

Probeta	H [mm]	B [mm]	t [mm]	R_{ext} [mm]	L [mm]
S1-SC	119,8	80,0	6,0	19,5	360,0
S2-SC	100,2	80,6	3,9	12,7	299,8
S3-SC	120,0	41,5	3,9	12,6	360,3
S4-SC	199,1	103,3	2,8	8,1	600,0
S1-B	120,0	80,0	6,0	21,1	1700,5
S2-B	99,8	79,8	3,9	12,9	1700,0
S3-B	120,0	41,1	3,9	12,2	1700,5
S4-B	199,0	103,0	2,8	10,5	1702,0
S1-C1	120,2	80,1	6,0	20,3	1500,0
S1-C2	119,9	80,0	6,0	19,5	1502,0
S2-C1	99,5	80,0	3,9	11,4	1500,0
S2-C2	99,5	80,3	3,8	13,3	1500,0
S3-C1	120,2	41,0	3,9	11,8	1500,0
S3-C2	120,0	40,9	3,8	11,7	1500,0
S4-C1	199,0	102,0	2,8	10,7	1500,5
S4-C2	199,0	103,0	2,8	12,2	1500,0

3.2.3.- Resistencia de la Secciones Transversales a Compresión

Las resistencias últimas a compresión de las secciones transversales se determinaron a partir de los ensayos sobre *stub columns*. En la Figura 3.6 se muestra la configuración del ensayo y el modo de fallo para la probeta S4-SC. Los resultados experimentales se presentan en la Tabla 3.4, en la que N_u es la carga de compresión final y δ_u es el acortamiento final correspondiente a N_u . Finalmente, la Figura 3.7 presenta las curvas experimentales de 'carga vs acortamiento final' para los cuatro *stub columns*.

Tabla 3.4.- Resultados de los ensayos sobre *stub columns*. (Arrayago et al., 2019a).

Probeta	N_u [kN]	δ_u [mm]
S1-SC	1197,6	1,4
S2-SC	673,8	1,7
S3-SC	552,3	1,9
S4-SC	440,6	2,8



Figura 3.6.- Configuración de ensayo y modo de fallo de la probeta S4-SC. (Arrayago et al., 2019a).

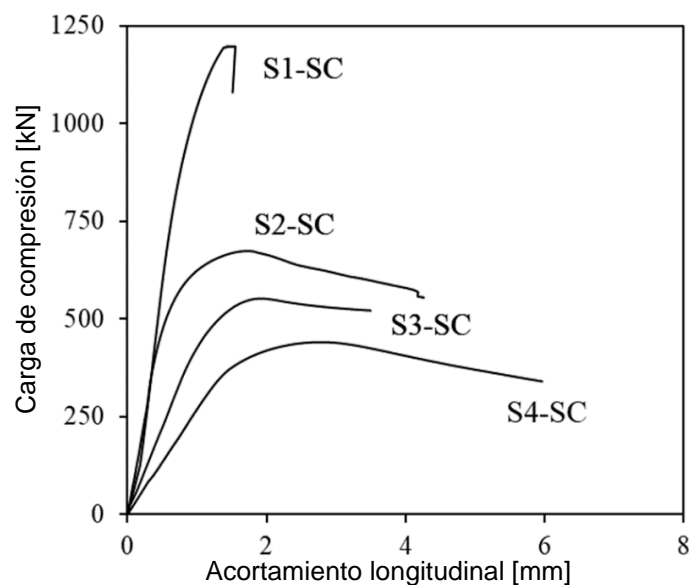


Figura 3.7.- Curvas experimentales carga vs. acortamiento final de *stub columns*. (Arrayago et al., 2019a).

3.2.4.- Resistencia de la Secciones Transversales a Flexión

Las resistencias últimas de flexión de las secciones transversales se determinaron a partir de ensayos a flexión de cuatro puntos (*four-point bending tests*) en vigas simplemente apoyadas alrededor del eje fuerte. Las vigas tenían 1700 mm de largo y una separación entre apoyos de 1500 mm. La carga se aplicó mediante dos cargas puntuales, aplicadas a una distancia de 510 mm desde ambos apoyos (Figura 3.8).

Durante los ensayos, se registraron tanto las reacciones en ambos apoyos y la carga total aplicada como la flecha en la sección central de las vigas. En la Tabla 3.5 se muestran los resultados experimentales obtenidos, en la cual F_u es la carga total final, d_u es la flecha en el centro del vano correspondiente a F_u y M_u es el momento flector correspondiente a F_u . Finalmente, la Figura 3.9 presenta las curvas experimentales de ‘carga total vs flecha en el centro de vano’ para las cuatro vigas.

Tabla 3.5.- Resultados de los ensayos sobre vigas. (Arrayago et al., 2019a).

Probeta	F_u [kN]	d_u [mm]	M_u [kNm]
S1-B	232,6	44,8	59,3
S2-B	92,4	56,4	23,6
S3-B	105,6	546,2	26,9
S4-B	114,3	14,1	29,1

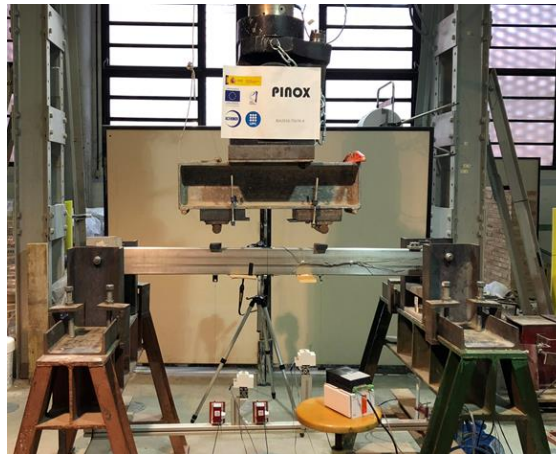


Figura 3.8.- Configuración de ensayo a flexión en cuatro puntos. (Arrayago et al., 2019a).

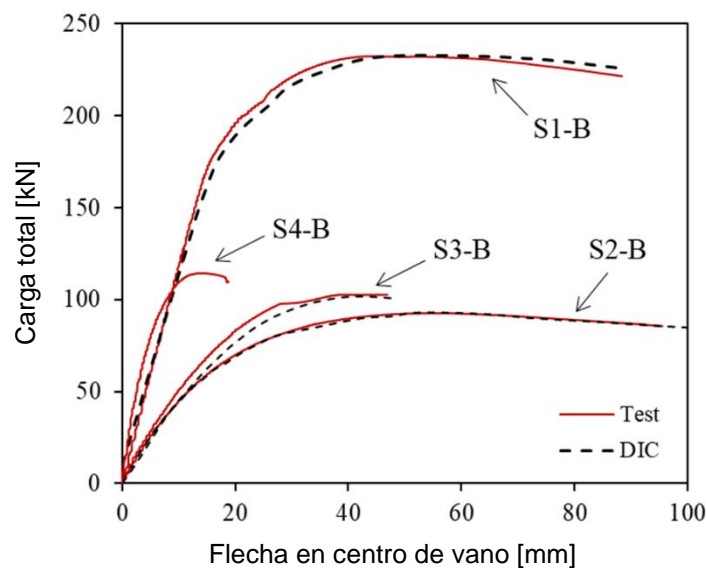


Figura 3.9.- Curvas experimentales carga total vs. flecha en el centro de vano de las vigas. (Arrayago et al., 2019a).

3.3.- Resultados de los Ensayos de Pórticos

Los ensayos realizados sobre los pórticos generaron una gran cantidad de información producto de las mediciones realizadas durante los mismos. Si bien los resultados experimentales se utilizarán en el Capítulo 4 para la validación de los modelos numéricos, se presentan a continuación, en las Figuras 3.10 y 3.11, los resultados correspondientes a la flecha del dintel del pórtico causada por la carga vertical y el desplazamiento de los apoyos causados por la carga horizontal para los pórticos de sección S1 y S3.

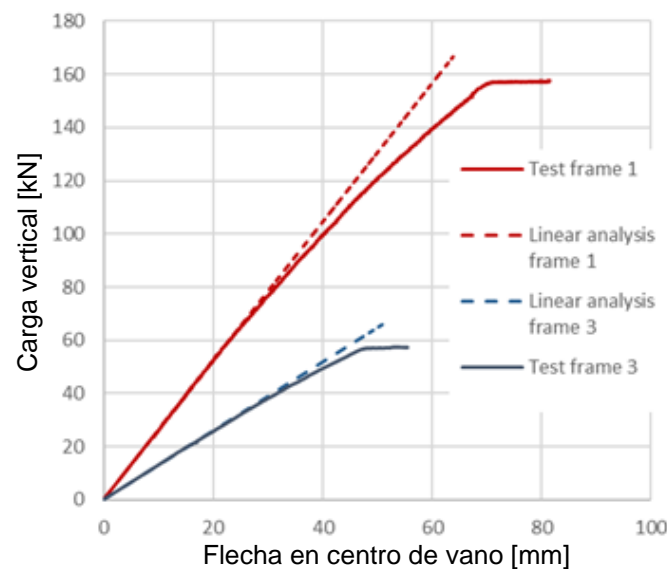


Figura 3.10.- Curvas experimentales carga vertical vs. flecha en centro de vano en los pórticos S1 y S3. (Arrayago et al., 2019c).

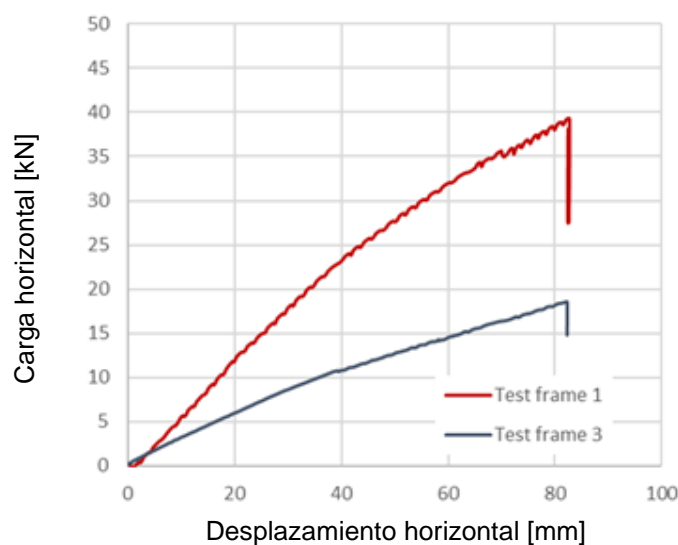


Figura 3.11.- Curvas experimentales carga horizontal vs. desplazamiento horizontal en apoyos en los pórticos S1 y S3. (Arrayago et al., 2019c).

Los resultados experimentales muestran el comportamiento no lineal de los pórticos, siendo más pronunciado en el pórtico intraslacional S1.

En la Figura 3.12 se muestran las reacciones verticales de los apoyos (curvas naranja y verde), así como la suma de las dos reacciones (curva roja) y la carga vertical total aplicada medida a partir de los gatos verticales (curva azul) para el pórtico S1. Se aprecia que la suma de ambas reacciones no es igual a la carga total durante la aplicación del desplazamiento horizontal. Este hecho llevó a la conclusión por parte del equipo de trabajo, que parte de la carga vertical es tomada por el tirante de la esquina superior derecha durante el proceso de carga horizontal. Por ello, el modelo numérico a desarrollar deberá incluir un muelle de reacción al desplazamiento vertical en ese punto, para lograr simular correctamente el comportamiento de los pórticos ensayados.

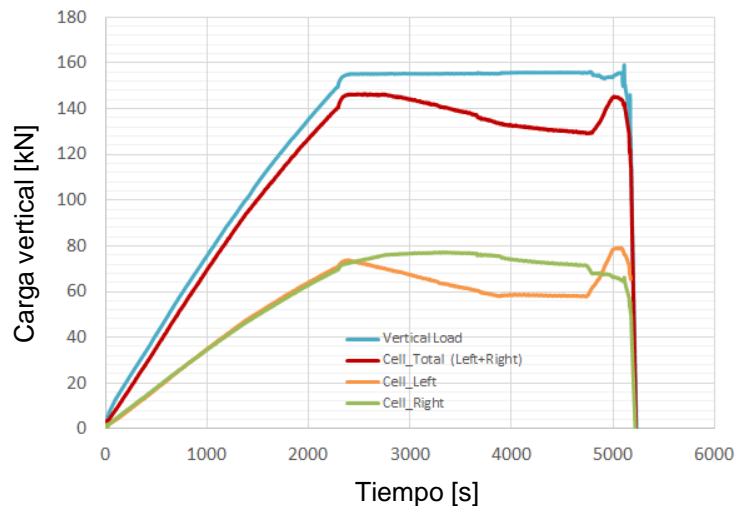


Figura 3.12.- Curvas experimentales de carga y reacciones verticales en apoyos en el pórtico S1. (Arrayago et al., 2019c).

Capítulo IV: Modelo Numérico y Validación

Los resultados obtenidos de los ensayos experimentales sobre los pórticos de acero inoxidable austenítico, explicadas en el capítulo anterior, se comparan con una modelación numérica computarizada con el objetivo de realizar un análisis más profundo de los efectos del endurecimiento por deformación y la ductilidad del material. La utilización de dichos modelos numéricos permite la manipulación de las características de los ensayos y la representación de lo que sucede en los modelos físicos de forma más sencilla.

En este capítulo se expone la información relevante sobre los modelos de elementos finitos (MEF) elaborados para este trabajo. Estos modelos fueron realizados con elementos tipo placa (*shell*) y tipo viga (*beam*) con el objetivo de ser validados. A partir de la validación, se determinó la posibilidad de utilizar los modelos tipo *beam* para obtener la evolución de los esfuerzos internos de los pórticos, prescindiendo de los modelos con elementos tipo *shell* debido a la dificultad de obtener dichos valores de forma directa, y estudiar la influencia del efecto del endurecimiento por deformación y la ductilidad del material en el comportamiento de estas estructuras.

El capítulo se compone primeramente de la descripción de los modelos, seguido de la comparación y validación con los ensayos experimentales. En el capítulo 5 se muestran y analizan los resultados obtenidos de esfuerzos de los pórticos a partir de los modelos tipo *beam*.

4.1.- Modelos Numéricos de Elementos Finitos

Los modelos numéricos de elementos finitos fueron realizados con el software multi-físico Abaqus-Simulia, desarrollado por Dassault Systems, con el propósito de representar correctamente el comportamiento estructural de los pórticos de acero inoxidable austenítico de sección hueca rectangular.

En total fueron seis los modelos utilizados, tres modelos realizados empleando elementos tipo placa (*shell*) y tres modelos utilizando elementos tipo viga (*beam*), correspondientes a los pórticos S1 (denominados S1_ *shell* y S1_ *beam*), S2 (S2_ *shell* y S2_ *beam*) y S3 (S3_ *shell* y S3_ *beam*). El pórtico S4 quedó descartado debido a que los elementos de su sección transversal son muy esbeltos y, en consecuencia, la sección es de clase 4. Esto hace que antes de alcanzar el límite elástico sobrevenga la abolladura local en una o más partes de la estructura, no siendo posible realizar un diseño mediante análisis global plástico de este pórtico.

Por un lado, los modelos tipo *shell* fueron adaptados a partir de un modelo desarrollado por miembros del equipo de trabajo que llevaron a cabo los ensayos sobre los pórticos, al cual se le modificaron las dimensiones de la sección transversal, las características del material y los valores de las cargas verticales, entre otros parámetros. Algunos de estos valores fueron alterados en el archivo de modelación con extensión “.cae”, y otros, directamente en el archivo de ingreso (*input file*) con extensión “.inp”. Este archivo está escrito en formato ASCII y puede ser manipulado para generar cambios en los modelos utilizando un editor de texto. En las Figuras 4.1 y 4.2 se observan una vista frontal y una perspectiva en 3D del modelo S1_shell respectivamente, extraídas del software.

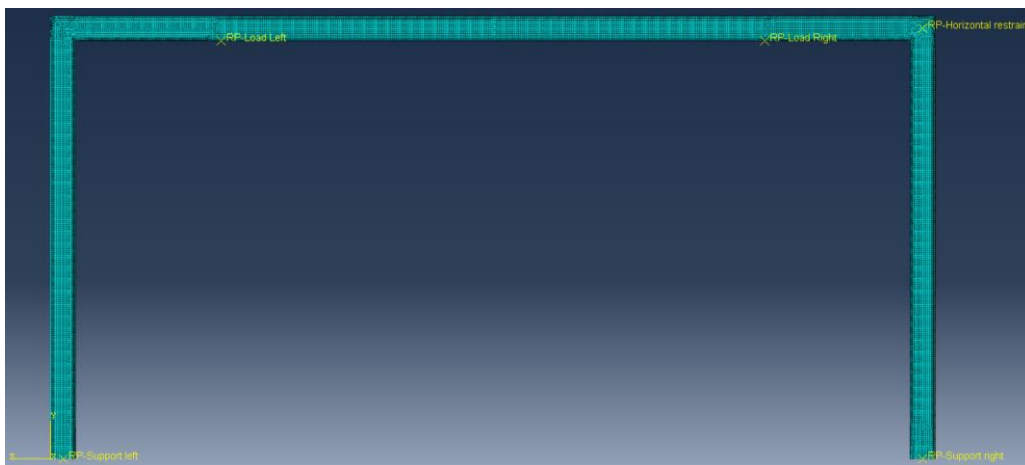


Figura 4.1.- Vista frontal del modelo S1_shell. (Abaqus)

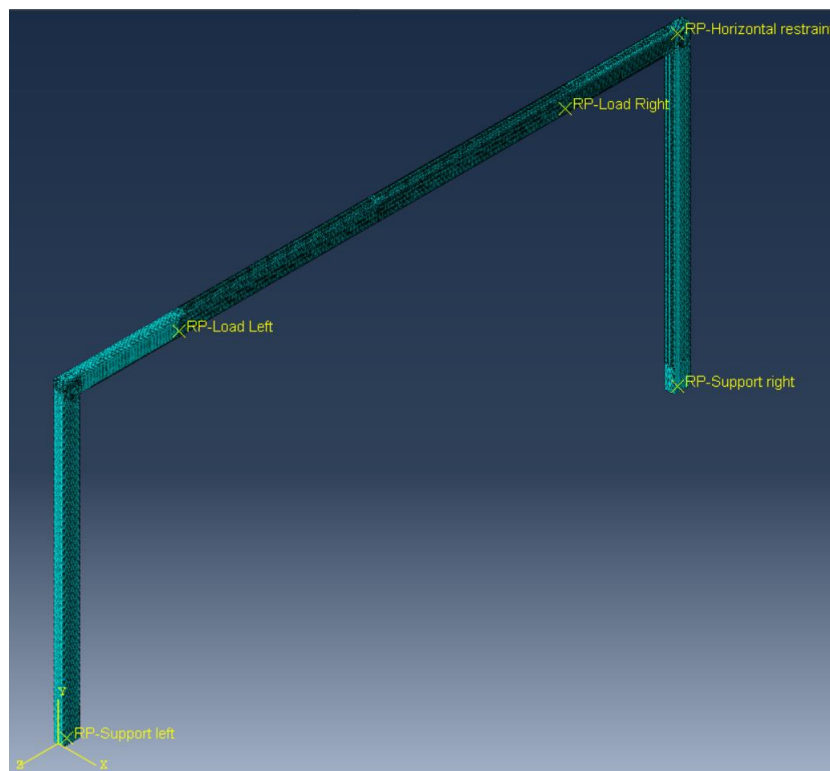


Figura 4.2.- Vista en perspectiva del modelo S1_shell. (Abaqus)

Por otro lado, los modelos tipo *beam* sí fueron enteramente generados para este trabajo, manteniendo las mismas geometrías de las secciones transversales, así como el comportamiento del material y las condiciones de contorno definidos para los modelos tipo *shell*. A continuación, se exponen estos supuestos.

