

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO, ANTE CARGAS
LATERALES, DE LA UNIÓN SOLDADA ENTRE COLUMNA
COMPUESTA Y VIGA DE ALMA LLENA, REFORZADA CON
DIAFRAGMAS TRANSVERSALES EN NUDOS INTERIORES DE
PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE MAGÍSTER EN
ESTRUCTURAS**

MARTÍNEZ ESCOBAR JORGE ESTEBAN

jorge200223@hotmail.com

PALLARES CASTRO DARÍO XAVIER

d.pallares21@gmail.com

DIRECTOR: ING. JORGE VINTIMILLA

jorge.vintimilla@epn.edu.ec

Quito, junio 2018

DECLARACIÓN

Nosotros, Jorge Esteban Martínez Escobar y Darío Xavier Pallares Castro, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

**JORGE ESTEBAN MARTÍNEZ
ESCOBAR**

**DARÍO XAVIER PALLARES
CASTRO**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Jorge Esteban Martínez Escobar y Darío Xavier Pallares Castro, bajo mi supervisión.

ING. JORGE VINTIMILLA
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Al haber completado un escalón más dentro de mi desarrollo profesional, debo agradecer a Dios por darme la sabiduría, fuerza y dedicación para llegar a la culminación del mismo.

A mi familia, mi esposa Carla y mi hijo Esteban Nicolás, que fueron un puntal principal para el cumplimiento de este objetivo profesional, con su amor, apoyo y sobre todo por su comprensión y paciencia.

A mi padre Ángel, mi madre Doris y mi hermana Katty que son y han sido siempre mi ejemplo y apoyo en todas las etapas de mi desarrollo afectivo y profesional.

A los docentes de la Maestría de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil y Medio Ambiente, por impartir sus conocimientos, y ser un ejemplo de excelentes profesionales.

A mi compañero de tesis, Dario por su trabajo y colaboración durante el desarrollo de este proyecto.

Un agradecimiento especial para el Ing. Msc. Jorge Vintimilla por darnos una efectiva y acertada dirección para la ejecución de este proyecto.

Finalmente, agradezco también al personal del Centro de Investigación de la Vivienda por su colaboración en el desarrollo del modelo experimental motivo de este proyecto.

Jorge Esteban Martínez Escobar

AGRADECIMIENTOS

Presente mis más sinceros agradecimientos a mi esposa Analia y mi hija Martina, por toda la comprensión y apoyo brindado a lo largo de esta etapa académica.

A mis padres y hermana, que como siempre han estado conmigo, apoyándome e impulsándome en el cumplimiento de cada uno de mis objetivos.

A mi familia y amigos que han sido partícipes de cada logro alcanzado en mi vida.

A mi compañero de tesis y amigo Jorge por el arduo trabajo realizado para la elaboración del presente proyecto de titulación.

A mis amigos Paúl y Marco, estuvieron hombro a hombro para el avance del presente estudio.

A mi Director de Tesis, Ing. Jorge Vintimilla, por la enseñanza impartida en el desarrollo de este proyecto.

Finalmente, pero no menos importantes, a todo el personal del Centro de Investigación de la Vivienda y el Laboratorio de Ensayos de Materiales, Suelos y Rocas de la Escuela Politécnica Nacional por la colaboración desinteresada en la ejecución de la presente investigación.

Darío Xavier Pallares Castro

DEDICATORIA

Dedico este proyecto a las personas que son el eje principal de mi vida y quienes me apoyan incondicionalmente en mi crecimiento personal, afectivo y profesional, a mi esposa Carla y sobre todo al mejor regalo que el mundo pudo darme, mi hijo Esteban Nicolás.

A mis padres y hermana, que han sido el motor y ejemplo para mi desarrollo personal y profesional.

Jorge Esteban Martínez Escobar

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo a mi hija Martina y a mi esposa Analia, quienes han sabido apoyarme e impulsarme para alcanzar otro objetivo más que tenía planificado en mi vida y que ahora quiero hacer parte de ellas.

A mis padres, Jorge y Alicia, y a mi hermana Grace por ser siempre parte de mi vida, quienes, a más de enseñarme y cuidarme, me han apoyado en cada paso que he dado en mi camino.

A mi familia y amigos por ser esa parte de mi vida que complementa la parte académica, personas que me enseñan en el aspecto personal.

Dedico este trabajo a Dios por su infinita sabiduría sembrada en mi ser y por la oportunidad de vida de poder desarrollar el presente estudio.

Darío Xavier Pallares Castro

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
AGRADECIMIENTOS	III
DEDICATORIA.....	V
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABLAS.....	XVII
RESUMEN	XIX
ABSTRACT	XX
PRESENTACIÓN	XXI
CAPÍTULO 1	1
GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 JUSTIFICACIÓN	2
1.3 OBJETIVOS	2
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.....	2
1.3.2 OBJETIVO ESPECÍFICO	2
1.4 ALCANCE	3
CAPÍTULO 2	4
ESTRUCTURAS MIXTAS (COMPUESTAS).....	4
2.1 DEFINICIÓN.....	4
2.2 ACERO CONFORMADO EN FRÍO.....	4

2.2.1 CARACTERÍSTICAS.....	4
2.3 HORMIGÓN	6
2.3.1 CARACTERÍSTICAS.....	6
2.3.2 COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN CONFINADO	6
2.4 CONEXIONES PARA ELEMENTOS COMPUESTOS	8
2.5 CONEXIONES PARA COLUMNAS RECTANGULARES TIPO TUBULARES DE ACERO RELLENAS CON HORMIGÓN ESTRUCTURAL.....	8
2.6 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO (MRF).....	9
2.7 PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF).....	10
CAPÍTULO 3	11
MODELACIÓN MATEMÁTICA DE ESTRUCTURA APORTICADA TRIDIMENSIONAL.....	11
3.1 INTRODUCCIÓN.....	11
3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN	13
3.3 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	13
3.4 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA USANDO ETABS 2015.....	15
3.4.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES	16
3.4.2 DEFINICIÓN DE SECCIONES.....	16
3.4.3 ANÁLISIS DE CARGAS	18
3.4.4 COMBINACIÓN DE CARGAS.....	24
3.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	25
3.5.1 ANÁLISIS ELÁSTICO ESTÁTICO.....	25
3.5.2 CONTROL DE DERIVAS	26
3.6 DISEÑO ESTRUCTURAL	27