4.1.1.- Geometría General

Primero, se definió la geometría general del pórtico, eligiendo un espacio 2D, tipo deformable y con elementos base de tipo lineal, limitando el estudio al plano de los pórticos. El trazado de los pórticos es de 2000 mm de alto (h) y 4000 mm (L) de distancia entre apoyos, compuesto por dos barras verticales, representando las columnas, y una barra horizontal, la viga, como se observa en la Figura 4.3.



Figura 4.3.- Vista frontal del modelo S1_beam. (Abaqus)

4.1.2.- Sección Transversal

En segundo lugar, se asignó la sección transversal a los elementos utilizando los valores promedio de las probetas de la Tabla 3.3 indicadas en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1.- Propiedades geométricas de las secciones transversales modeladas.

Pórtico	H [mm]	B [mm]	t [mm]	R_{ext} [mm]
Pórtico-S1	120,0	80,0	6,0	20,1
Pórtico-S2	99,8	80,2	3,9	12,6
Pórtico-S3	120,1	41,1	3,9	12,1

4.1.3.- Material

En tercer lugar, se definió el material, introduciendo su comportamiento elástico y plástico. Para la etapa elástica se ingresó el módulo de elasticidad E y el coeficiente de Poisson indicados en la Tabla 4.3, mientras que el comportamiento plástico se definió mediante la curva tensión-deformación real $\sigma_{true}-\varepsilon_{true}$, determinada a partir de la curva ingenieril $\sigma_{ing}-\varepsilon_{ing}$, según las expresiones 4.1 y 4.2 obtenidas del Anejo C del Manual de Diseño (2017):

$$\sigma_{true} = \sigma_{ing} \cdot (1 + \varepsilon_{ing}) \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_{true} = \ln(1 + \varepsilon_{ing}) - \sigma_{true}/E \quad (4.2)$$

Tanto la curva $\sigma_{ing}-\varepsilon_{ing}$ como el resto de parámetros de caracterización del material definidos en la Tabla 4.3 se obtuvieron utilizando las expresiones 2.1 a 2.7 y los valores informados en la Tabla 3.2. Esto se consiguió mediante un análisis ponderado de la relación entre el área de la región plana (A_{flat}), el área de la región de esquina (A_{corner}) (Figura 4.4) y el área total (A_{total}) de la sección transversal de cada pórtico, de acuerdo a las dimensiones recogidas en la Tabla 4.1. En la Tabla 4.2 se informan los valores obtenidos para las áreas parciales de las regiones planas y de las esquinas, así como de los coeficientes de ponderación correspondientes para cada sección (n_{corner} y n_{flat}).

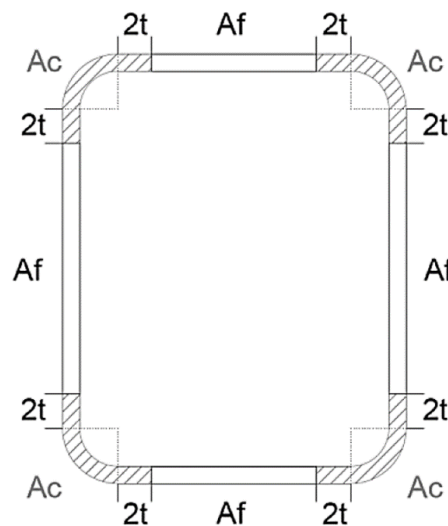


Figura 4.4.- Definición de las regiones planas y de las esquinas de la sección transversal.

Tabla 4.2.- Coeficientes de ponderación de áreas de las secciones transversales.

Pórtico	A_{corner} [mm ²]	A_{flat} [mm ²]	A_{total} [mm ²]	n_{corner}	n_{flat}
Pórtico-S1	1220.7	859.2	2079.9	0.59	0.41
Pórtico-S2	504.3	767.5	1271.9	0.40	0.60
Pórtico-S3	492.1	636.5	1128.6	0.44	0.56

Finalmente, los parámetros característicos del material obtenidos por la ponderación se informan en la Tabla 4.3, mientras que en la Figura 4.5 se muestran, a modo de ejemplo las curvas ingenieril y real ponderadas de la sección S1.

Tabla 4.3.- Parámetros ponderados para la caracterización del material.

Pórtico	E [MPa]	$E_{0,2}$ [MPa]	ν	$\sigma_{0,05}$ [MPa]	$\sigma_{0,2}$ [MPa]	σ_u [MPa]	$\epsilon_{0,2}$ [mm/mm]	ϵ_u [mm/mm]	n	m
Pórtico-S1	189664	37607	0,30	383	571	774	0.0030	0.36	6.08	5.68
Pórtico-S2	181823	29324	0,30	352	454	674	0.0025	0.40	6.49	4.19
Pórtico-S3	192308	37944	0,30	495	602	780	0.0031	0.29	6.37	5.53

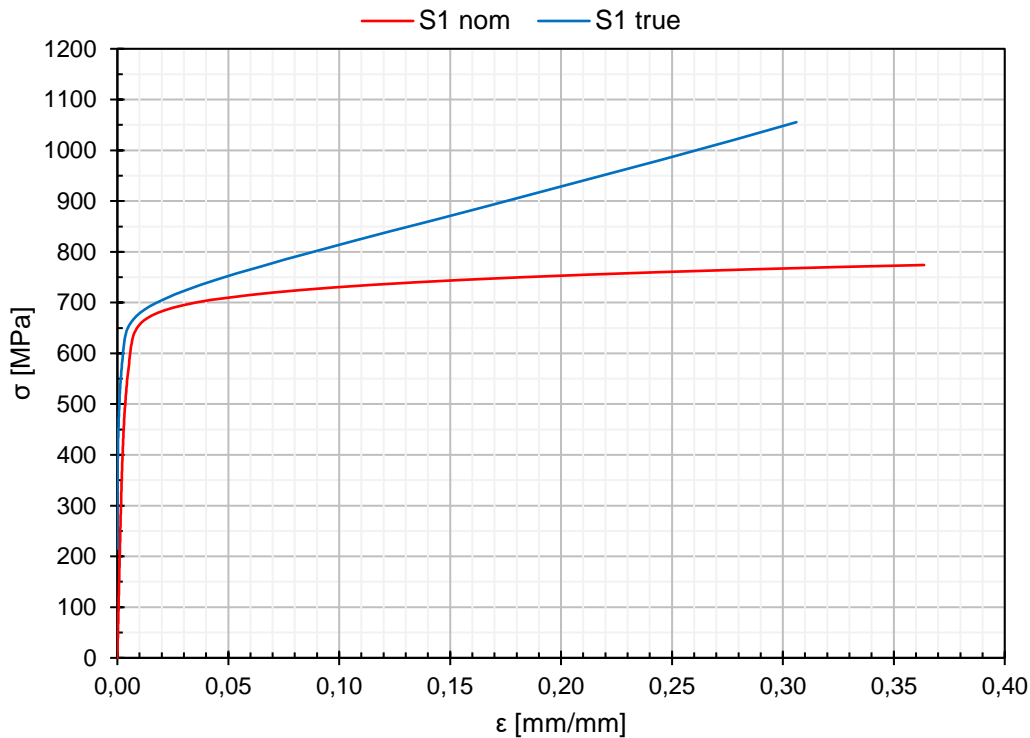


Figura 4.5.- Curvas $\sigma_{ing}-\epsilon_{ing}$ y $\sigma_{true}-\epsilon_{true}$ ponderados para la sección S1.

4.1.4.- Condiciones de Contorno y Cargas

El cuarto paso correspondió a la asignación de las condiciones de contorno que incluyen los apoyos, los tensores y las cargas.

En el apartado 3.1.2 se explicó que las condiciones de apoyo fueron creadas mediante un arreglo de pernos en la base de las columnas, donde dependiendo de los grados de libertad restringidos se colocaron 12 o 4 pernos. Sin embargo, las condiciones de contorno reales son diferentes a las ideales, empotramientos y apoyos simples, estando en un término intermedio. Por eso, hizo falta caracterizar y definir la respuesta de los apoyos en función de la relación momento-rotación obtenida experimentalmente. Para ello, se reemplazó la restricción al giro en la base de las columnas por muelles que reaccionaran a dicho giro.

Algo similar ocurrió en la esquina superior derecha del pórtico que se fijó horizontalmente a un muro de reacción. Durante el análisis de las mediciones de los ensayos, y como se ha mostrado en el capítulo anterior, se descubrió que el tensor tomaba parte de la carga vertical debido al descenso de la esquina con respecto al punto de agarre del tensor. Este efecto se incorporó a los modelos mediante un muelle de reacción al desplazamiento vertical en la esquina superior derecha.

La configuración general seleccionada para el modelo numérico (Figura 4.6) se compone de dos apoyos simples junto con los muelles de reacción al giro en las bases de las columnas y un apoyo horizontal junto con el muelle de reacción al desplazamiento vertical en la esquina superior derecha en coincidencia con el tensor. Finalmente, se definieron dos cargas verticales de igual valor sobre la viga, a una distancia horizontal igual a 785 mm desde el eje de los apoyos.

Las condiciones de contorno de los apoyos de las columnas se modificaron al momento de aplicar el desplazamiento horizontal. Durante la aplicación de la carga vertical (*Step-1*) se mantuvo la configuración de la Figura 4.6, mientras que durante la aplicación del desplazamiento horizontal (*Step-2*) se liberó el grado de libertad correspondiente a dicho desplazamiento. En la Figura 4.7 se muestran las condiciones de contorno adoptadas para el segundo caso.

En la Tabla 4.4 se informan los valores de rigidez de los muelles y de cargas verticales adoptados en coincidencia con lo establecido por el equipo de trabajo que realizó los ensayos.

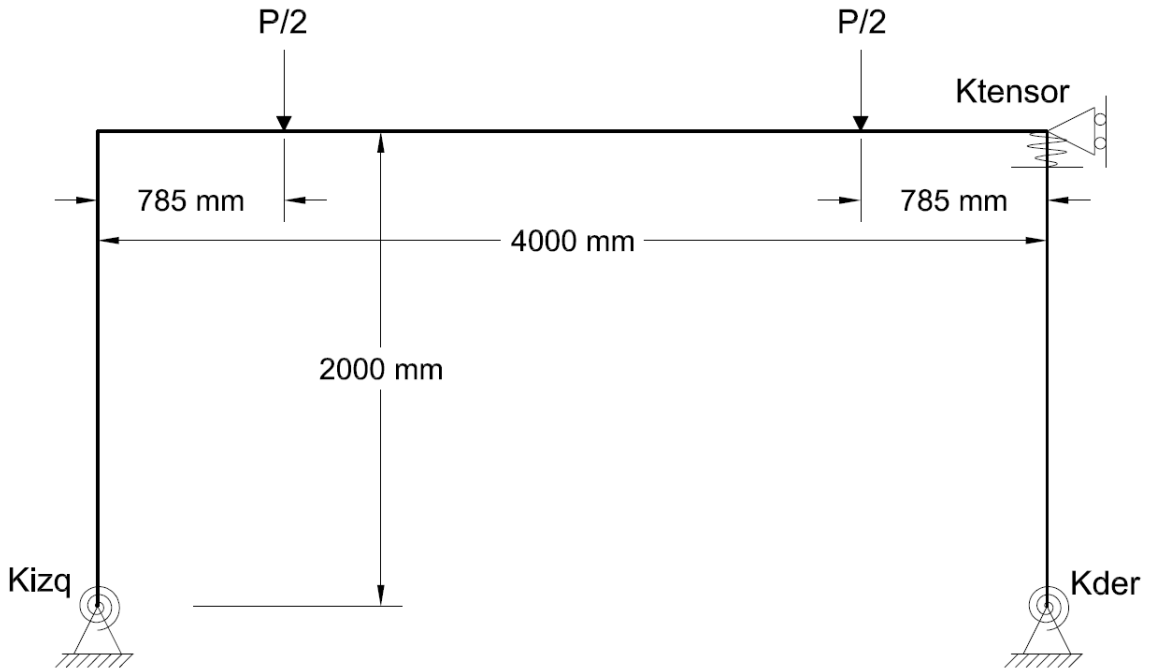


Figura 4.6.- Configuración general de las condiciones de contorno y cargas para el Step-1.

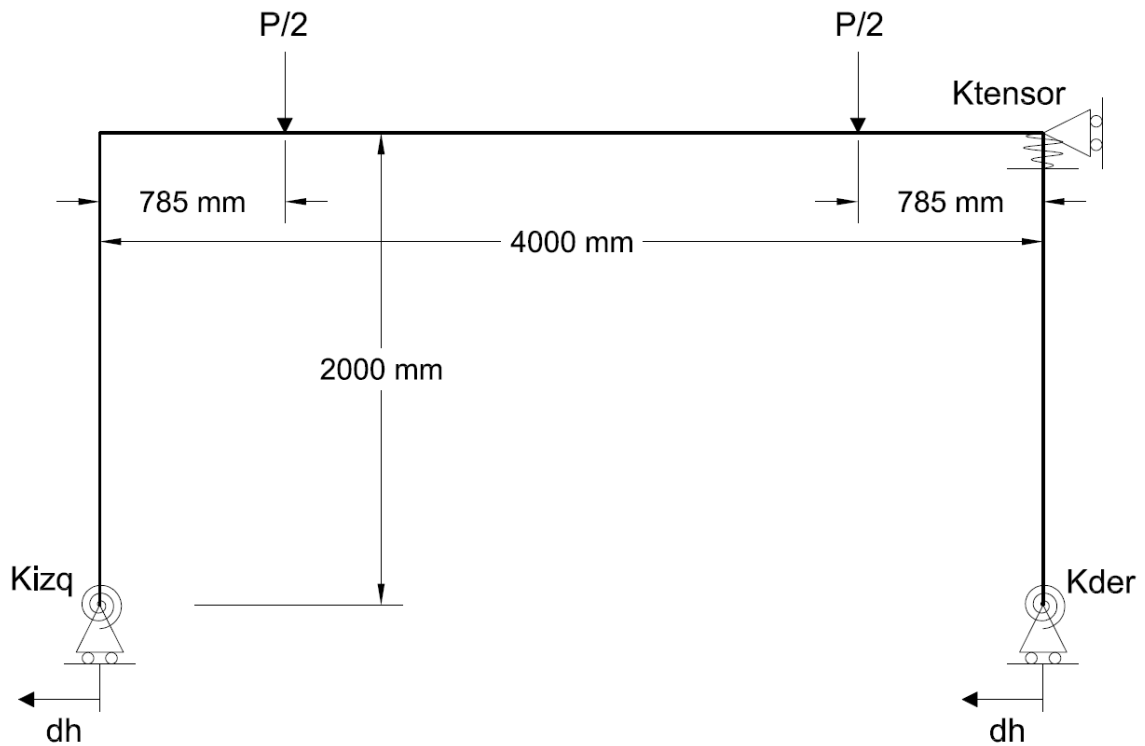


Figura 4.7.- Configuración general de las condiciones de contorno y cargas para el Step-2.

Tabla 4.4.- Valores de rigidez de muelles y cargas verticales introducidos en los modelos.

Pórtico	P [kN]	K_{izq} [kNm/rad]	K_{der} [kNm/rad]	K_{tensor} [kN/mm]
Pórtico 1 - S1	155	620	1000	5
Pórtico 2 - S2	85	640	860	10
Pórtico 3 - S3	50	510	570	10

4.1.5.- Mallado

Finalmente, y antes de definir los tipos de análisis, se determinó que los elementos empleados para la modelización de los pórticos fueran elementos tipo viga B21, esto es elementos lineales de 2 nodos en el plano, con un tamaño de 10 mm de longitud.

4.1.6.- Tipo de Análisis e Imperfección Inicial

Para todos los modelos (*shell* y *beam*), se realizó primeramente un análisis de autovalores, conocido como *buckle*, para obtener los modos de pandeo correspondientes a la estructura.

Una vez obtenido el modo de pandeo global, este se incorporó como imperfección geométrica inicial en un análisis de segundo orden con consideración de la no linealidad geométrica y la no linealidad del material (análisis *GMNIA*, por sus siglas en inglés), que permitió reproducir el comportamiento real de los diferentes pórticos durante los ensayos. Para el *Step-1*, durante la aplicación de la carga vertical, se utilizó un análisis estático general de incremento lineal de carga (*Static, General*), dividiéndolo en 11 pasos de carga enumerados del V0 al V10. En cambio, para el *Step-2* se cambió a un análisis incremental de carga y desplazamiento tipo Riks (*Static, Riks*) con 501 pasos de carga enumerados del H0 (coincidente con el V10) al H500.

4.2.- Validación de Modelos Numéricos

Al inicio del capítulo se comentó que la validación de los modelos tuvo principalmente dos objetivos. Por un lado, corroborar que tanto los modelos tipo *shell* como los modelos tipo *beam* reproducían de forma razonable el comportamiento de los pórticos ensayados. Y por el otro, determinar si era posible prescindir de los modelos tipo *shell* para obtener los esfuerzos de los pórticos a partir de los modelos tipo *beam* permitiendo un análisis más sencillo y con un coste computacional menor. La validación se realizó, por lo tanto, por medio de la comparación de los resultados obtenidos en la campaña experimental de ensayos sobre los pórticos y de la modelización en Abaqus de pórticos con las mismas características.

Las mediciones realizadas sobre los ensayos, descritas en el capítulo 3, permitieron construir curvas que reproducen el comportamiento desempeñado por los pórticos bajo la acción de las cargas verticales y el desplazamiento horizontal introducido en la base. De todas ellas, las curvas utilizadas para la validación de los modelos son ‘carga vertical vs. desplazamiento vertical en el centro del vano’ y ‘reacción horizontal total vs. desplazamiento horizontal de apoyos’. A continuación, se muestran estas curvas para los pórticos S1 (Figuras 4.8 y 4.9), S2 (Figuras 4.10 y 4.11) y S3 (Figuras 4.12 y 4.13), correspondientes a los ensayos reales y a los modelos tipo *shell* y tipo *beam*.