3.7 DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA COLUMNA.....	37
CAPÍTULO 4	41
ENSAYOS EXPERIMENTALES.....	41
4.1 ELABORACIÓN DE PROBETAS	41
4.2 SISTEMA DE CARGAS.....	42
4.3 INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN	43
4.4 CONSTRUCCIÓN DE PROBETAS.....	46
4.5 SECCIONES DE LOS ELEMENTOS DEL MODELO FÍSICO	47
4.5.1 COLUMNAS.....	47
4.5.2 VIGAS	48
4.5.3 ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES.....	49
4.5.4 ANCLAJES.....	51
4.6 UBICACIÓN DE SENSORES DE DEFORMACIÓN UNITARIA	51
4.7 UBICACIÓN DE TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO	53
4.8 PREDICCIÓN DE CARGA Y DEFORMACIÓN	54
4.9 ENSAYO DE PROBETA 1	56
4.9.1 DESCRIPCIÓN.....	56
4.9.2 SECCIONES Y UBICACIÓN DE LA FALLA.....	62
4.9.3 ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS DE LA CONEXIÓN.....	63
4.10 ENSAYO DE PROBETA 2	71
4.10.1 DESCRIPCIÓN.....	71
4.10.2 SECCIONES Y UBICACIÓN DE LA FALLA.....	76
4.10.3 ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS DE LA CONEXIÓN	77
4.11 ENSAYO DE PROBETA 3	83

4.11.1 DESCRIPCIÓN.....	83
4.11.2 SECCIONES Y UBICACIÓN DE LA FALLA.....	88
4.11.3 ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS DE LA CONEXIÓN	89
CAPÍTULO 5	97
ANÁLISIS DE RESULTADOS	97
5.1 CALIBRACIÓN MATEMÁTICA.....	97
5.2 COMPARACIÓN ENTRE MODELOS MATEMÁTICOS Y EXPERIMENTALES	100
5.2.1 MODELO Y PROBETA # 1	101
5.2.2 MODELO Y PROBETA # 2	104
5.2.3 MODELO Y PROBETA # 3	107
5.3 COMPARACIONES GENERALES.....	109
CAPÍTULO 6	117
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	117
6.1 CONCLUSIONES.....	117
REFERENCIAS	126
ANEXOS	127

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Curvas tensión-deformación axial y transversal de un	7
Figura 2. Conexiones a columna tubular rellena de hormigón usando diafragmas. Fuente: (2001, Morino et al)	9
Figura 3. Comportamiento de los MRF. Fuente: (2003, Oviedo Edis y Velde Héctor Van Der).....	10
Figura 4. Configuración arquitectónica PB y PA. Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.....	12
Figura 5. Configuración estructural - tridimensional. Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.....	14
Figura 6. Configuración estructural - planta Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares	14
Figura 7. Configuración del pórtico de estudio Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares	15
Figura 8. Sección de columnas	16
Figura 9. Sección de vigas principales	17
Figura 10. Sección de vigas secundarias	18
Figura 11. Carga muerta asignada.....	19
Figura 12. Carga viva asignada.....	20
Figura 13. Espectro sísmico elástico.....	21
Figura 14. Espectro sísmico calculado para el estudio.....	23
Figura 15. Asignación de factores sísmicos sentido x en el programa E-TABS 2015.	23
Figura 16. Asignación de factores sísmicos sentido Y en el programa E-TABS 2015.	24

Figura 17. Derivas elásticas.	26
Figura 18. Diseño de vigas metálicas TIPO I – E-TABS 2015.....	31
Figura 19. Diseño de vigas metálicas TIPO I – E-TABS 2015.....	34
Figura 20. Representación gráfica del ensayo experimental.....	41
Figura 21. Sistema de carga.	42
Figura 22. Celda de carga (20 toneladas).	43
Figura 23. Bomba, manguera y manómetro.	43
Figura 24. Sensores de deformación unitaria (strain gauges).	44
Figura 25. Transductores de desplazamiento.	45
Figura 26. Sistema múltiple de medición UPM 100.	45
Figura 27. Modelo físico idealizado.	46
Figura 28. Columnas -Modelo físico.	47
Figura 29. Vigas -Modelo físico.	48
Figura 30. Sección reducida vigas -Modelo físico.	49
Figura 31. Arriostramientos laterales.....	50
Figura 32. Zonas arriostradas en las probetas.	51
Figura 33. Ubicación de sensores de deformación. (Continúa).....	52
Figura 34. Ubicación de sensores de deformación. (Continúa).....	53
Figura 35. Ubicación de transductores de desplazamiento.....	54
Figura 36. Modelo matemático – predicción carga y deformación.	55
Figura 37. Curva carga – desplazamiento predictivo.	56
Figura 38. Configuración de unión viga columna - probeta 1.	57
Figura 39. Marco no reforzado	57
Figura 40. Elementos deformados (+).....	58