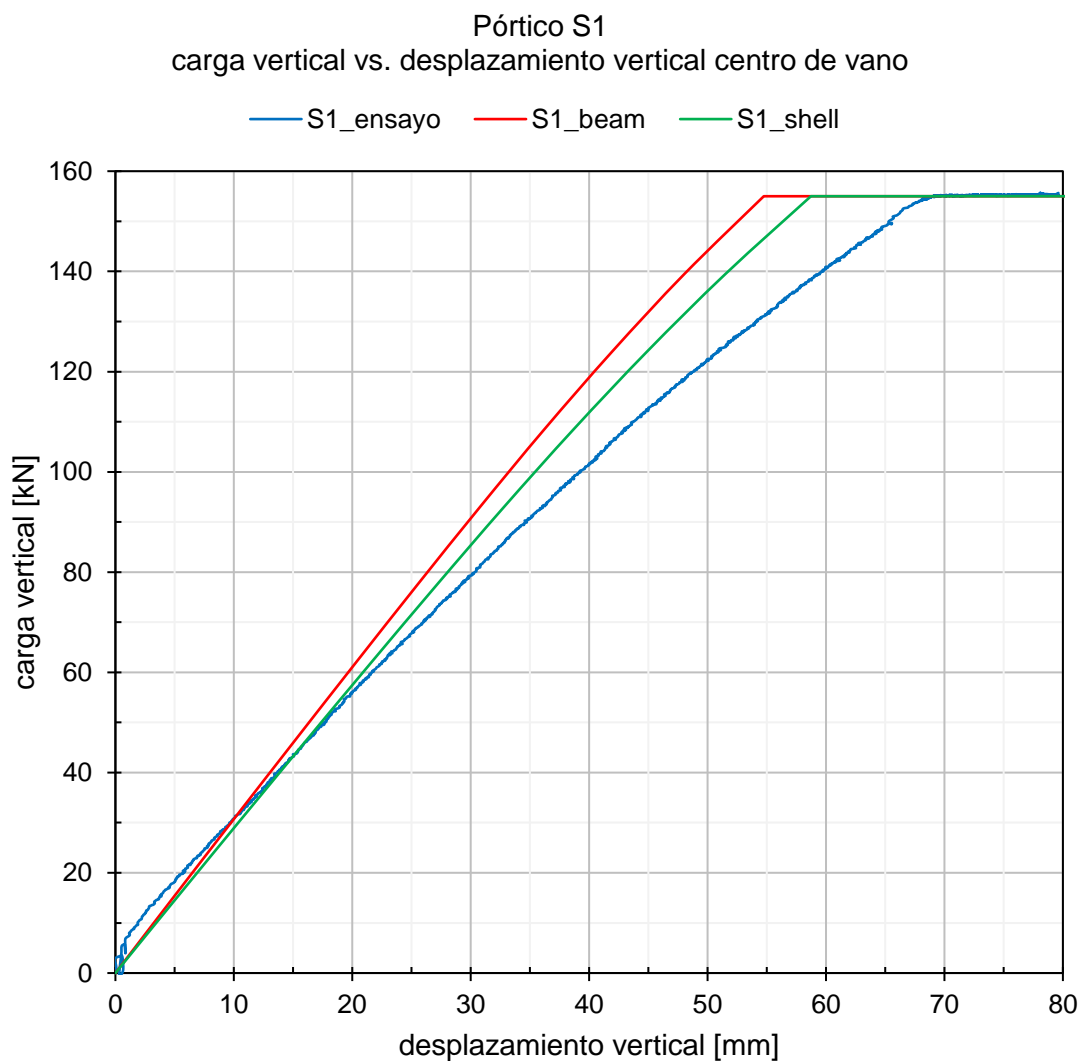


Figura 4.8.- Pórtico S1: curva carga vertical vs. desplazamiento vertical en el centro del vano.

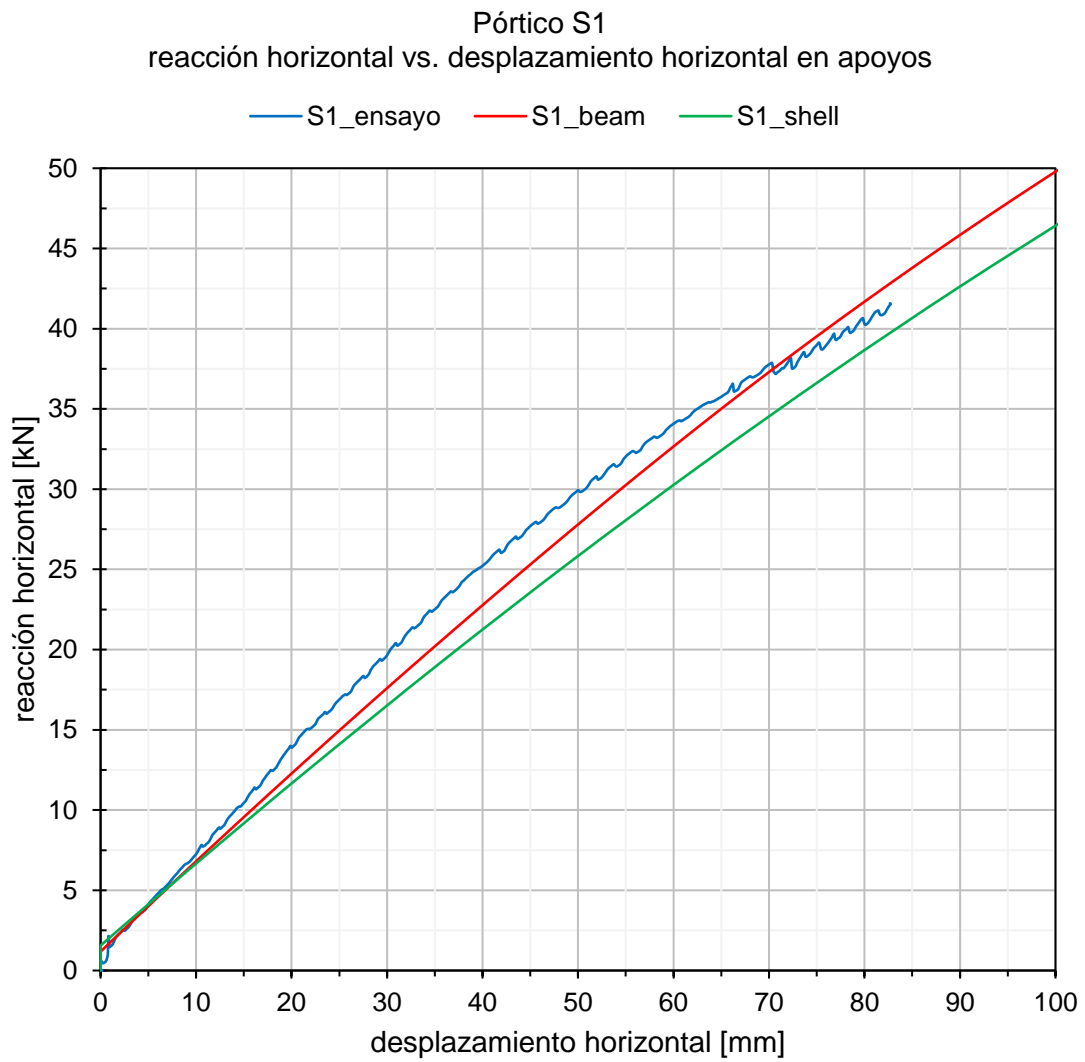


Figura 4.9.- Pórtico S1: curva reacción horizontal en la base vs. desplazamiento horizontal.

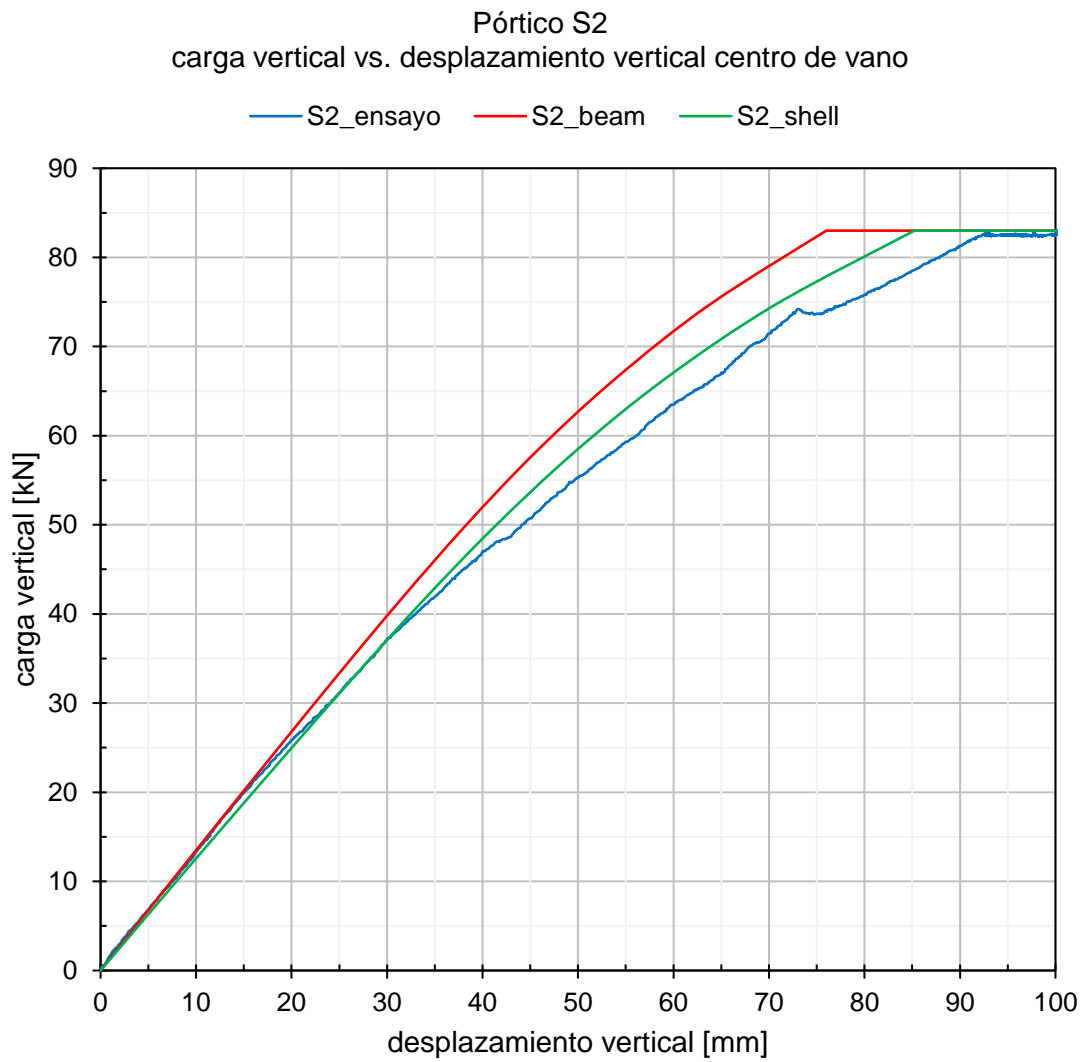


Figura 4.10.- Pórtico S2: curva carga vertical vs. desplazamiento vertical en el centro del vano.

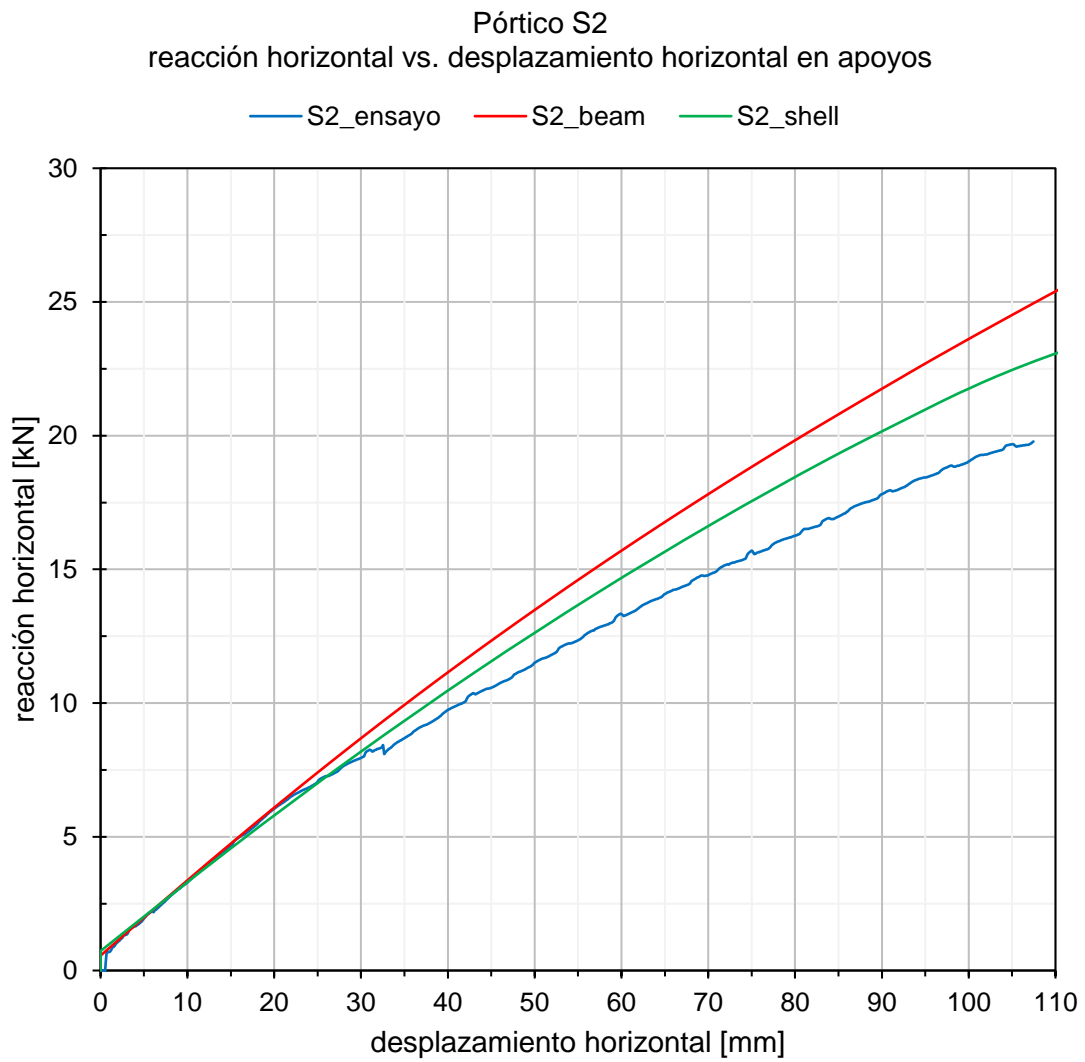


Figura 4.11.- Pórtico S2: curva reacción horizontal en la base vs. desplazamiento horizontal.

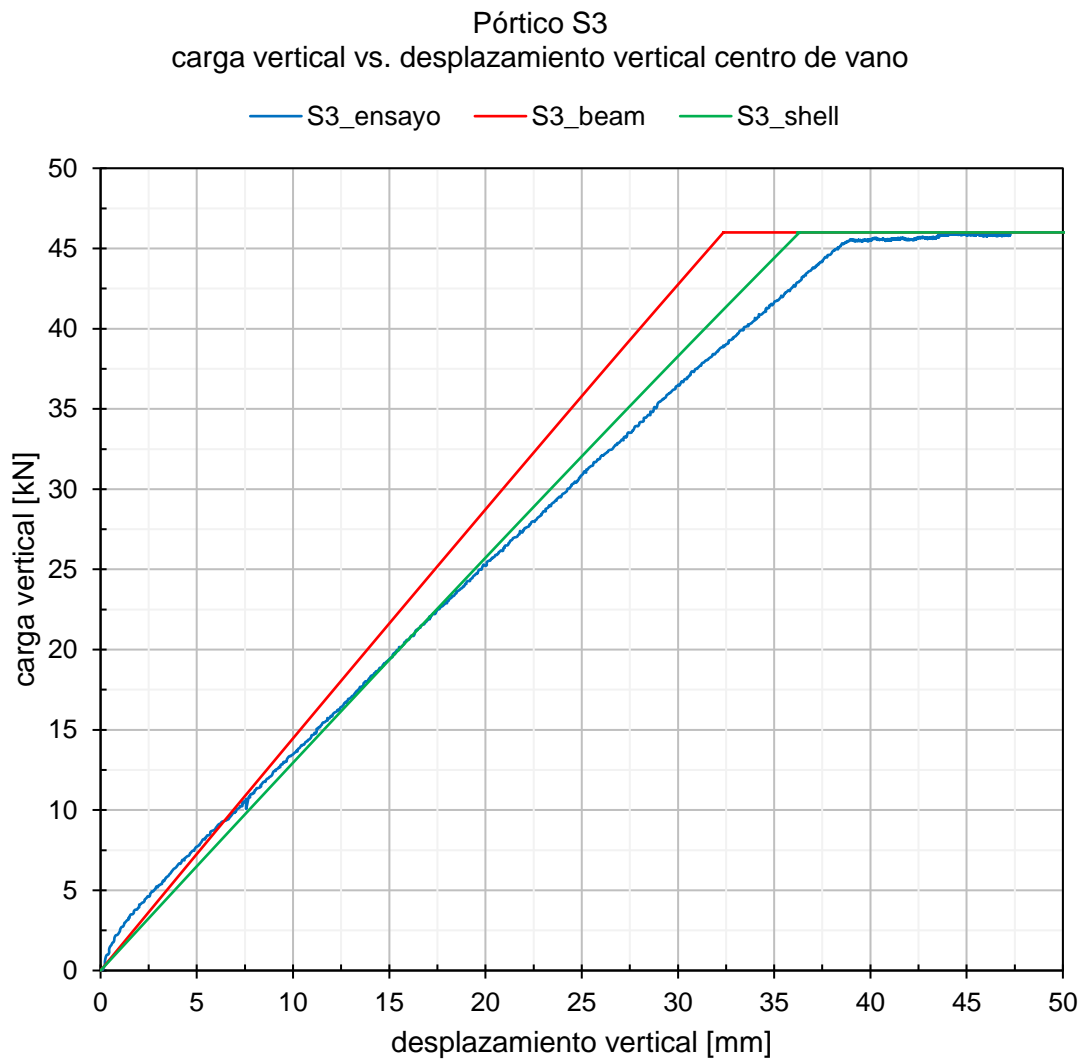


Figura 4.12.- Pórtico S3: curva carga vertical vs. desplazamiento vertical en el centro del vano.