Figura 41. Curva histerética experimental (+) – probeta 1.	58
Figura 42. Elementos deformados (-).....	59
Figura 43. Curva histerética experimental (-) – Probeta 1.....	59
Figura 44. Ciclo de carga – Probeta 1.....	60
Figura 45. Carga deformación – Probeta 1.	61
Figura 46. Variación de rigidez – Probeta 1.	62
Figura 47. Falla de la conexión.	63
Figura 48. Esfuerzos ante la aplicación de carga lateral	64
Figura 49. Esfuerzos ante la aplicación de carga lateral	65
Figura 50. Tensiones de von mises – nudo superior.....	65
Figura 51. Tensiones de von mises – nudo central.....	66
Figura 52. Desplazamientos del Pórtico 1	66
Figura 53. Deformaciones unitarias – nudo superior.....	67
Figura 54. Deformaciones unitarias – nudo central.....	67
Figura 55. Ubicación de strain gauges en Pórtico 1.	68
Figura 56. Resultados de strain gauges en Pórtico 1.....	69
Figura 57. Deformación strain gauges 7 - Pórtico 1.	70
Figura 58. Deformación strain gauges 10 - Pórtico 1.	70
Figura 59. Conexión reforzada	71
Figura 60. Elementos deformados (+).....	72
Figura 61. Curva histerética experimental (+) – Probeta 2	72
Figura 62. Elementos deformados (-).....	73
Figura 63. Curva histerética experimental (-) – Probeta 2.....	73
Figura 64. Ciclos de carga – Probeta 2	74

Figura 65. Carga deformación – Probeta 2	74
Figura 66. Variación de rigidez – Probeta 2	75
Figura 67. Comportamiento de la conexión exterior (punto de carga).....	76
Figura 68. Pandeo local en viga superior	77
Figura 69. Inicio de la formación de la rótula plástica.....	77
Figura 70. Esfuerzos ante la aplicación de carga lateral.	78
Figura 71. Esfuerzos ante la aplicación de carga lateral.	78
Figura 72. Tensiones de Von Mises-Nudo superior	79
Figura 73. Tensiones de Von Mises-Nudo central.....	79
Figura 74. Desplazamientos del Pórtico 2	80
Figura 75. Deformaciones unitarias-Nudo superior	80
Figura 76. Ubicación de strain gauges en Pórtico 2	81
Figura 77. Resultados de strain gauges en Pórtico 2.....	82
Figura 78. Deformación strain gauge 13 - Pórtico 2	83
Figura 79. Conexión reforzada	84
Figura 80. Elementos sin deformar	84
Figura 81. Elementos deformados (+).....	85
Figura 82. Curva histerética experimental (+) – Probeta 3	85
Figura 83. Elementos deformados (-).....	86
Figura 84. Curva histerética experimental (-) – Probeta 3.....	86
Figura 85. Ciclos de carga – Probeta 3.....	87
Figura 86. Curva carga deformación – Probeta 3.....	87
Figura 87. Variación de rigidez – Probeta 3	88
Figura 88. Comportamiento de la conexión exterior (punto de carga).....	88

Figura 89. Agrietamiento en rigidización de placa base	89
Figura 90. Esfuerzos ante la aplicación de carga lateral	90
Figura 91. Esfuerzos ante la aplicación de carga lateral	90
Figura 92. Tensiones de Von Mises-Nudo superior	91
Figura 93. Tensiones de Von Mises-Nudo central.....	91
Figura 94. Desplazamientos del Pórtico 3	92
Figura 95. Deformaciones unitarias-Nudo superior	92
Figura 96. Deformaciones unitarias-Nudo central	93
Figura 97. Ubicación de strain gauges en Pórtico 3.	94
Figura 98. Resultados de strain gauges en Pórtico 3.....	95
Figura 99. Deformación strain gauges 21 - Pórtico 3.	96
Figura 100. Aplicación de la carga cíclica.	98
Figura 101. Curva de histéresis – Pórtico 1 calibrado.	98
Figura 102. Curva de histéresis – Pórtico 2 calibrado.	99
Figura 103. Curva de histéresis – Pórtico 3 calibrado.	100
Figura 104. Comparación curva histerética experimental y matemática – Probeta 1. Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares	101
Figura 105. Envoltente carga deformación Probeta 1.	102
Figura 106. Variación de rigidez - Probeta 1.	103
Figura 107. Comparación curva histerética experimental y matemática – Probeta 2. Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares	104
Figura 108. Envoltente carga deformación Probeta 2.	105
Figura 109. Variación de rigidez - Probeta 2.	106

Figura 110. Comparación curva histerética experimental y matemática – Probeta 3. Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares	107
Figura 111. Envolvente carga deformación Probeta 3.	108
Figura 112. Variación de rigidez - Probeta 3.	108
Figura 113. Envolventes carga deformación Pórticos experimentales.	110
Figura 114. Pérdida de rigidez - Pórticos experimentales.	112
Figura 115. Área bajo la curva de rigidez por ciclo.....	113
Figura 116. Área bajo la curva de rigidez por ciclo.....	114
Figura 117. Curva de envolvente de valores de amortiguamiento de pórticos 1, 2 y 3.	115
Figura 118. Energía acumulada ensayos experimentales.....	116
Figura 119. Envolventes carga deformación – Pórticos experimentales	121
Figura 120. Pérdida de rigidez – Ensayos experimentales.....	122
Figura 121. Curva de envolvente de valores de amortiguamiento de Pórticos 1, 2 y 3.	123
Figura 122. Energía acumulada ensayos experimentales.....	124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Cálculo del espectro de respuesta – NEC-15 (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.	21
Tabla 2 Participación modal Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.	25
Tabla 3 Diseño a compresión de columnas compuestas cargadas axialmente (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.....	27
Tabla 4 Reporte del diseño de columna – E-TABS 2015. (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.	31
Tabla 5 Diseño a flexión de vigas tipo I. (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.....	33
Tabla 6 Reporte del diseño de viga principal – E-TABS 2015. (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.	35
Tabla 7 Diseño conexión viga-columna. (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.....	37
Tabla 8 Carga – deformación máxima y mínima – Probeta 1.....	60
Tabla 9 Carga – deformación máxima y mínima – Probeta 2.....	74
Tabla 10 Carga – deformación máxima y mínima – Probeta 3.....	87
Tabla 11 Carga y deformación modelo calibrado Probeta 1.....	99
Tabla 12 Carga y deformación modelo calibrado Probeta 2.....	99
Tabla 13 Carga y deformación modelo calibrado Probeta 2.....	100
Tabla 14 Comparación entre ensayos experimentales carga deformación	109
Tabla 15 Resumen de capacidad de carga máxima y comparación	111
Tabla 16 Resumen de valores de rigidez para pórticos 1, 2 y 3.....	111
Tabla 17 Resumen de valores de amortiguamiento para pórticos 1, 2 y 3.....	114
Tabla 18 Energía disipada acumulada – Pórticos experimentales	116