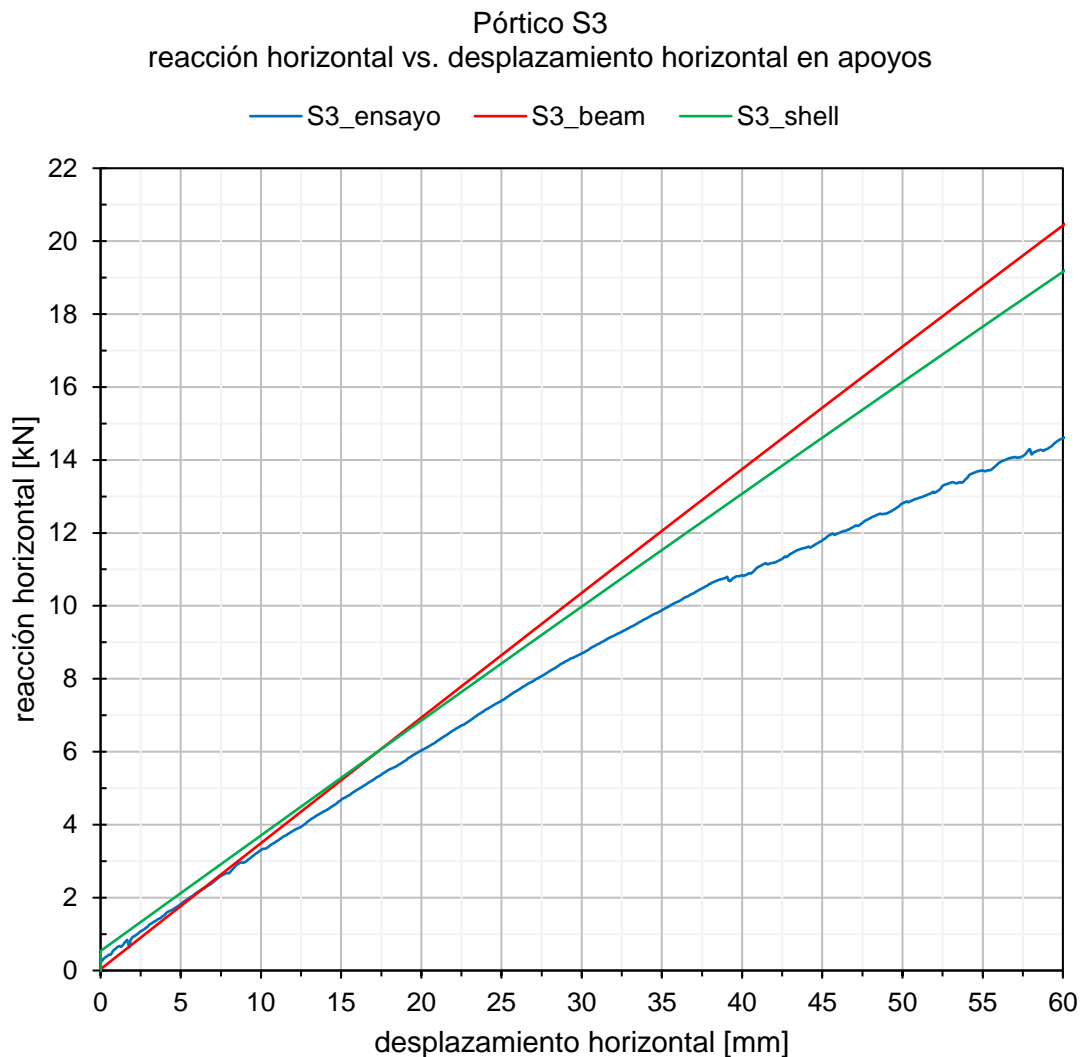


Figura 4.13.- Pórtico S3: curva reacción horizontal en la base vs. desplazamiento horizontal.

Como primera observación de las figuras anteriores se puede mencionar que tanto los modelos *beam* como *shell* representan de forma adecuada el comportamiento de los pórticos ensayados y que por tanto su utilización para obtener otros resultados diferentes a los medidos en los ensayos es adecuada.

Como segunda observación se puede destacar que los modelos *beam* presentan en general una mayor rigidez, si bien no es significativa, en su comportamiento con respecto a los modelos *shell* y, aún mayor, con respecto a los resultados de los ensayos en los pórticos. Esta característica está relacionada en parte con el tipo de elemento utilizado para su modelación; los modelos *beam*, como ya se vió, requieren la ponderación de las características del materiales para ser ingresadas al software de forma generalizada en todos los elementos, mientras que los modelos *shell* representan de forma más adecuada el comportamiento real de la sección hueca rectangular



mediante la asignación de las propiedades mecánicas en las regiones de esquinas y planas de la misma. Además, la geometría de los elementos huecos rectangulares implementada en Abaqus para elementos tipo viga es ligeramente diferente a la real (no presenta esquinas redondeadas) y estos elementos tipo viga no son capaces de reproducir efectos de abolladura local que pueden ocurrir en los pórticos.

De acuerdo con los resultados presentados, se pueden dar como válidos los modelos numéricos realizados y emplearlos de manera sistemática para el análisis de esfuerzos internos de los pórticos utilizando los modelos tipo *beam*, aprovechando su eficiencia computacional y la facilidad para obtener valores de los esfuerzos mediante la integración automática de las tensiones en la sección transversal.

Capítulo V: Análisis de Resultados

En el presente capítulo se realiza el análisis de los resultados obtenidos a partir de los modelos numéricos descritos en el capítulo anterior. El software utilizado en la modelación permite extraer información sobre el comportamiento de los pórticos frente a las cargas verticales y el desplazamiento impuesto en los apoyos. Estos resultados se sometieron a un proceso de análisis para obtener gráficas y tablas de relevancia que se exponen a continuación.

El capítulo se divide en dos apartados. El primero informa sobre las resistencias de diseño obtenidas en base a las normativas utilizadas. El segundo apartado presenta los resultados de esfuerzos internos obtenidos de los modelos numéricos y su análisis.

5.1.- Cálculo de Resistencias de la Sección Transversal

Con el fin de comparar los esfuerzos obtenidos de los modelos frente a las resistencias de diseño y las obtenidas mediante los ensayos en probetas descritos en el Capítulo 3, se calculan las resistencias a compresión y flexión de las secciones transversales de los pórticos. Para ello se han utilizado las expresiones del apartado 2.6 y las propiedades geométricas y mecánicas de las secciones transversales recogidas en las Tablas 4.1 y 4.3.

El valor de la tensión crítica ideal de abolladura local de la sección transversal (σ_{cr}) se determinó utilizando el software CUFSM (Schafer & Ádány, 2006). En la Figura 5.1 se muestra una captura del programa para el análisis de la sección S1.

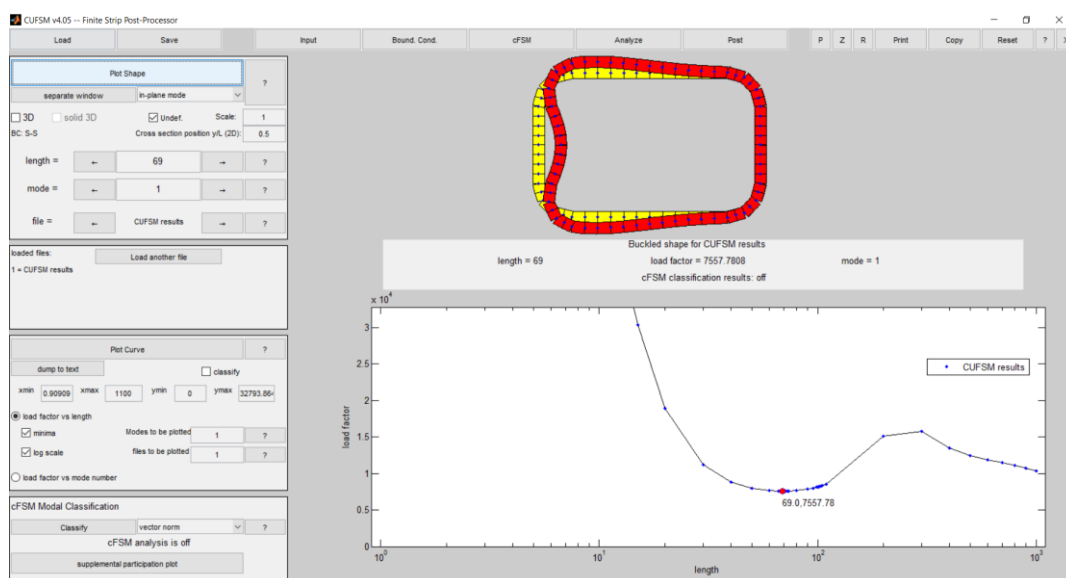


Figura 5.1.- Cálculo de la tensión crítica ideal de abolladura a flexión de la sección S1. (CUFSM)

En las Tablas 5.1 y 5.2 se informan las resistencias de diseño basadas en EN 1993-1-4+A1 (2015) y mediante el enfoque del CSM, y se adjuntan las clases de sección y las resistencias últimas a compresión y flexión determinadas a partir de los ensayos sobre *stub columns* y vigas presentadas en las Tablas 3.4 y 3.5, respectivamente.

Tabla 5.1.- Resistencias a compresión de las secciones transversales de los pórticos.

Pórtico	N_u [kN]	Clase (EN)	N_{EN} [kN]	N_{csm} [kN]
Pórtico-S1	1197,6	1	1186,7	1259,0
Pórtico-S2	673,8	2	577,5	586,6
Pórtico-S3	552,3	4	590,5	654,1

Tabla 5.2.- Resistencias a flexión de las secciones transversales de los pórticos.

Pórtico	M_u [kNm]	Clase (EN)	M_{EN} [kNm]	M_{csm} [kNm]
Pórtico-S1	59,3	1	45,2	51,6
Pórtico-S2	23,6	1	19,5	20,7
Pórtico-S3	26,9	1	23,6	26,3

5.2.- Momentos Flectores en los Pórticos

El software de modelación utilizado genera ficheros de visualización con extensión “.odb”, a partir de los archivos “.inp”, que permiten la manipulación de los resultados para su presentación en gráficas o tablas. Para este trabajo se extrajeron resultados de reacciones y desplazamientos en los apoyos, descenso del centro de vano y esfuerzos axiales y momentos flectores en los puntos de observación que se indican en la Figura 5.2 y, también, sobre los modelos de las Figuras 4.2 y 4.3.

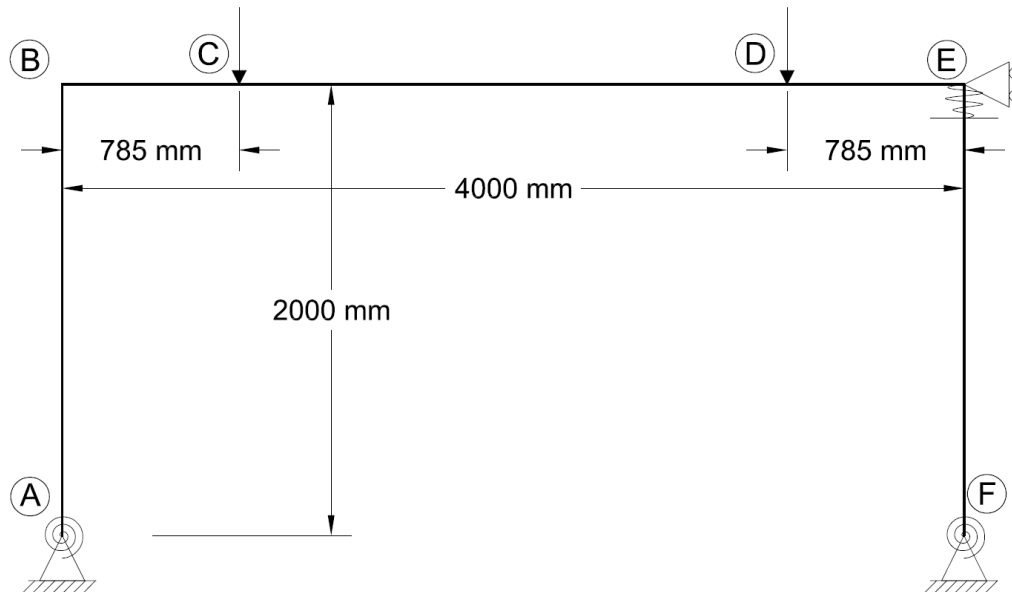


Figura 5.2.- Puntos de observación de los pórticos.

La elección de estos puntos permitió visualizar, por un lado, los esfuerzos en dichos nodos en función del paso de carga y, por el otro, los esfuerzos en toda la estructura en un determinado paso de carga.

La salida de datos del modelo se ordenó en planillas de cálculo para su correcta manipulación. Por un lado, el *Step-1*, correspondiente a la aplicación de la carga vertical, se dividió en 11 pasos de carga enumerados del V0 al V10. Por otro lado, el *Step-2*, correspondiente al desplazamiento horizontal aplicado en los apoyos, se dispuso en 501 pasos de carga enumerados del H0 al H500, siendo el H0 coincidente con el V10.

Es importante mencionar que los ensayos reales sobre los pórticos no se detuvieron en el momento de colapso sino en algún punto anterior por diferentes motivos y, por ello, los modelos numéricos permiten extender los resultados más allá de ese instante de carga máxima experimental.

A continuación, se analizan los resultados de momentos flectores obtenidos para los tres pórticos estudiados S1, S2 y S3.

5.2.1.- Momentos Flectores en el Pórtico S1

En la Figura 5.3 y Tabla 5.3 se muestra la evolución del diagrama de momentos flectores del pórtico S1 para cuatro pasos de carga diferentes. El paso de carga H0 corresponde al comienzo del *Step-2*, esto es cuando la carga vertical es aplicada en su totalidad y se inicia el desplazamiento horizontal; H85 corresponde al paso de carga donde el desplazamiento horizontal es igual al máximo valor registrado en el ensayo, en este caso 83 mm aproximadamente; y los pasos H178 y H276 corresponden a un

desplazamiento horizontal igual al doble y al triple del anterior, respectivamente. A su vez, se incluyen los valores de los momentos flectores en los puntos clave, indicados con el mismo color que los diagramas, y los valores de las resistencias a flexión de la sección transversal determinados a partir de los ensayos a flexión y de las expresiones analíticas, recogidos en la Tabla 5.2, con líneas punteadas.

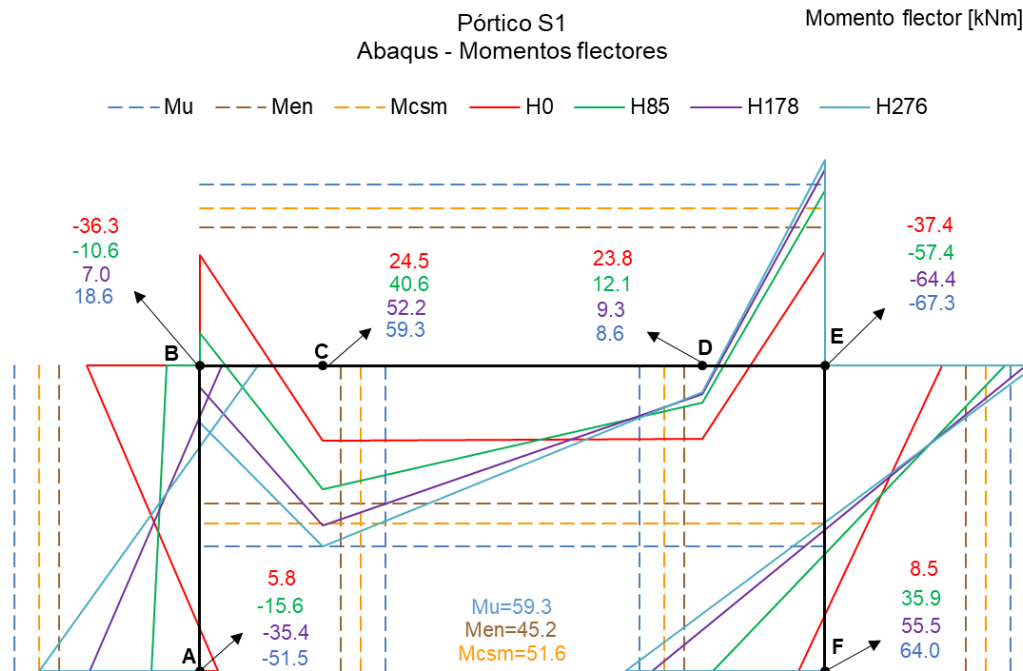


Figura 5.3.- Pórtico S1: diagramas de momentos flectores para cuatro pasos de carga.

Tabla 5.3.- Pórtico S1: momentos flectores para cuatro pasos de carga.

Punto	Momentos flectores [kNm]			
	H0	H85	H178	H276
A	5,8	-15,6	-35,4	-51,5
B	-36,3	-10,6	7,0	18,6
C	24,5	40,6	52,2	59,3
D	23,8	12,1	9,3	8,6
E	-37,4	-57,4	-64,4	-67,3
F	8,5	35,9	55,5	64,0

En la Figura 5.3 se observa la variación de la ley de momentos a medida que aumenta el desplazamiento impuesto en la apoyos. También, se puede observar que en el instante final del ensayo (curva verde) solamente se alcanzó el valor del momento último en el punto E (esquina superior derecha). Finalmente, en la figura se distingue que en algunos puntos (A y C) las leyes de momentos de diferentes pasos de carga están más equiespaciadas entre sí, mientras que en otro puntos (E y F) el espacio entre curvas se

ve disminuido. Esto es el resultado de la redistribución de momentos a lo largo de la estructura producto de la plastificación de las secciones y la capacidad de distribución de la sección transversal S1. Tal y como se ha indicado en la Tabla 5.2, la sección transversal S1 es una sección Clase 1, presentando por tanto la capacidad de rotación necesaria para poder redistribuir esfuerzos en la estructura y realizar un análisis global plástico.

Este efecto se visualiza mejor si se aumenta el número de curvas o pasos de carga estudiados. En la Figura 5.4 se incluyen 11 leyes de momentos correspondientes a diferentes pasos de carga, todas ellas entre el paso H0 y el H500, es decir dentro de la aplicación del desplazamiento horizontal en los apoyos. La Figura 5.5 presenta las mismas curvas pero graficadas sobre el pórtico abatido en una línea recta, lo cual permite identificar los valores de los momentos que se informan mejor en la Tabla 5.4.

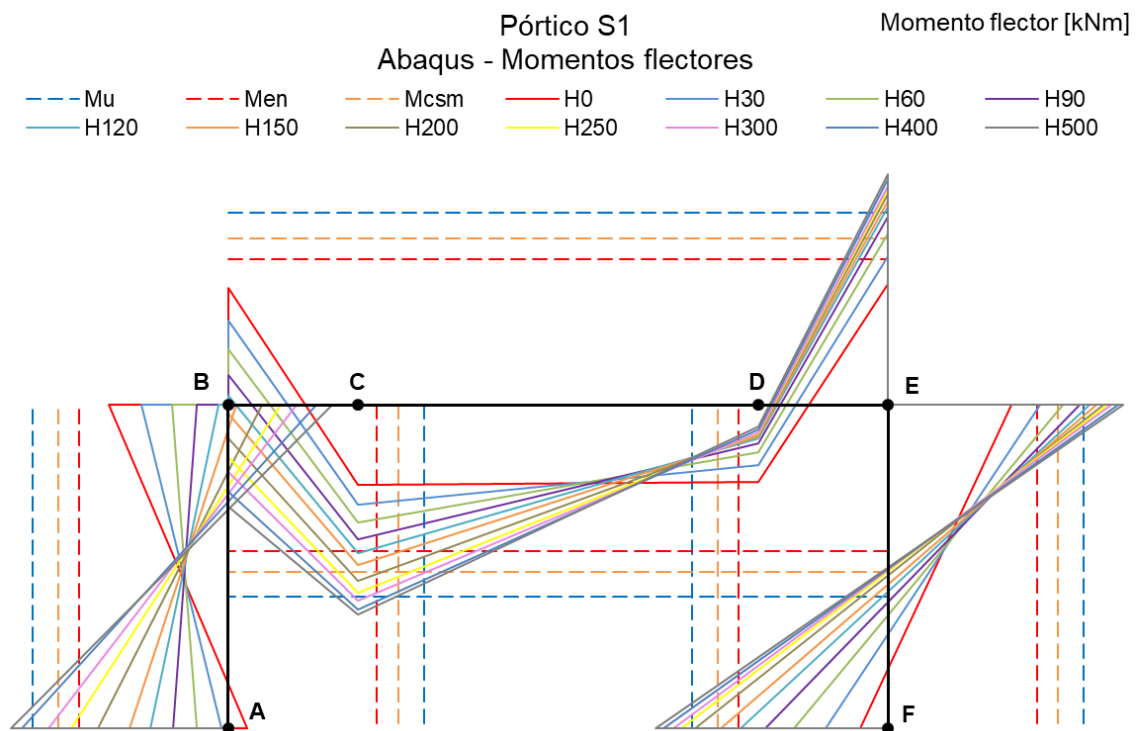


Figura 5.4.- Pórtico S1: diagramas de momentos flectores para once pasos de carga 1/2.

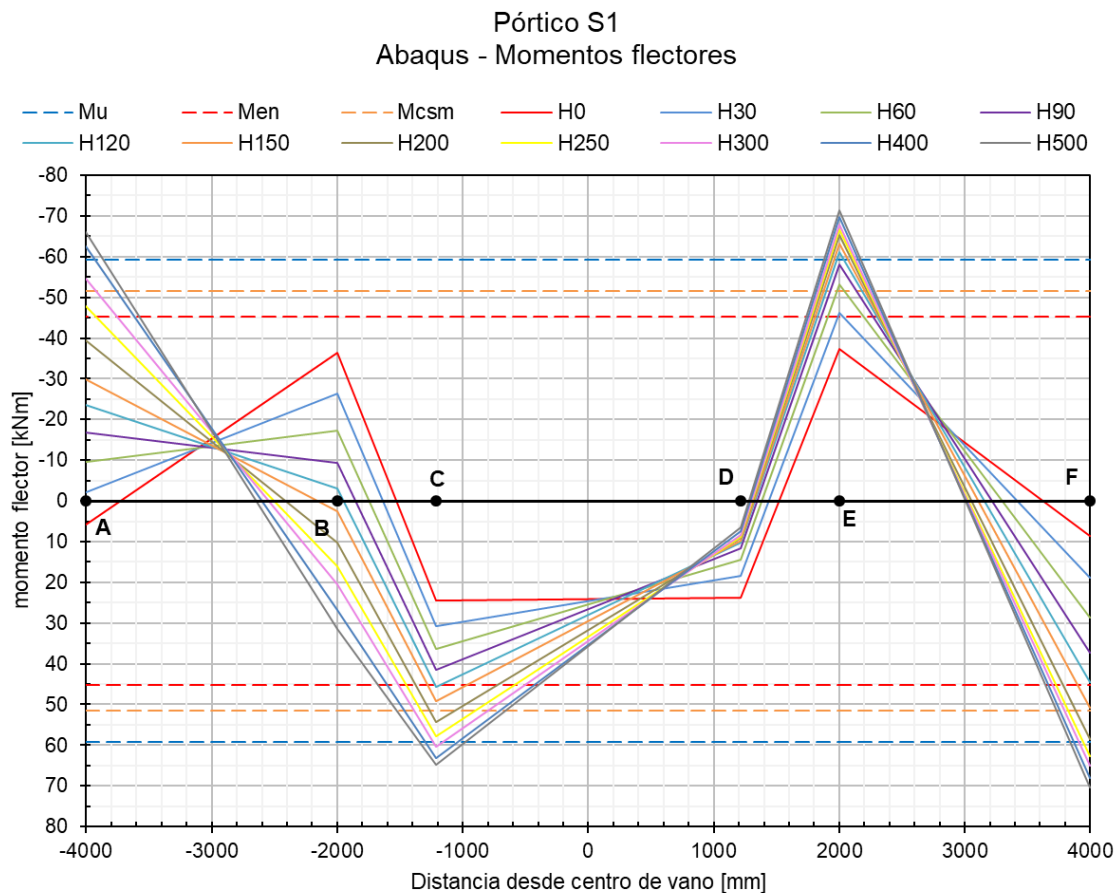


Figura 5.5.- Pórtico S1: diagramas de momentos flectores para once pasos de carga 2/2.

Tabla 5.4.- Pórtico S1: momentos flectores para once pasos de carga.

Punto	Momentos flectores [kNm]										
id x [mm]	H0	H30	H60	H90	H120	H150	H200	H250	H300	H400	H500
A -4000	5,8	-2,0	-9,6	-16,8	-23,5	-29,9	-39,5	-47,8	-54,7	-62,6	-65,9
B -2000	-36,3	-26,3	-17,2	-9,4	-3,0	2,5	10,2	16,0	20,6	26,8	31,4
C -1215	24,5	30,7	36,4	41,4	45,6	49,3	54,3	57,9	60,4	63,2	64,8
D 1215	23,8	18,5	14,4	11,7	10,3	9,7	9,1	8,8	8,4	7,5	6,6
E 2000	-37,4	-46,1	-53,1	-58,1	-61,2	-63,1	-65,2	-66,6	-67,8	-69,7	-71,3
F 4000	8,5	18,8	28,6	37,2	44,6	50,7	58,4	62,7	65,0	68,1	70,5

A medida que las leyes de momentos flectores se acercan al valor del momento último para alguna de las secciones estudiadas, la distancia entre ellas se acorta, entendiéndose que en esa sección comienza a formarse una rótula plástica. Esto viene acompañado de un mayor incremento del momento flector en otras secciones transversales a medida que ocurre la redistribución de esfuerzos. Las secciones en donde esto sucede son, en orden de aparición, las secciones E, F, C y por último la sección A. De esta forma se alcanza un estado de los pórticos equivalente al del mecanismo de colapso de la estructura, según la teoría plástica (Figura 5.6).

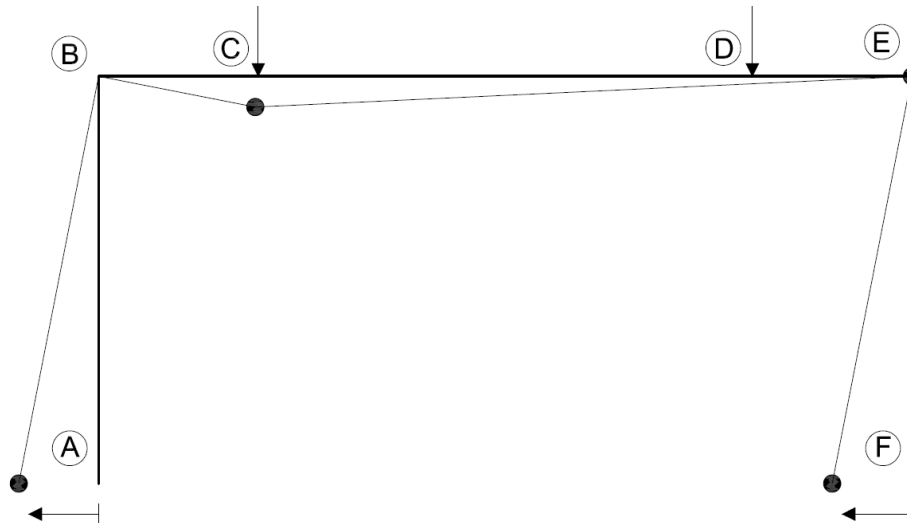


Figura 5.6.- Mecanismo de colapso del pórtico según la teoría plástica.

Además, se observa que en dichas secciones el momento flector obtenido en el modelo numérico supera el valor del momento último obtenido experimentalmente en el ensayo de la viga simple. Este hecho puede deberse al uso de elementos viga para representar la estructura, los cuales no son capaces de reproducir el fallo local de las secciones transversales ni el efecto de la interacción con la carga puntual (*web crippling*) que aparece en las secciones de aplicación de la carga en el ensayo de las vigas y que no aparece en las esquinas del pórtico. Por ello, las secciones del modelo numérico son capaces de seguir absorbiendo más momento, cuando en realidad la sección ya debería haber fallado según los resultados del ensayo sobre probetas. Para poder estudiar con mayor precisión estos últimos estadios de carga, haría falta analizar los modelos tipo *shell*, con las dificultades añadidas que estos representan (integración de tensiones para calcular el momento en una sección transversal).

Una gráfica que es de mucha utilidad para ilustrar esto, y que complementa la información de las Figuras 5.4 y 5.5, es la de las curvas 'momentos flectores vs pasos de carga' para los 6 puntos estudiados en la Figura 5.7. En ella se observa que, una vez se alcanza el momento último, los momentos en los puntos donde se forman las rótulas plásticas (secciones A, C, E y F) continúan aumentando durante cierto intervalo de pasos de carga, hasta que prácticamente se hacen constantes en un valor superior al último. La figura también incluye, con línea negra punteada, el paso de carga H0 (o V10) donde la carga vertical está aplicada en su totalidad y se da paso al desplazamiento horizontal en los apoyos, y con línea verde punteada, el paso de carga H85 donde el desplazamiento horizontal de los apoyos es igual al máximo valor registrado en el ensayo. El eje vertical está invertido para que coincida con la convención de signos establecida para las leyes de momentos de las Figuras 5.3, 5.4 y 5.5.

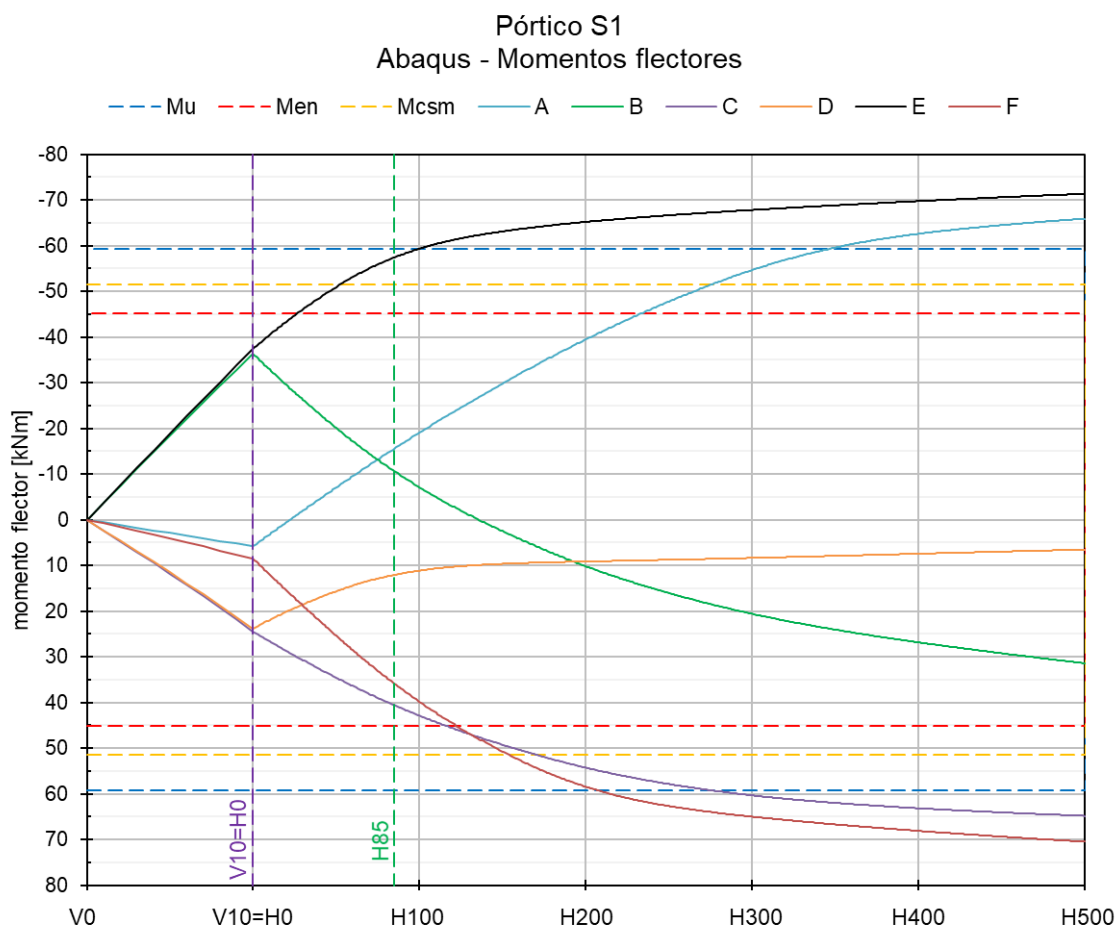


Figura 5.7.- Pórtico S1: momentos flectores vs. pasos de carga.

Se puede decir que durante el *Step-1*, correspondiente a la aplicación de las cargas verticales, la estructura se comportó de manera lineal, tal y como demuestra la respuesta recta. Luego, la curvatura que presentan las curvas a partir del paso de carga donde inicial el *Step-2* con la aplicación del desplazamiento horizontal, indica un comportamiento no lineal de la estructura. Este comportamiento puede deberse a la no linealidad del material, a la no linealidad geométrica, o a una combinación de ambas.

5.2.2.- Momentos Flectores en el Pórtico S2

En el caso del pórtico S2, los resultados son similares a los mostrados para el pórtico S1 con la particularidad de que en el paso de carga correspondiente al máximo desplazamiento horizontal en los apoyos medido en el ensayo del pórtico S2, igual a 107 mm (paso de carga H116), se observa que en la sección E se superó el valor de momento último de la sección transversal (Figura 5.8). Esto puede indicar que el ensayo efectivamente se detuvo frente a la formación de una rótula plástica en dicho punto.

Los pasos de carga H241 y H370 corresponden al doble y triple del valor del máximo de desplazamiento horizontal registrado en el ensayo. En la Figura 5.8 se muestran las leyes de momento para estos instantes y también las resistencias recogidas en la Tabla 5.2. Los valores de los momentos flectores en los puntos clave se informan en la Tabla 5.5.

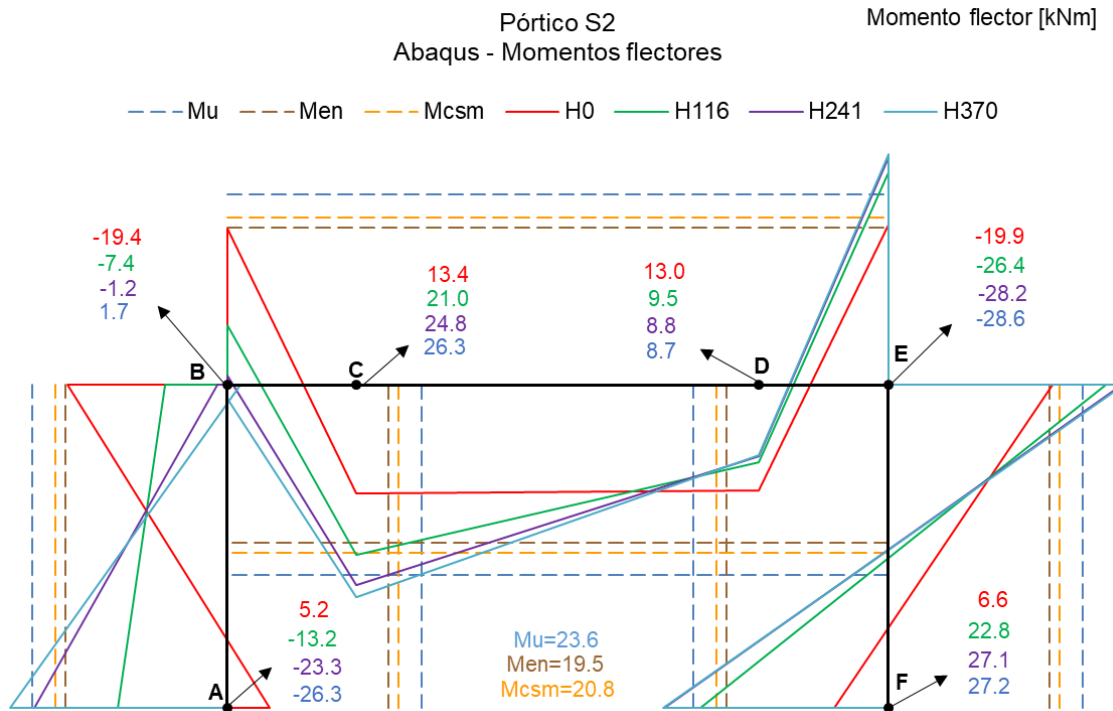


Figura 5.8.- Pórtico S2: diagramas de momentos flectores para cuatro pasos de carga.

Tabla 5.5.- Pórtico S2: momentos flectores para cuatro pasos de carga.

Punto	Momentos flectores [kNm]			
	H0	H116	H241	H370
A	5,2	-13,2	-23,3	-26,3
B	-19,4	-7,4	-1,2	1,7
C	13,4	21,0	24,8	26,3
D	13,0	9,5	8,8	8,7
E	-19,9	-26,4	-28,2	-28,6
F	6,6	22,8	27,1	27,2

En las Figuras 5.9 y 5.10, se muestran las leyes de momento para 11 pasos de carga determinados entre el H0 y el H500 para el pórtico S2. En la Tabla 5.6 se recogen los valores correspondientes para los puntos clave.

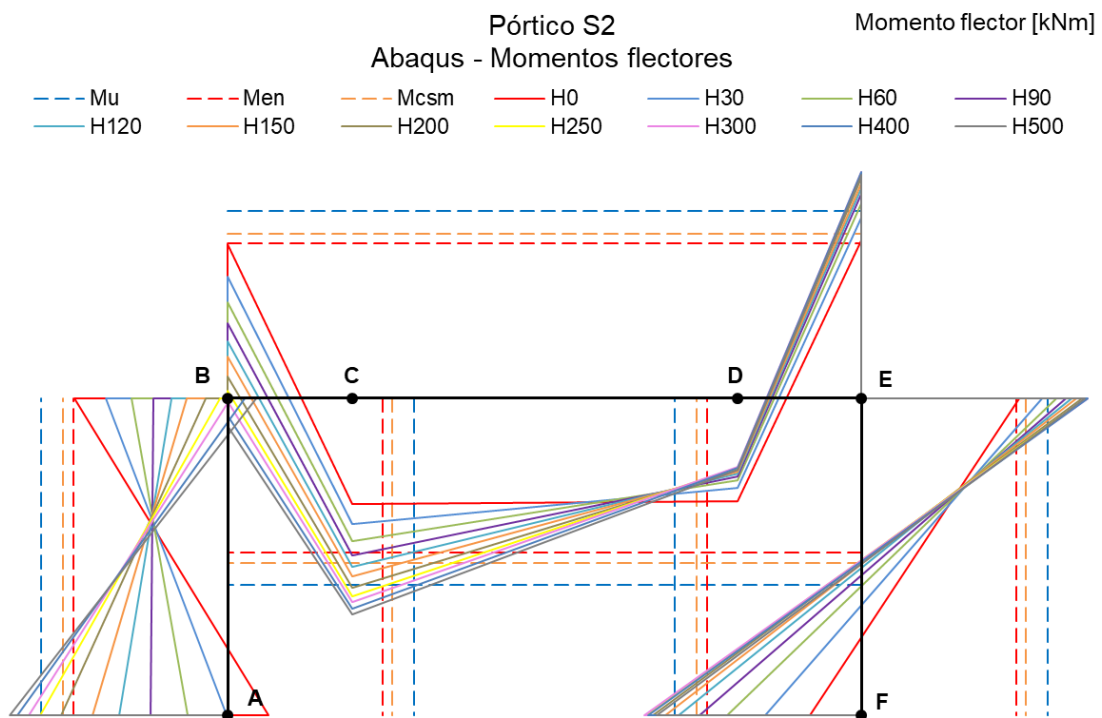


Figura 5.9.- Pórtico S2: diagramas de momentos flectores para once pasos de carga 1/2.