Tabla 19 Derivas experimentales	121
Tabla 20 Resumen de capacidad de carga máxima y comparación.	120

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo principal analizar y estudiar el comportamiento de la unión soldada de vigas de alma llena y columnas tubulares de acero conformado en frío, rellenas de hormigón, con la intención de comparar los resultados de modelos matemáticos y ensayos experimentales a escala 1:1, de tres (3) pórticos, el primero sin reforzamiento, el segundo y el tercero con reforzamiento de la unión con diafragmas transversales, en nudos interiores.

Se parte del diseño arquitectónico de una vivienda unifamiliar para obtener la configuración estructural de la misma, lo cual servirá de base para realizar el modelo matemático tridimensional con la ayuda de la utilización del paquete computacional Etabs. Se comprueba el adecuado comportamiento sismo resistente de la edificación y se determinan las secciones de los elementos estructurales que cumplan los parámetros establecidos en la normativa vigente.

Posteriormente, se considera las secciones de un pórtico representativo de la estructura para la construcción de tres (3) probetas a escala 1:1 para realizar los ensayos experimentales en el Centro de Investigación de la Vivienda –CIV- de la Escuela Politécnica Nacional –EPN-. La construcción de cada probeta toma en cuenta los siguientes criterios a comparar: una probeta sin reforzamiento en los nudos, y, la segunda y tercera probetas con nudos reforzados con dos (2) tipos de diafragmas transversales.

Ulteriormente, se realizan los modelos matemáticos de cada pórtico con la ayuda del paquete computacional SeismoStruct, con el propósito de procesar y analizar los resultados obtenidos y calibrar las probetas experimentales, lo que ayudará a determinar cuál de los dos (2) tipos de reforzamiento funciona de mejor manera para el comportamiento sismo resistente de la conexión viga-columna.

ABSTRACT

The purpose of this investigation is to analyze and study the behavior of the welded joint between beams and tubular columns of cold formed steel, filled with concrete, with the intention of comparing the results of mathematical models and experimental tests at natural scale of three (3) test, the first without reinforcement, the second and the third with reinforcement of the union with transverse diaphragms.

To obtain the structural configuration, this paper starts from the architectural design of a single-family home, which will serve as the basis for making the three-dimensional mathematical model with the help of the use of the E-Tabs computer package. The adequate earthquake behavior of the building is checked and the sections of the structural elements that comply with the parameters established in the current regulations are determined.

Subsequently, the sections of a frame representative of the structure for the construction of three (3) tests at natural scale are considered to perform the experimental tests in the Center for Housing Research -CIV- of the National Polytechnic School -EPN -. The construction of each specimen takes into account the following criteria to be compared: a specimen without reinforcement in joins, and, the second and third specimens with reinforced join with two (2) types of transverse diaphragms.

Then, the mathematical models of each frame are made with the help of the SeismoStruct computer package, with the purpose of analyzing the results obtained and calibrating the experimental test, which will help to determine which of the two (2) types of reinforcement works best way for the earthquake resistant behavior of the beam-column connection.

PRESENTACIÓN

La presente investigación consta de siete capítulos divididos de la siguiente manera:

En el primer capítulo, se describe los objetivos del presente estudio, la justificación del mismo y el alcance que tendrá.

En el capítulo segundo, se trata, de manera general, las características de los materiales que conforman el presente estudio, se describen los principios de análisis y diseño sismo resistente de sistemas aporticados resistente a momentos, así como, los lineamientos para análisis de elementos mixtos.

En el tercer capítulo, se describe la modelación matemática de una estructura aporticada tridimensional de dos plantas sujeta a cargas verticales y horizontales establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.

En el cuarto capítulo, se detalla el dimensionamiento del modelo físico para los ensayos experimentales de tres (3) probetas, en base a normas y especificaciones para el procedimiento de un ensayo.

En el quinto capítulo, se realiza los modelos matemáticos y se compara los resultados con la experimentación física de las probetas, en base a las expectativas de deformación anticipadas, identificando claramente la mejor configuración de reforzamiento para un adecuado comportamiento sismo resistente de la conexión viga-columna.

Finalmente, en el sexto capítulo se detallan las conclusiones y recomendaciones del presente estudio y el séptimo incluye las referencias bibliográficas.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Las indiscutibles ventajas de la construcción, usando acero y hormigón en conjunto, que incluyen la rapidez de construcción, resistencia, capacidad de cubrir grandes luces y baja relación peso/resistencia (aportadas por el acero), y la rigidez, amortiguamiento y economía (aportadas por el hormigón), han hecho que este tipo de construcción esté ganando terreno en nuestro país, sin que esto signifique, descuidar la seguridad y el cumplimiento de la normativa de construcción vigente.

Al utilizar las mejores propiedades físico-mecánicas de cada material, es necesario investigar el performance de cada una de los elementos de la estructura para un adecuado comportamiento de una edificación, que forman parte de su planteamiento estructural para mejorar su capacidad resistente.

En referencia a los criterios de sismo-resistencia que deben aplicarse en el diseño de una edificación, al presentarse un evento sísmico, las zonas donde se presentan los mayores esfuerzos son las conexiones entre vigas y columnas, lo que conlleva a que el diseño sismorresistente de estas conexiones debe permitir el comportamiento dúctil de las vigas para conseguir estructuras que permitan deformaciones notorias y disipación de energía en forma de rótulas plásticas.