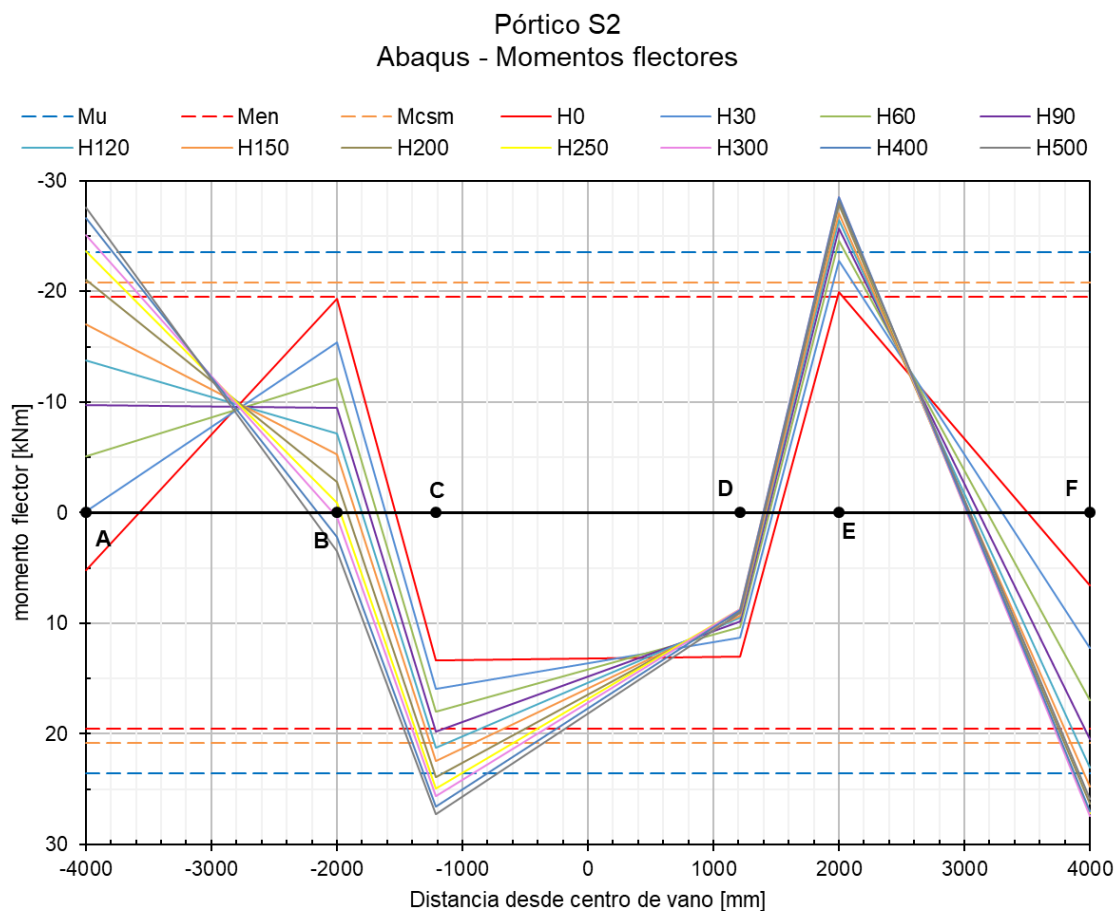


Figura 5.10.- Pórtico S2: diagramas de momentos flectores para once pasos de carga 2/2.

Tabla 5.6.- Pórtico S2: momentos flectores para once pasos de carga.

Punto		Momentos flectores [kNm]										
id	x [mm]	H0	H30	H60	H90	H120	H150	H200	H250	H300	H400	H500
A	-4000	5,2	-0,1	-5,1	-9,7	-13,7	-17,0	-21,1	-23,6	-25,1	-26,6	-27,5
B	-2000	-19,4	-15,4	-12,1	-9,4	-7,2	-5,2	-2,7	-0,9	0,4	2,2	3,5
C	-1215	13,4	15,9	18,0	19,8	21,2	22,5	23,9	25,0	25,6	26,6	27,2
D	1215	13,0	11,3	10,3	9,8	9,5	9,3	9,0	8,8	8,7	8,8	9,1
E	2000	-19,9	-22,8	-24,6	-25,7	-26,5	-27,1	-27,8	-28,3	-28,5	-28,5	-28,2
F	4000	6,6	12,2	16,9	20,5	23,1	24,7	26,3	27,2	27,5	27,0	25,9

El comportamiento del pórtico S2, al igual que en el pórtico S1, lleva a la formación de rótulas plásticas en las secciones E, F, C y por último en la sección A. De la misma forma, el modelo numérico del pórtico S2 deja en evidencia que los elementos tipo viga tienen dificultades para representar correctamente los últimos estadios de carga de los pórticos estudiados.

Finalmente se incluye la Figura 5.11 donde se aprecia mejor el hecho que para el paso de carga H116, la sección E ya superó el valor del momento último y la sección F está pronto a hacerlo.

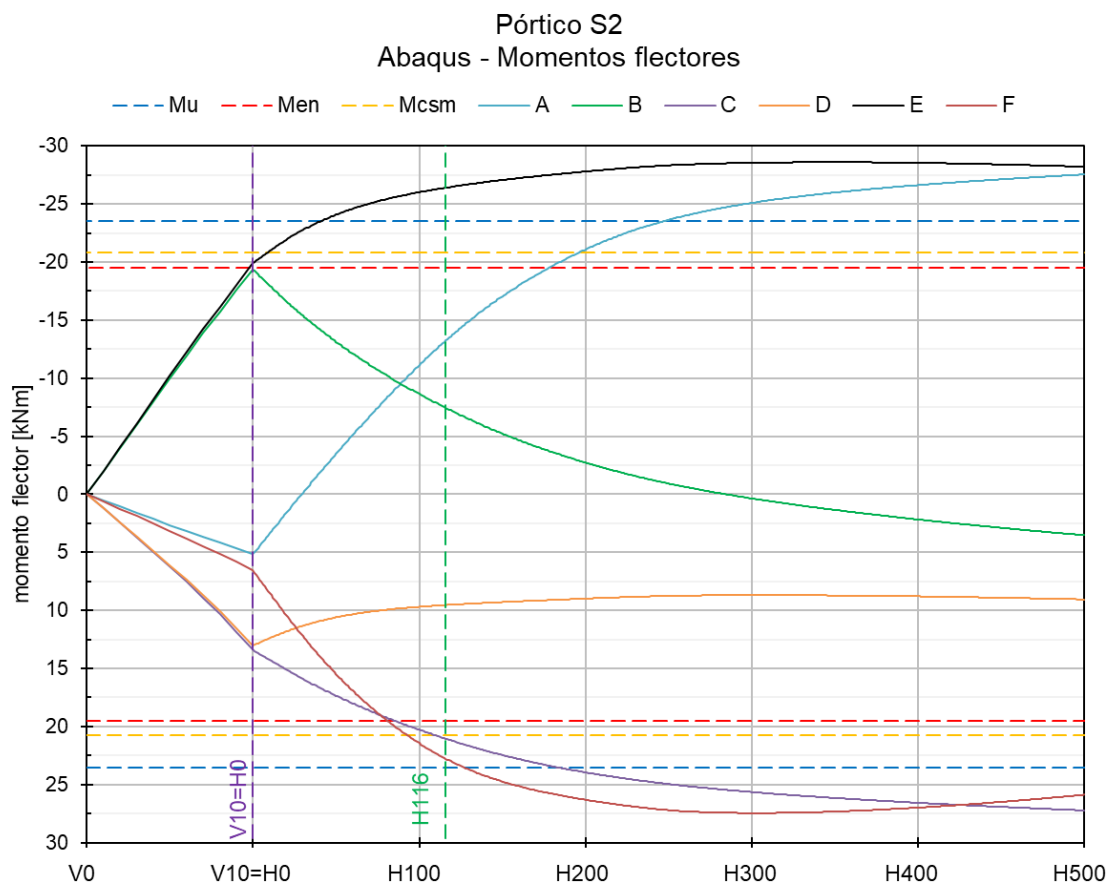


Figura 5.11.- Pórtico S2: momentos flectores vs. pasos de carga.

5.2.3.- Momentos Flectores en el Pórtico S3

Para el pórtico S3, los pasos de carga correspondientes al máximo desplazamiento horizontal medido en los apoyos del ensayo (82 mm), su doble y su triple corresponden a los pasos de carga H83, H172 y H263. Las leyes de momento flector de estos instantes se muestran en la Figura 5.12 junto con las resistencias calculadas en el apartado 5.1. Los valores de los momentos flectores en los puntos clave se informan en la Tabla 5.7.

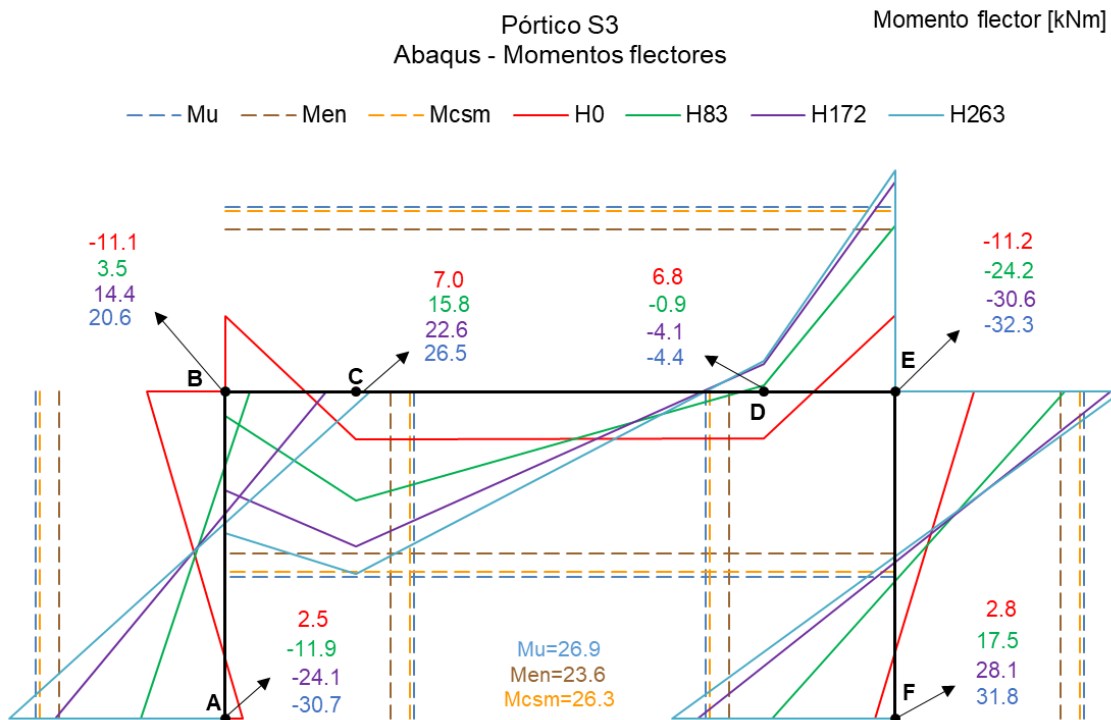


Figura 5.12.- Pórtico S3: diagramas de momentos flectores para cuatro pasos de carga.

Tabla 5.7.- Pórtico S3: momentos flectores para cuatro pasos de carga.

Punto	Momentos flectores [kNm]			
	H0	H83	H172	H263
A	2,5	-11,9	-24,1	-30,7
B	-11,1	3,5	14,4	20,6
C	7,0	15,8	22,6	26,5
D	6,8	-0,9	-4,1	-4,4
E	-11,2	-24,2	-30,6	-32,3
F	2,8	17,5	28,1	31,8

En la Figura 5.12 se observa que para el instante registrado en el ensayo como el de máximo desplazamiento horizontal (curva verde, H83), en ninguna sección se alcanza el momento último, pudiendo haber sido un comportamiento relacionado con la

abolladura local lo que hizo que se parara el ensayo, de manera similar a lo que ocurrió con el pórtico S1.

En las Figuras 5.13 y 5.14, se muestran las leyes de momento para 11 pasos de carga determinados entre el H0 y el H500 para el pórtico S3. En la Tabla 5.8 se recogen los valores correspondientes para los puntos clave.

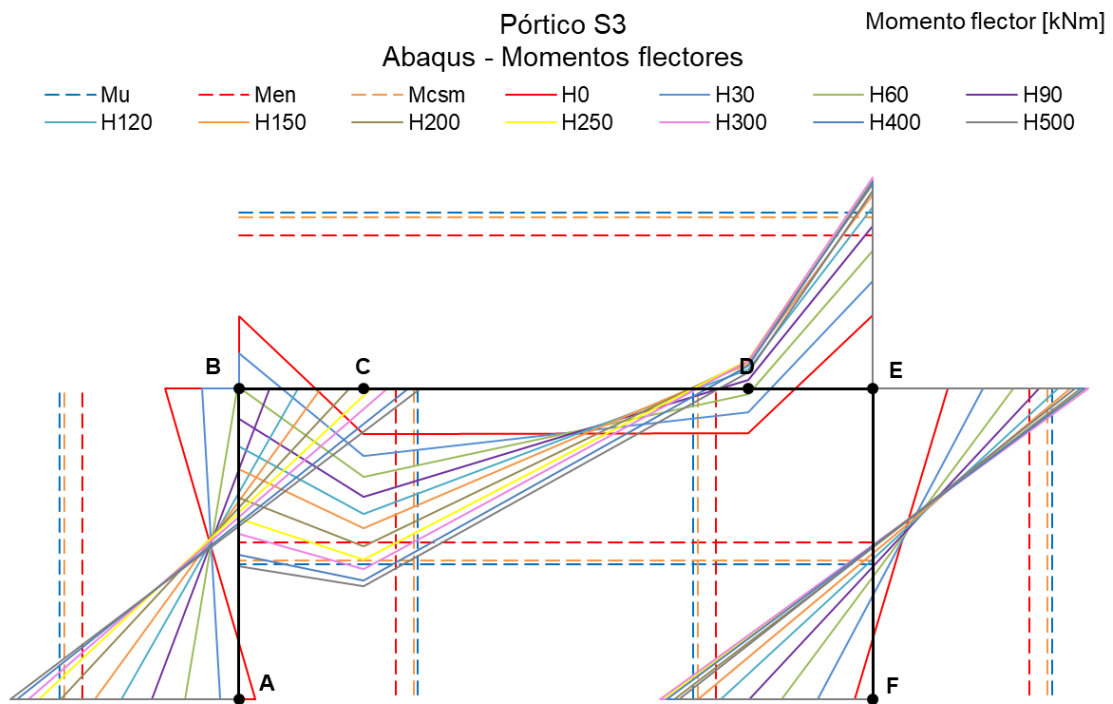


Figura 5.13.- Pórtico S3: diagramas de momentos flectores para once pasos de carga 1/2.

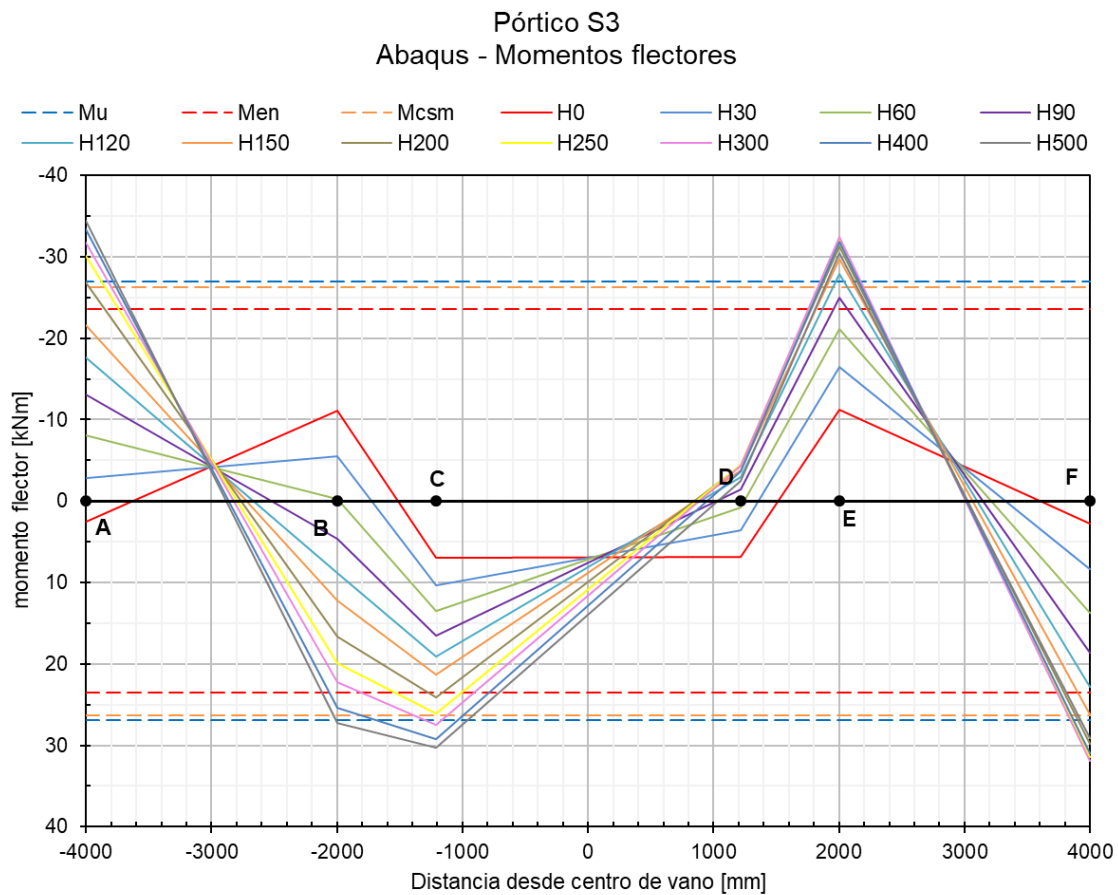


Figura 5.14.- Pórtico S3: diagramas de momentos flectores para once pasos de carga 2/2.

Tabla 5.8.- Pórtico S3: momentos flectores para once pasos de carga.

Punto	Momentos flectores [kNm]										
id x [mm]	H0	H30	H60	H90	H120	H150	H200	H250	H300	H400	H500
A -4000	2,5	-2,8	-8,0	-13,1	-17,7	-21,6	-26,9	-30,2	-31,7	-33,3	-34,4
B -2000	-11,1	-5,5	-0,2	4,6	8,8	12,3	16,6	19,9	22,3	25,4	27,2
C -1215	7,0	10,3	13,5	16,5	19,1	21,3	24,1	26,1	27,5	29,3	30,2
D 1215	6,8	3,6	0,8	-1,4	-2,9	-3,8	-4,3	-4,4	-4,4	-3,6	-2,5
E 2000	-11,2	-16,5	-21,2	-25,0	-27,9	-29,8	-31,3	-32,1	-32,4	-31,9	-30,4
F 4000	2,8	8,3	13,7	18,6	22,8	26,2	29,9	31,5	32,0	31,0	29,1

El comportamiento del pórtico S3, al igual que en el pórtico S1 y el S2, lleva a la formación de rótulas plásticas en algunas de sus secciones, con la diferencia del orden en el que estas se forman debido a las diferentes condiciones de contorno de los apoyos de los pilares; para el pórtico S3 primero se plastifican las secciones E, F, A y por último la sección C. Para incrementos de carga posteriores, el modelo numérico también presenta dificultades en representar correctamente los últimos estadios de carga.

En la Figura 5.15 se muestran las curvas ‘momento flector vs. pasos de carga’ para el pórtico S3. Se puede observar que para el paso de carga H83, es decir el máximo desplazamiento horizontal en apoyos medido en el ensayo, ninguna sección de los puntos clave alcanzó el momento último.

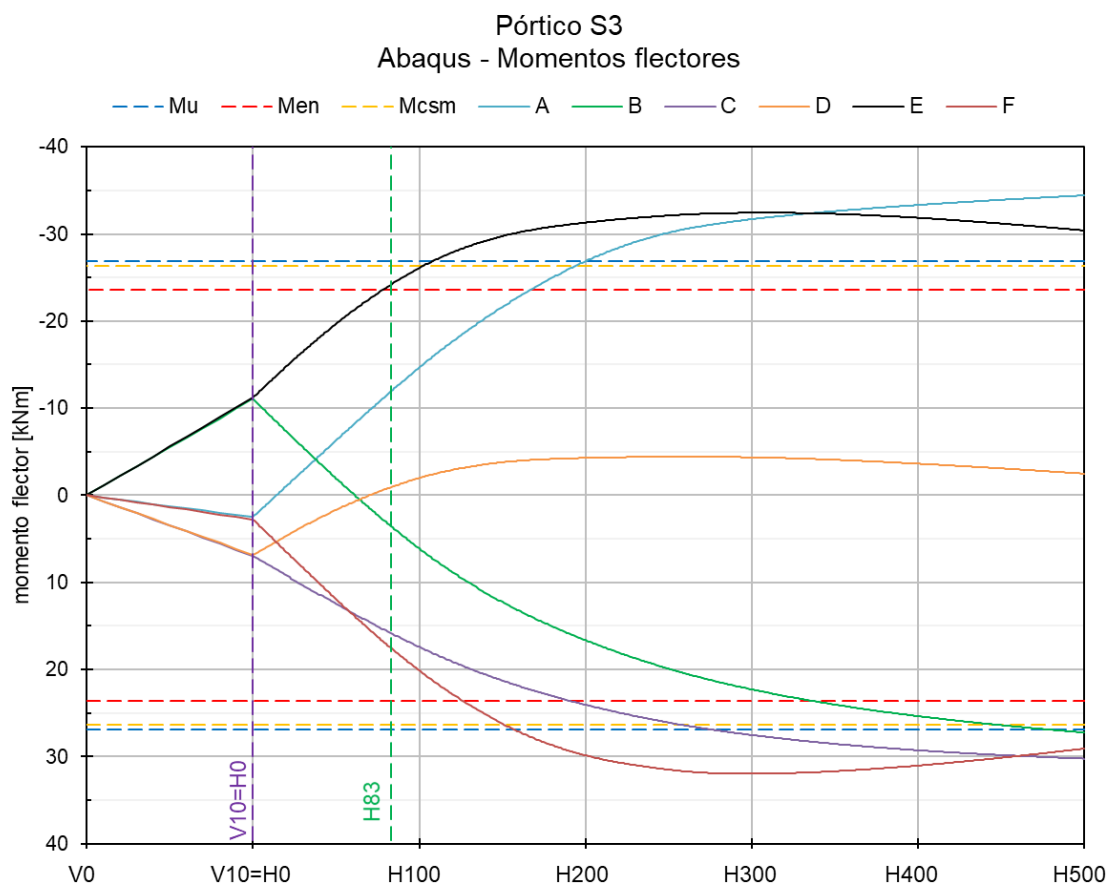


Figura 5.15.- Pórtico S3: momentos flectores vs. pasos de carga.

5.3.- Esfuerzos Axiales en los Pórticos

En cuanto a los esfuerzos axiales, los resultados no presentan valores ni siquiera cercanos a la décima parte de las resistencias a axil recogidas en la Tabla 5.1, como se muestra en los siguientes apartados para cada uno de los pórticos. Por ello, el análisis sobre el desarrollo de estos esfuerzos no se incluye con gran detalle en este trabajo.

5.3.1.- Esfuerzos Axiales en el Pórtico S1

Para el pórtico S1, en la Figura 5.16 y en la Tabla 5.9 se observa que para los pasos de carga H0, inicio del *Step-2* (aplicación del desplazamiento horizontal en los apoyos), y H276, correspondiente al desplazamiento horizontal de los apoyos igual al triple del máximo registrado en el ensayo, los valores de esfuerzos axiales se mantienen muy por

debajo de la resistencia a compresión de la sección S1. Según el criterio adoptado en este trabajo, el signo del esfuerzo axial negativo significa que la sección está sometida a un esfuerzo de compresión, mientras que el signo positivo representa que la sección se encuentra traccionada.

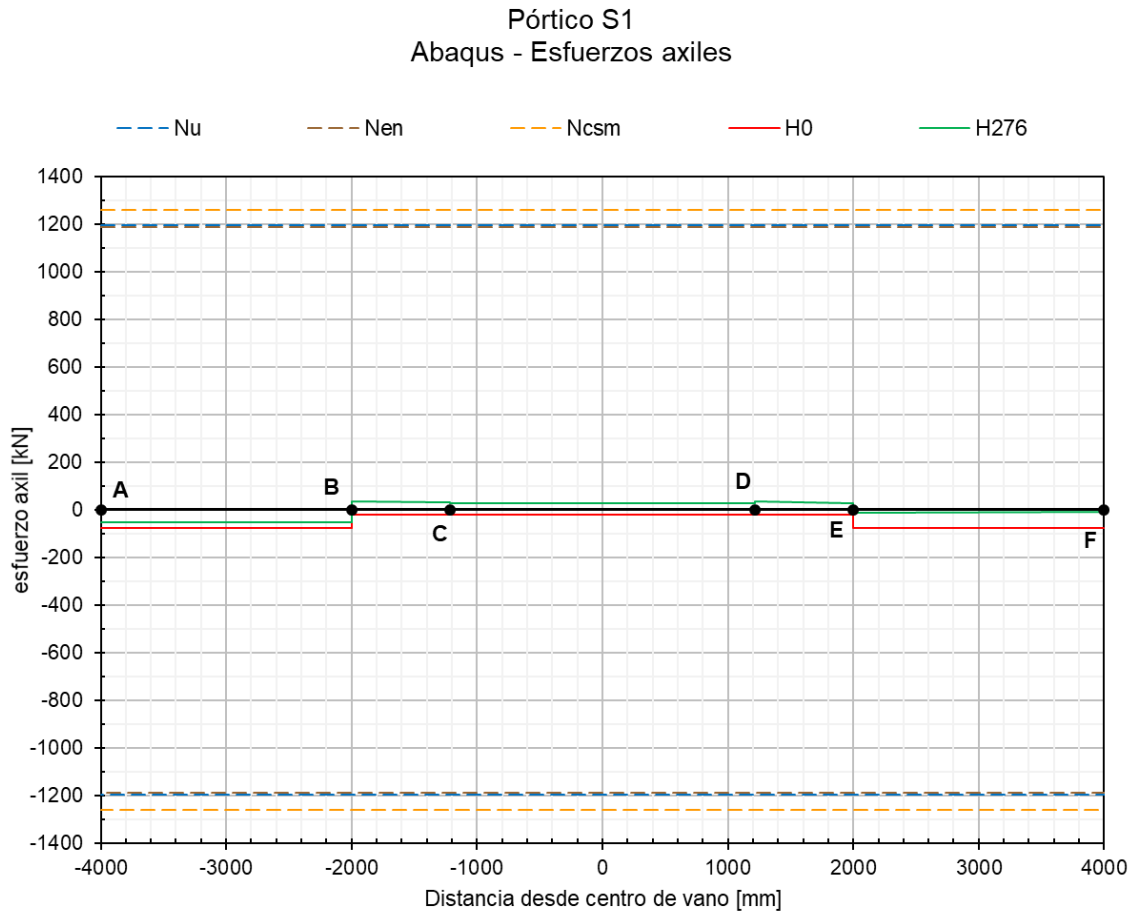


Figura 5.16.- Pórtico S1: diagramas de esfuerzos axiales para dos pasos de carga.

Tabla 5.9.- Pórtico S1: esfuerzos axiales para dos pasos de carga.

Punto		Esfuerzos axiales [kN]	
id	x [mm]	H0	H276
A	-4000	-77,1	-53,3
B1	-2000	-77,9	-51,5
B2	-2000	-19,0	35,5
C1	-1215	-18,7	32,5
C2	-1215	-21,6	26,1
D1	1215	-21,6	29,2
D2	1215	-18,7	34,3
E1	2000	-19,5	26,9
E2	2000	-74,8	-10,5
F	4000	-74,8	-7,9

La razón para que en la Tabla 5.9 se proporcionen dos valores del esfuerzo axial (por ejemplo, B1 y B2) en las secciones correspondientes a las esquinas y a los puntos de aplicación de cargas verticales, es decir los puntos B, C, D y E, se debe a que en estas secciones se produce un salto en los diagramas de axiles, ya sea por un cambio de orientación de las barras en el caso de las esquinas o porque, al deformarse la viga, la carga vertical adquiere una componente en el sentido longitudinal de la misma.

5.3.2.- Esfuerzos Axiles en el Pórtico S2

Para el pórtico S2 caben los mismos comentarios que el pórtico S1. En la Figura 5.17 y en la Tabla 5.10 se observa que para los pasos de carga H0 y H370 los valores de esfuerzos axiles se mantienen muy por debajo de las resistencias correspondientes.

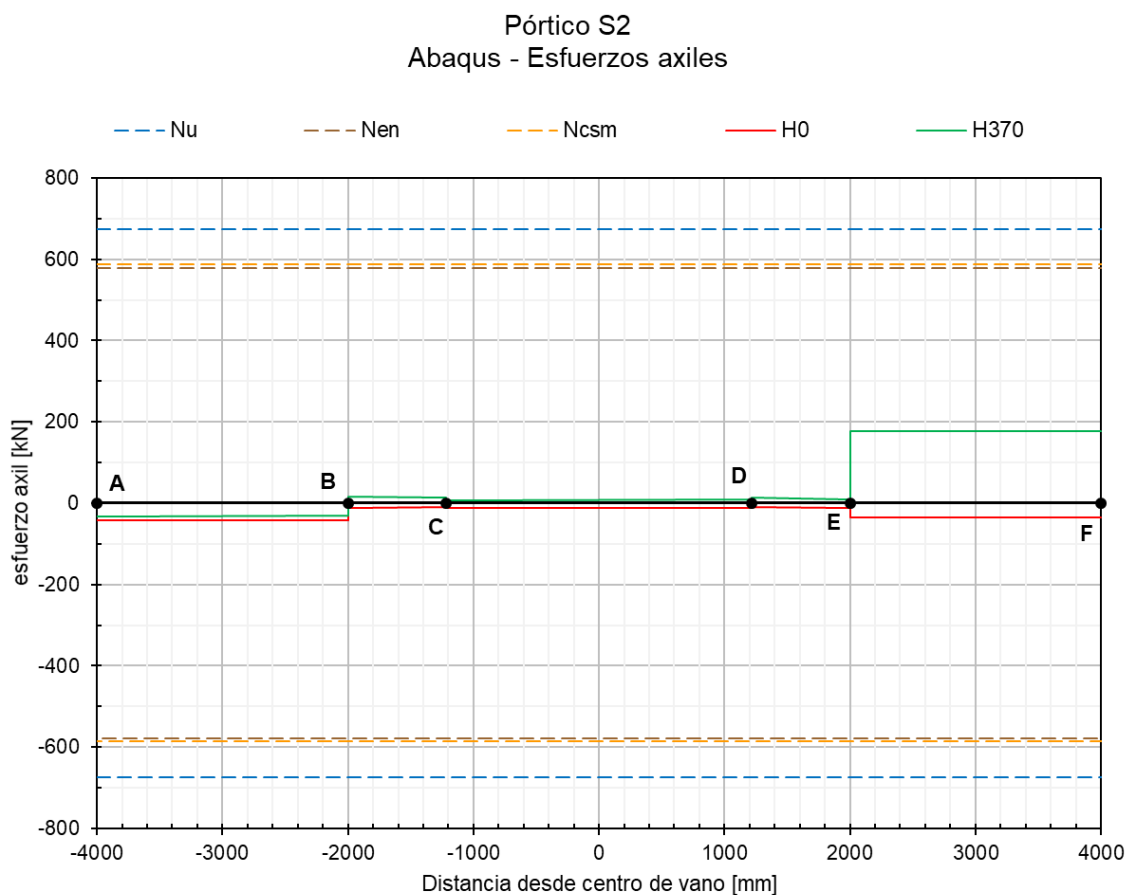


Figura 5.17.- Pórtico S2: diagramas de esfuerzos axiles para dos pasos de carga.

Tabla 5.10.- Pórtico S2: esfuerzos axiles para dos pasos de carga.

Punto		Esfuerzos axiles [kN]	
id	x [mm]	H0	H500
A	-4000	-41,3	-33,5
B1	-2000	-41,9	-31,4
B2	-2000	-10,7	15,3
C1	-1215	-10,4	13,3
C2	-1215	-12,6	6,9
D1	1215	-12,6	8,8
D2	1215	-10,4	13,3
E1	2000	-11,0	9,5
E2	2000	-36,2	176,2
F	4000	-35,6	178,2

5.3.3.- Esfuerzos Axiles en el Pórtico S3

Para el pórtico S3 también valen los mismos comentarios que el pórtico S1 y S2. En la Figura 5.18 y en la Tabla 5.11 se observa que para los pasos de carga H0 y H263 los valores de esfuerzos axiles se mantienen muy por debajo de las resistencias de compresión correspondientes.

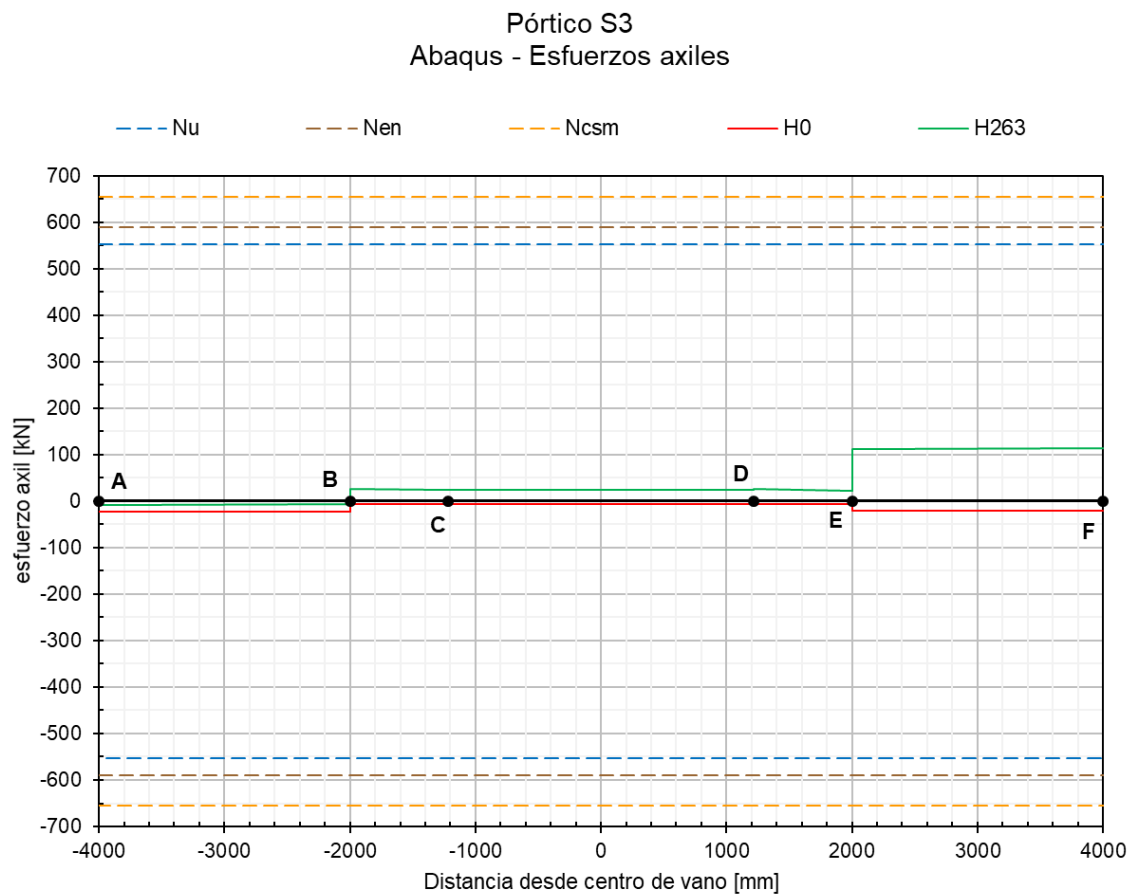


Figura 5.18.- Pórtico S3: diagramas de esfuerzos axiles para dos pasos de carga.

Tabla 5.11.- Pórtico S3: esfuerzos axiles para dos pasos de carga.

Punto		Esfuerzos axiles [kN]	
id	x [mm]	H0	H500
A	-4000	-22,9	-8,1
B1	-2000	-23,1	-6,7
B2	-2000	-6,4	25,7
C1	-1215	-6,4	25,1
C2	-1215	-6,9	24,1
D1	1215	-6,9	25,2
D2	1215	-6,4	26,1
E1	2000	-6,6	23,2
E2	2000	-20,8	113,0
F	4000	-20,6	113,3

5.4.- Diagramas de Interacción de Esfuerzos

La resistencia a flexión de las secciones transversales de acero disminuye bajo la acción de cargas axiles que actúen concomitantemente con el esfuerzo flector, y es por ello por lo que debe verificarse la resistencia de las secciones teniendo en cuenta dicha interacción de esfuerzos.