Dentro de la normativa vigente a nivel mundial, existen diferentes tipos de uniones precalificadas, de las que se ofrece información experimental para asegurar una adecuada deformación plástica frente a cargas laterales. Sin embargo, no se cuenta con los estudios necesarios, relacionados a elementos compuestos utilizando columnas con perfiles conformados en frío rellenos de hormigón estructural unidas a vigas de alma llena, que brinden criterios de diseño aplicables a nuestro país; es por esto, que el presente proyecto plantea la posibilidad de analizar el comportamiento, tanto mediante un modelo matemático como en un análisis experimental, de este tipo de unión viga-columna reforzada con diafragmas transversales, para determinar la factibilidad de su utilización.

1.2 JUSTIFICACIÓN

La ausencia de información, en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), al respecto de parámetros de diseño de uniones de elementos compuestos utilizando perfiles de lámina delgada de acero y hormigón, es el principal promotor para la presente investigación.

El determinar experimentalmente resultados de análisis acompañados con fundamentos teóricos para el tipo de unión analizada en el presente proyecto, permitirá generar información que, el estudiante o el profesional, podrá utilizar para el diseño de este tipo de unión o conexión.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar el comportamiento ante cargas laterales de la unión soldada reforzada con diafragmas transversales, entre columna compuesta (perfiles de acero conformados en frío – hormigón simple) y viga de alma llena de acero estructural (Tipo I), en pórticos resistentes a momento.

1.3.2 OBJETIVO ESPECÍFICO

- i. Realizar el análisis y diseño estructural del modelo matemático de una edificación de dos (2) plantas, sujeta a las cargas establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15); para lo cual se utilizará el paquete computacional E-TABS 2015 Ultimate.
- ii. Establecer las acciones que serán aplicadas en el modelo físico bidireccional durante la experimentación, en base a la modelación matemática de un pórtico representativo de la estructura, con la ayuda del software SEISMOSTRUCT.
- iii. Ensayar tres (3) probetas, a escala natural, de un pórtico representativo de la edificación analizada, aplicando una fuerza horizontal progresiva y de forma reversible.

- iv. Contrastar los esfuerzos y deformaciones obtenidos en el modelo matemático y el ensayo experimental de la unión soldada reforzada con refuerzos transversales.
- v. Comparar los resultados obtenidos en el presente proyecto con los obtenidos en el estudio en el que se plantea las uniones reforzadas con anillo de acero perimetral.

1.4 ALCANCE

El presente proyecto involucra un sistema de unión viga-columna, construido mediante el uso de perfiles de acero conformado en frío, cuyo diseño debe tratarse bajo las normas del código AISI.

Los parámetros más representativos involucrados en la construcción con este tipo de unión serán puestos en estudio, a fin de replicar modelos físicos y matemáticos que permitan obtener resultados que conlleven a establecer parámetros de diseño semejantes a los utilizados en normativa internacional.

CAPÍTULO 2

ESTRUCTURAS MIXTAS (COMPUESTAS)

2.1 DEFINICIÓN

De acuerdo con el Eurocódigo 4 (EC4), se define a un Elemento Mixto como un “elemento estructural compuesto por hormigón y acero estructural o conformado en frío, interconectados por conectadores para limitar el desplazamiento longitudinal entre el hormigón y acero; y el despegue de un componente del otro”. Definición que pretende resaltar la “interconexión” entre materiales.

En general, la combinación de materiales que tiene mejor comportamiento y es generalizada tanto en la construcción de edificaciones y estructuras tipo puentes es la de hormigón y acero estructurales; sin embargo, esta combinación no afecta sustancialmente el diseño de la estructura, ya que, resulta aceptable, analizar independientemente cada material con sus correspondientes parámetros y filosofías de análisis y diseño. Pero en algunas ocasiones, la interrelación es más estrecha produciendo una afectación a los elementos que la constituyen y no es posible el análisis aislado de cada material; conformando estructuras compuestas que se pueden justificar por su comportamiento estructural efectivo y el de sus componentes.

2.2 ACERO CONFORMADO EN FRÍO

2.2.1 CARACTERÍSTICAS

La resistencia y rigidez de los perfiles conformados en frío depende de la configuración de la sección transversal de cada perfil. El trabajo en frío permite lograr espesores más delgados, así como una elevada resistencia mecánica, alta dureza y baja ductilidad.

En este tipo de perfiles, el pandeo crítico es el pandeo local, ya que, al tener espesores reducidos en comparación con su ancho, se pandea bajo esfuerzos de una pequeña intensidad, producido por las cargas aplicadas (compresión, corte, flexión y aplastamiento).

Las técnicas de diseño plástico no se aplican a los perfiles de lámina delgada porque sus relaciones de ancho-espesor son mucho más grandes que las que se requiere para la formación de articulaciones plásticas, y antes de esto se presenta el pandeo local.

Las principales propiedades del acero estructural que va a formar parte del presente estudio se determinaron mediante pruebas normadas por la ASTM (American Society for Testing and Materials), entre las que se puede mencionar:

- Diagrama Tensión-Deformación.
- Límite elástico o límite de fluencia.
- Resistencia a la tracción.
- Módulo de elasticidad o Módulo de Young.
- Resiliencia.
- Tenacidad a la fractura.
- Dureza Brinell.
- Soldabilidad

2.3 HORMIGÓN

2.3.1 CARACTERÍSTICAS

El hormigón es un material que tiene características “nobles” y el propósito de su utilización en el presente proyecto es obtener elementos compuestos, en este caso las columnas, que permitan rigidizar la estructura y aumentar la capacidad de la misma. Se debe tomar en consideración los siguientes parámetros para el análisis global de la estructura:

- Resistencia a la compresión.
- Tracción Indirecta.
- Módulo de Elasticidad

2.3.2 COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN CONFINADO

El uso de columnas de hormigón con encamisado de acero data de comienzos del siglo pasado cuando algunos puentes y edificios en Inglaterra, Suiza y Bélgica fueron construidos usando este sistema.

Los beneficios de los tubos de acero incluyen rigidez y tensión elevadas, gran absorción de energía además de mejorar la ductilidad y estabilidad. El tubo interactúa con el hormigón de tres maneras:

- Confina el núcleo, por lo tanto, mejora su resistencia y ductilidad;
- Proporciona resistencia adicional al corte;
- Dependiendo de la resistencia de la unión con el hormigón y de la rigidez del tubo en la dirección axial, el tubo desarrolla una leve acción de compuesto, que mejora también la resistencia a flexión del hormigón.

El núcleo de hormigón, a su vez, previene el pandeo del tubo, sin embargo, debido a que el acero es un material isótropo, su resistencia en la dirección axial y circunferencial no puede ser desacoplada ni optimizada. Además, debido a su elevado módulo de elasticidad, una gran proporción de las cargas axiales es

tomada por el tubo, dando lugar al pandeo prematuro del mismo. Otro inconveniente es la separación parcial de los dos materiales, pues el mayor coeficiente de Poisson del tubo, retrasa la activación del mecanismo de confinamiento. (M. Shams y M. Saadeghvaziri, 1997)

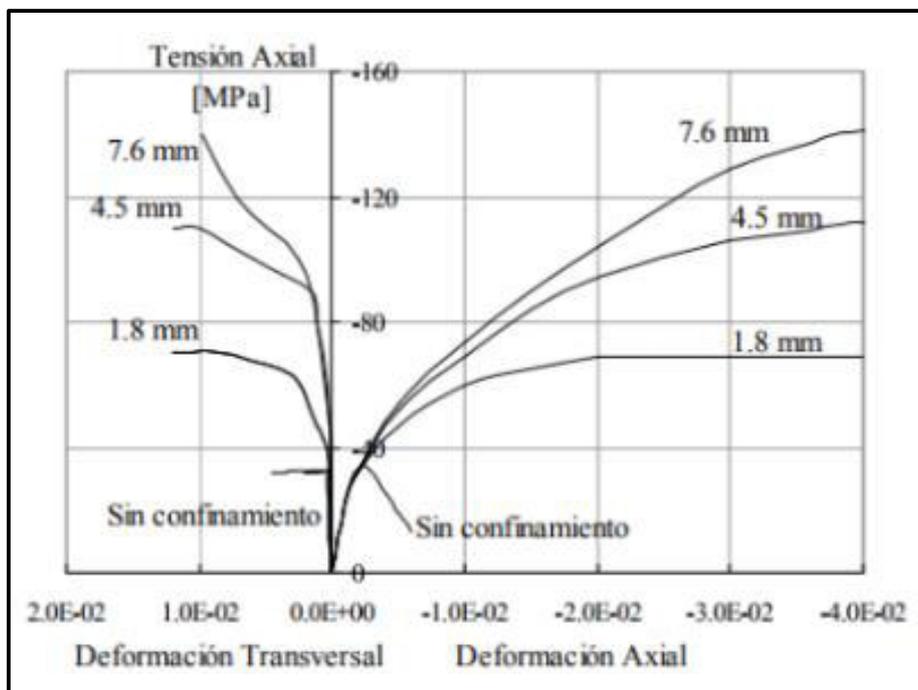


Figura 1. Curvas tensión-deformación axial y transversal de un hormigón de resistencia normal confinado con tubo de acero.

Fuente: (2002, Untiveros)

En la Figura 1 se puede ver como el hormigón confinado por tubos de acero adquiere un incremento significativo en su capacidad de resistencia y deformación, mejorando su ductilidad, este incremento depende de varios parámetros, tales como, el espesor de la sección tubular de acero, la relación de esbeltez y forma de la sección transversal del elemento. Para el caso de columnas circulares el efecto de confinamiento es mayor que en columnas de sección cuadrada.

El acero estructural y el hormigón pese a ser de diferente naturaleza, se complementan dado que:

- El acero estructural es efectivo en tensión y el hormigón tiene su parámetro máximo a compresión.

- Al presentar los perfiles de acero, un espesor pequeño, son propensos a tener problemas de pandeo local, por lo que el hormigón ayuda a evitar este comportamiento.
- El hormigón proporciona al elemento estructural un mejor comportamiento en relación con una posible corrosión, además de un aislamiento térmico debido a altas temperaturas durante un incendio.
- El acero proporciona un mejor desempeño a la estructura, sobre todo en su ductilidad.

2.4 CONEXIONES PARA ELEMENTOS COMPUESTOS

Con el fin de tener una estructura mixta que presente una sinergia perfecta, es necesario que las uniones o conexiones entre elementos estructurales sean idealizadas, analizadas y diseñadas de acuerdo con posibles modos o formas de falla por su naturaleza (elementos mixtos); es menester evitar utilizar conexiones o uniones convencionales en acero estructural u hormigón armado.

Por su naturaleza, la forma de diseñar y realizar detallamiento sísmico es muy diferente entre estructuras de acero estructural y estructuras de hormigón armado. El diseño de este tipo de conexiones en estructuras mixtas requiere de un gran conocimiento en ambas ramas, para tener un mejor comportamiento de cada material y consecuentemente del conjunto. Obteniendo un diseño seguro y a la vez, considerar los posibles modos o formas de falla asociados al hormigón armado, acero estructural y al interactuar ambos.

2.5 CONEXIONES PARA COLUMNAS RECTANGULARES TIPO TUBULARES DE ACERO RELLENAS CON HORMIGÓN ESTRUCTURAL

La principal dificultad de las conexiones a columnas rectangulares o cuadradas de acero estructural rellenas de hormigón simple o armado es similar al que ocurre cuando se conectan secciones tubulares que no están rellenas. Debido al reducido espesor de las paredes de la columna, realizar una conexión directa entre estos

elementos mediante una soldadura (del tipo que sea) puede producir un agotamiento o una falla local por extracción o rasgadura de la pared. Para evitar este inconveniente, según la teoría, la solución más fácil y conveniente es utilizar conexiones como las mostradas en la Figura 2, todos los cuales utilizan diafragmas o placas para reforzar el tubo cuadrado, rectangular o circular.