El último análisis sobre los esfuerzos internos presentado en este trabajo implica graficar los diagramas de interacción de los esfuerzos de momento flector y axil, y compararlos con los obtenidos según los ensayos en las probetas y según las propuestas de diseño de las normas utilizadas.

En la Figura 5.19 se observan, para el pórtico S1, las curvas 'esfuerzos axiles vs. momentos flectores' para los 6 puntos clave descritos anteriormente. Los puntos B, C, D y E presentan una curva para los esfuerzos en el tramo de columna o de viga respectivamente, ya que en cada caso el valor del axil es diferente. También se grafican las curvas N_u-M_u , $N_{EN}-M_{EN}$ y $N_{csm}-M_{csm}$, según los valores de las Tablas 5.1 y 5.2, en forma de rombo para abarcar las cuatro combinaciones de signos posibles.

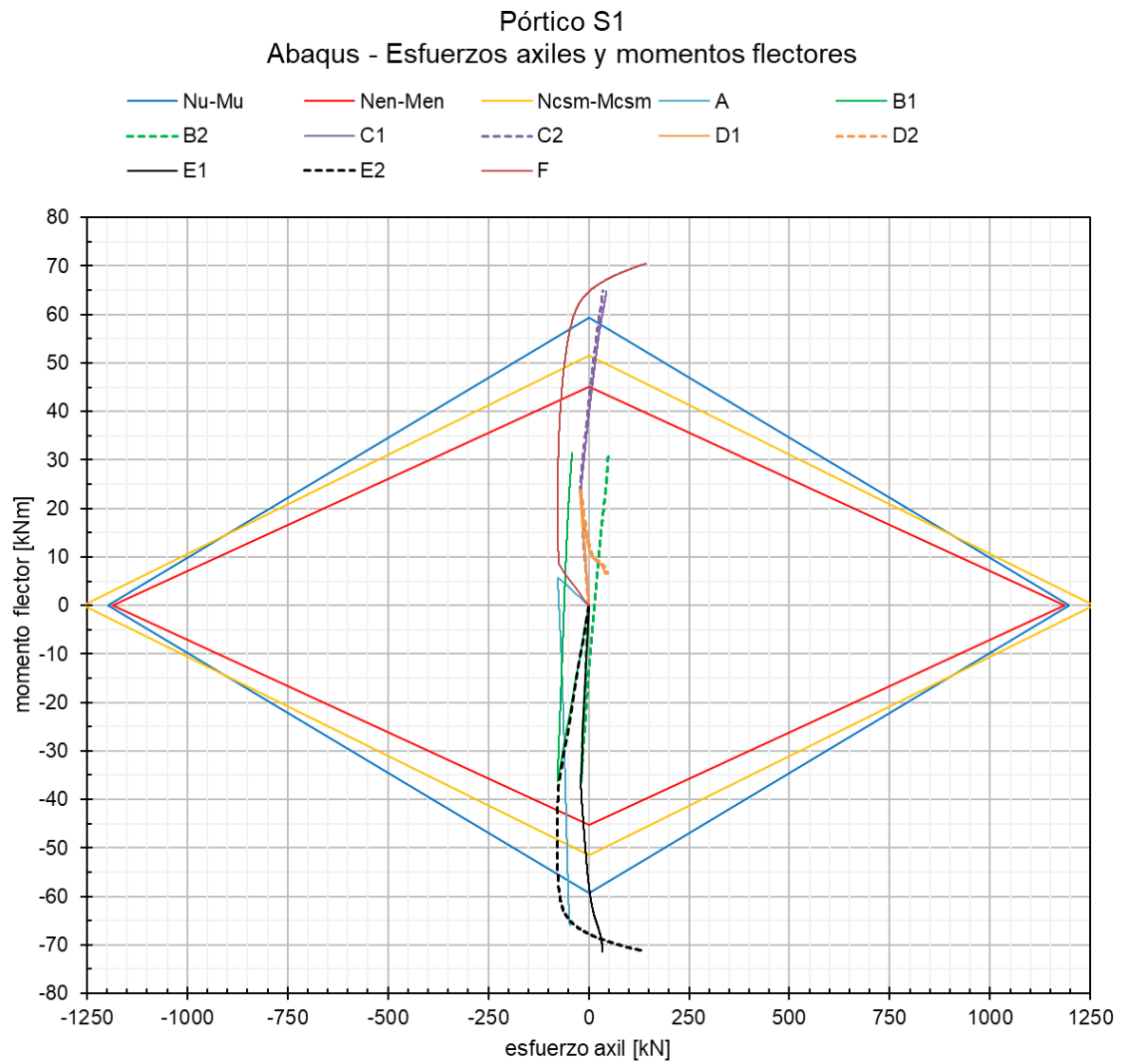


Figura 5.19.- Pórtico S1: diagramas de interacción esfuerzos axiales vs. momentos flectores 1/2.

Se observa a simple vista que la influencia de los axiles no es significativa, por lo que se realiza un zoom en el eje horizontal (Figura 5.20).

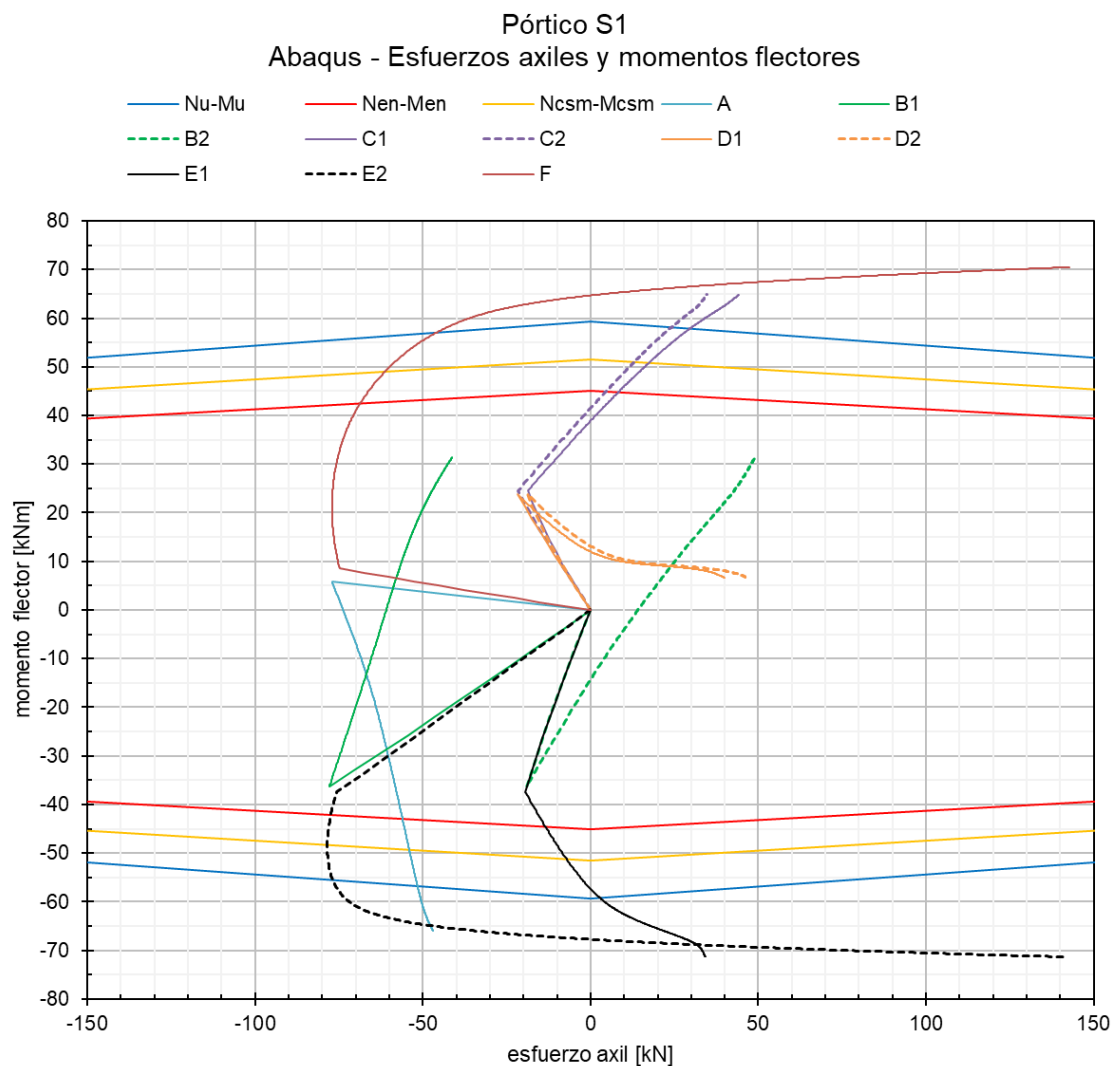


Figura 5.20.- Pórtico S1: diagramas de interacción esfuerzos axiles vs. momentos flectores 2/2.

Si bien el esfuerzo axil causa un desplazamiento de las curvas en el eje horizontal, produciendo que algunas curvas se crucen con los límites de resistencias de la sección para un valor inferior de momento flector, este efecto no es considerable y, por lo tanto, se concluye que el pórtico trabaja básicamente a flexión. Por ello, la Figura 5.7 y sus equivalentes para otros pórticos, permiten una mejor visualización del comportamiento de la estructura, centrándose solamente en los momentos flectores y en la redistribución de los esfuerzos producto de la no linealidad del material.

Para los casos de los pórticos S2 y S3 ocurre algo muy similar, por lo que no se añaden los diagramas de interacción de dichos pórticos.

Capítulo VI: Conclusiones y Estudios Futuros

Las conclusiones extraídas del análisis del comportamiento de los pórticos de acero inoxidable austenítico se incluyen en este capítulo. Además, el capítulo concluye con algunas recomendaciones para futuras investigaciones sobre el tema.

6.1.- Conclusiones

El comportamiento de pórticos de secciones huecas rectangulares de acero inoxidable austenítico grado EN 1.4301 se ha estudiado mediante un programa experimental llevado a cabo en el laboratorio “Luís Agulló” del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politècnica de Catalunya. El objetivo final del programa experimental y las investigaciones subsiguientes es evaluar las reglas de diseño de estructuras de acero inoxidable existentes en la actualidad donde no se permite el uso de análisis global plástico para estructuras de acero inoxidable.

Por un lado, se han comparado los valores de las resistencias a compresión y flexión de las secciones transversales -obtenidas mediante la aplicación de las propuestas incluidas en EN 1993-1-4+A1 (2015) y en el enfoque del CSM- con los valores de los resultados de ensayos sobre probetas *stub columns* y vigas descritas en Arrayago et al. (2019a).

Por otro lado, se han analizados los resultados empíricos obtenidos durante los ensayos sobre pórticos reales que forman parte de este programa experimental con el fin de evaluar el efecto del comportamiento global plástico de los pórticos. Para llevar a cabo esta tarea se recurrió a la modelación numérica mediante el software de cálculo por elementos finitos Abaqus. Estos modelos debieron ser correctamente validados a partir de la comparación de los resultados numéricos y experimentales.

La modelación se realizó utilizando elementos tipo placa y elementos tipo viga con el propósito de evaluar la influencia que tiene cada uno de ellos en los resultados. Durante la etapa de validación se pudo observar que los resultados de los modelos tipo viga no presentan grandes diferencias con respecto a los resultados de los modelos tipo placa para los niveles de carga a los que se desarrollan los ensayos y las secciones transversales utilizadas. Esto permitió prescindir de los modelos tipo placa para la obtención de esfuerzos internos de los pórticos, debido a la dificultad que estos presentan a la hora de obtener dichos valores a partir de la integración de las tensiones en la sección transversal y del costo computacional que representan.

La utilización de modelos con elementos tipo viga sirvió para extender la información conseguida en los ensayos y para obtener las leyes de momentos flectores y esfuerzos axiales para la totalidad de secciones transversales de las estructuras porticadas, y para todos los pasos de carga definidos en los análisis. La superposición de las leyes de momentos flectores para distintos pasos de carga permitió entender la evolución de estos esfuerzos en los pórticos y su redistribución, así como identificar las secciones de importancia en el análisis del comportamiento plástico, donde se formarían las rótulas plásticas.

El estudio de la evolución de los momentos flectores en función de los pasos de carga demuestra que, durante la aplicación de la carga vertical, los pórticos se comportaron de manera lineal y que, a partir de la aplicación del desplazamiento horizontal en los apoyos, este comportamiento tomó una forma no lineal. Se concluye que esta conducta puede deberse a la no linealidad del material, a la no linealidad geométrica, o posiblemente a una combinación de ambas.

Además, se observó que, a partir de un determinado paso de carga, los momentos flectores de las secciones donde se forman las rótulas plásticas superan los valores tanto de las resistencias de diseño como de los momentos últimos obtenidos experimentalmente en los ensayos de vigas. Puesto que este hecho puede deberse a la naturaleza del tipo de elemento utilizado en el análisis, se resolvió que para poder estudiar con mayor precisión estos últimos estadios de carga, haría falta emplear los modelos tipo placa, con las dificultades añadidas que estos representan en materia de integración de tensiones y costo computacional.

La evaluación de los esfuerzos axiales obtenidos en los modelos demostró que estos no son significativos para el análisis de la combinación de esfuerzos en un diagrama de interacción y que, por lo tanto, los pórticos trabajan principalmente a flexión.

6.2.- Estudios Futuros

Tal como se ha comentado anteriormente, el presente trabajo forma parte de un trabajo de investigación más global llevado a cabo en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental y que se enmarca en el proyecto de investigación nacional BIA2016-75678-R, AEI/FEDER, UE “Comportamiento estructural de pórticos de acero inoxidable. Seguridad frente a acciones accidentales de sismo y fuego”.



La campaña experimental realizada sobre los pórticos de acero inoxidable proporcionó una gran cantidad de datos que deberán analizarse cuidadosamente debido a la existencia de una gran cantidad de parámetros que influyen en el resultado final.

Actualmente no existen en la literatura ensayos de las mismas características en pórticos de acero inoxidable, resultando el análisis de los resultados experimentales de gran importancia para la caracterización del comportamiento de este tipo de estructuras, y un reto para la investigación.

Este trabajo ha aportado información relevante sobre el comportamiento de los pórticos durante los ensayos y permitirá focalizar los futuros estudios de los resultados experimentales de manera más detallada.

Por un lado, se propone determinar las leyes de momentos obtenidas experimentalmente mediante la utilización de los valores de medición de reacciones y cargas con los desplazamientos. Dichos momentos deberán compararse con los obtenidos numéricamente y realizar análisis numéricos con elementos de placa en aquellos casos en los que se quiera obtener información más detallada como las relaciones momento-rotación en los puntos de formación de rótulas.

Finalmente, el resultado del análisis debería proporcionar directrices para el desarrollo de métodos de análisis global plástico en estructuras de acero inoxidable considerando el efecto de la no linealidad del material y del endurecimiento por deformación.

Referencias

- ABAQUS. (2012). ABAQUS/Standard user's manual volumes I-III and ABAQUS CAE manual. Version 6.12. Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, USA.
- Afshan S. & Gardner L. (2013a). The continuous strength method for structural stainless steel design. *Thin-Walled Structures*, 68, 42-49.
- Afshan S. & Gardner L. (2013b). Experimental study of cold-formed ferritic stainless steel hollow sections. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 139(5), 717–728.
- Arrayago I., Real E. & Gardner L. (2015a). Description of stress–strain curves for stainless steel alloys. *Materials & Design*, 87, 540–552.
- Arrayago I., Real E. & Mirambell E. (2015b). Experimental study on ferritic stainless steel RHS and SHS beam-columns. *Thin-Walled Structures*, 100, 93-104.
- Arrayago I. & Real E. (2016). Experimental study on ferritic stainless steel simply supported and continuous beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 119, 50-62.
- Arrayago I., Rasmussen K. & Real E. (2017a). Full slenderness range DSM approach for stainless steel hollow cross-sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 133, 156-166.
- Arrayago I., Real E. & Mirambell E. (2017b). Design of stainless steel continuous beams with tubular cross-sections. *Engineering Structures*, 151, 422-431.
- Arrayago I., Real E., Mirambell E. & Chacón R. (2017c). Global plastic design of stainless steel frames. *Proceedings of the 8th European Conference on Steel and Composite Structures (Eurosteel 2017)*. Copenhagen, Denmark.
- Arrayago I., Real E. & Chacón R. (2019a). Experimental programme of austenitic stainless steel beams and columns. *Proceedings of the 9th International Conference on Steel and Aluminium Structures (ICSAS-19)*. Bradford, UK.
- Arrayago I., Real E. & Mirambell E. (2019b). Preliminary study and tests arrangements for experimental programme on stainless steel frames. *Proceedings of the 9th International Conference on Steel and Aluminium Structures (ICSAS-19)*. Bradford, UK.
- Arrayago I., Real E., Mirambell E. & González de León I. (2019c). Experimental study on the general behaviour of stainless steel frames. *Proceedings of the International Colloquia on Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS 2019)*. Prague, Czech Republic.

- Becque J., Lecce M. & Rasmussen K. (2008). The direct strength method for stainless steel compression members. *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 1231-1238.
- Bock M., Gardner L. & Real E. (2015). Material and local buckling response of ferritic stainless steel sections. *Thin-Walled Structures*, 89, 131–141.
- Cruise R. & Gardner L. (2008). Residual stress analysis of structural stainless steel sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(3), 352–366.
- European Committee for Standardization (2005). EN 1993-1-1. European Committee for Standardization Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-1: General rules. General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium.
- European Committee for Standardization (2015). EN 1993-1-4+A1. European Committee for Standardization Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-4: General rules. Supplementary rules for stainless steels. Brussels, Belgium.
- Euro Inox (2017). Manual de diseño para acero inoxidable estructural. Cuarta Edición.
- Hill H.N. (1994). Determination of stress-strain relations from "offset" yield strength values, Technical Note No. 927. *National Advisory Committee for Aeronautics*, Washington, D.C, USA.
- Huang Y. & Young B. (2013). Tests of pin-ended cold-formed lean duplex stainless steel columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 82, 203-215.
- Mirambell E. & Real E. (2000). On the calculation of deflections in structural stainless steel beams: an experimental and numerical investigation. *Journal of Constructional Steel Research*, 54 (4), 109-133.
- Ramberg W. & Osgood, W. (1943). Description of stress-strain curves by three parameters. Technical Note No. 902. *National Advisory Committee for Aeronautics*, Washington, D.C, USA.
- Rasmussen K.J.R. (2003). Full-range stress-strain curves for stainless steel alloys. *Journal of Constructional Steel Research*, 59 (1), 47-61.
- Rossi B., Afshan S. & Gardner L. (2013). Strength enhancements in cold-formed structural sections — Part II: Predictive models. *Journal of Constructional Steel Research*, 83, 189–196.
- Schafer B.W. & Ádány S. (2006). Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods. *Proceedings of the 18th*



International Specialty Conference on Cold-formed Steel Structures, Orlando, Florida, USA, 39–54.

Walport F. (2017). *Behaviour of Stainless Steel Frames*. Imperial College London.

Walport F., Gardner L., Real E., Arrayago I. & Nethercot D.A. (2019). Effects of material nonlinearity on the global analysis and stability of stainless steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 152, 173-182.