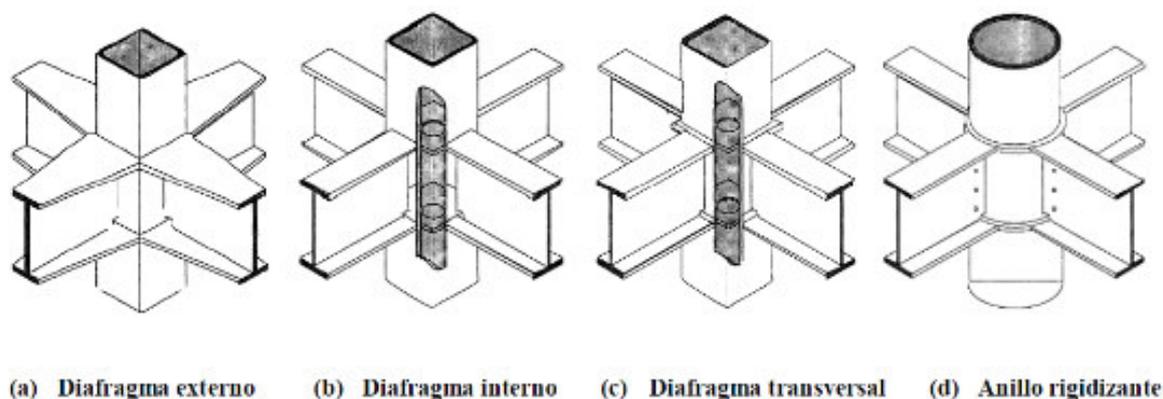


Figura 2. Conexiones a columna tubular rellena de hormigón usando diafragmas.

Fuente: (2001, Morino et al)

La principal desventaja y sobre todo constructivamente hablando, es un difícil vertido o colado del hormigón estructural dentro de la zona a rellenarse, pudiendo formar cápsulas de aire o tener problemas de segregación de los agregados parte del hormigón. Por otro lado, existe una ventaja muy importante de este tipo de conexiones o uniones y es que se genera una unión o conexión que solo hace participar al acero, porque toda la transferencia de esfuerzos se hace de forma directa al hormigón estructural y las paredes de la columna, a través del diafragma transversal.

2.6 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO (MRF)

La definición del pórtico resistente a momento es aquella estructura que soporta las cargas a las que se ve sometida mediante las desplazamientos y rotaciones en el rango inelástico requeridas y se alcanza a través de la formación de rotulas plásticas o mecanismos de falla ubicados en lugares determinados en la luz de la viga, específicamente en las zonas cercanas a los extremos de vigas. La Figura 3 explica el comportamiento fundamental de los MRF.

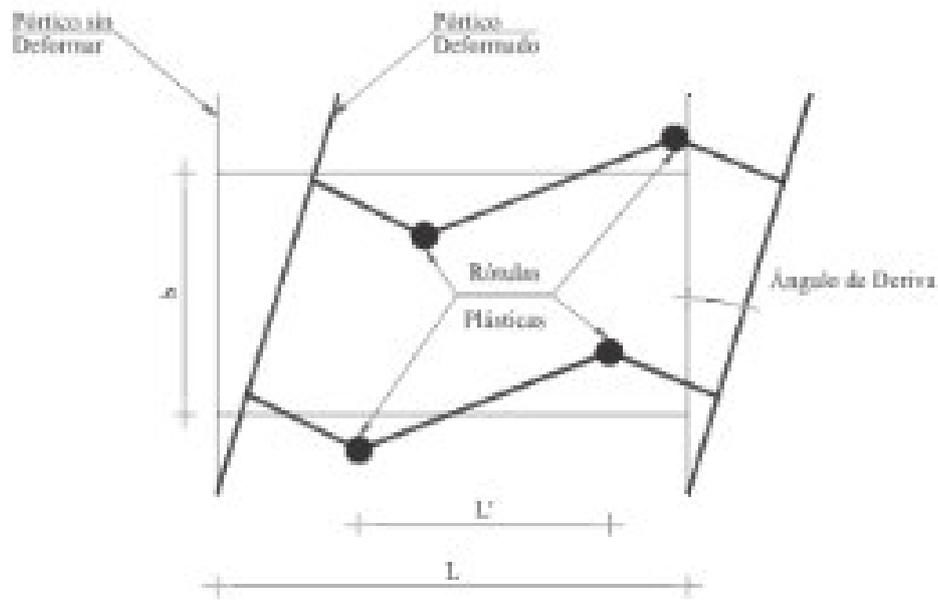


Figura 3. Comportamiento de los MRF.

Fuente: (2003, Oviedo Edis y Velde Héctor Van Der)

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

2.7 PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF)

Un pórtico especial a momento posee detalles que garantizan altas ductilidades y capacidad de deformación inelástica durante eventos sísmicos; tales deformaciones inelásticas incrementan el amortiguamiento y reducen la rigidez de la estructura dando como resultado menores fuerzas sísmicas y un comportamiento en el cual la mayor parte de los elementos se desempeñan en el rango elástico sin sufrir pandeo local, disipando una cantidad considerable de energía mediante un comportamiento histerético estable. Esto hace que este tipo de pórtico sea adecuado para zonas de alta sismicidad (Oviedo & Velde, 2003).

CAPÍTULO 3

MODELACIÓN MATEMÁTICA DE ESTRUCTURA APORTICADA TRIDIMENSIONAL

3.1 INTRODUCCIÓN

Como planteamiento inicial para la ejecución del presente proyecto se planificó analizar una estructura liviana de baja altura, lo que conlleva a una edificación de bajo costo; modelo que se ajusta a una vivienda unifamiliar, características que se relacionan con las necesidades sociales de nuestro país. Mismas que tienen un capítulo especial dentro de la Normativa vigente en el país –NEC15-: NE-SE-VIVIENDA, que establece requisitos y parámetros mínimos para el análisis, diseño y construcción de viviendas sismo resistentes de hasta 2 pisos con luces de hasta 5.0 metros.

En la Figura 4 se presenta el diseño arquitectónico, de una vivienda unifamiliar de interés social, utilizado en el desarrollo del presente estudio. Es una vivienda unifamiliar de 84 m² de construcción distribuida en dos plantas.

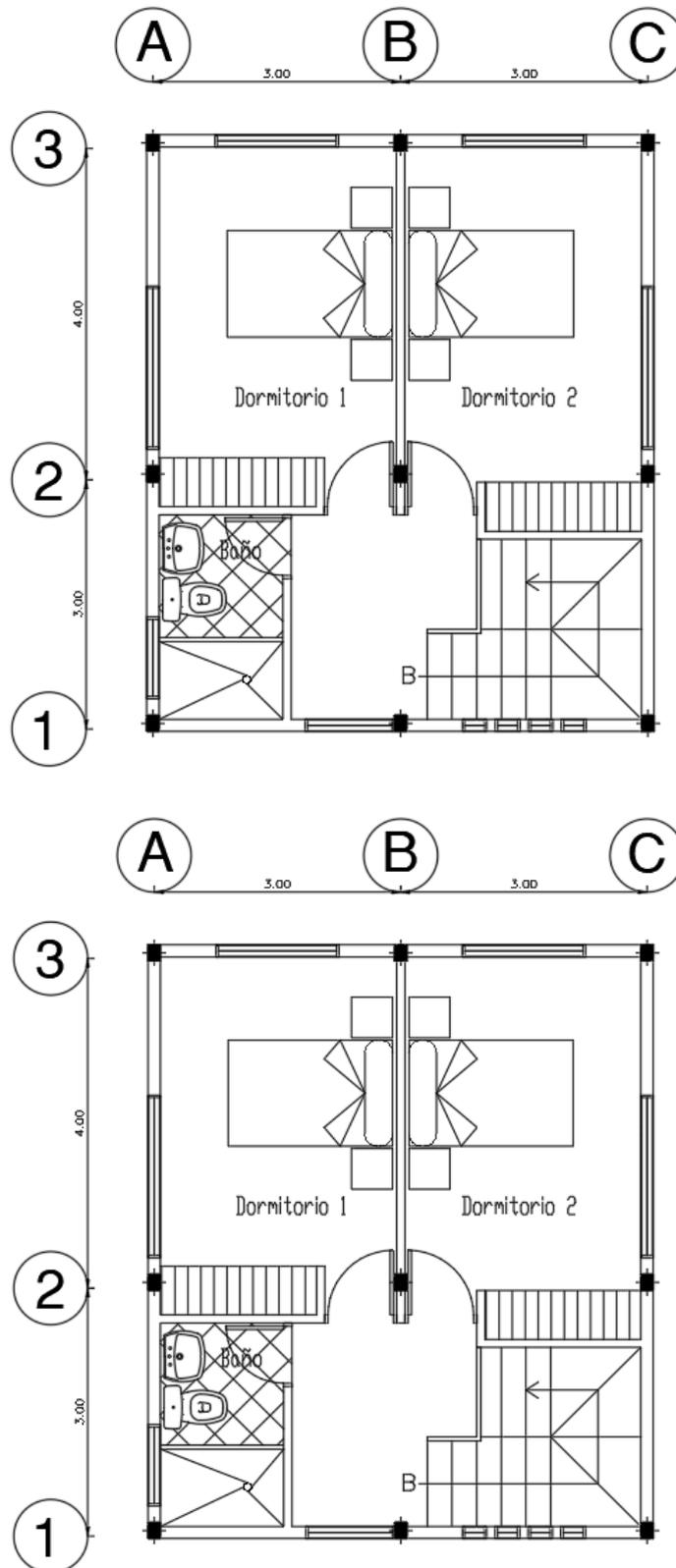


Figura 4. Configuración arquitectónica PB y PA.

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

Partiendo de la propuesta arquitectónica presentada en el numeral anterior se genera el modelo matemático de la estructura aportada tridimensional en el software de Análisis y Diseño Estructural de Edificaciones E-TABS 2015 Ultimate, donde se analizó los siguientes puntos críticos del diseño:

- Áreas de aportación.
- Eficiencia de secciones; columnas, vigas, viguetas, correas.
- Capacidad de los miembros estructurales.
- Posibles deflexiones y derivas del conjunto ante estados críticos y de servicio.
- Transmisión de esfuerzos estructura-suelo.

3.3 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

El sistema estructural analizado para el modelo está conformado por pórticos resistentes a momento, donde las vigas y columnas son de acero estructural ASTM A36. Las columnas son elementos tubulares soldados formados por dos (2) perfiles tipo G, conformados en frío, formando una sección rectangular final de 20cm x 15cm. Dicho elemento estructural forma parte de una columna de sección compuesta, la cual está rellena de concreto estructural con una resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Las vigas metálicas son tipo I, soldadas con placas de diferentes espesores, conforme los planos estructurales adjuntos en el Anexo 2; estos elementos formados por placas laminadas en caliente.

Los sistemas de entrepiso y cubierta están formados por losas de concreto, con una resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, con placa colaborante de 10cm de espesor, anclada a las vigas mediante conectores de corte tipo stud y armadas con malla electrosoldada en su parte superior, de acuerdo con los planos adjuntos en el Anexo 2.

Para el modelo matemático, se asume idealmente la condición de que todas las columnas de la estructura se encuentran empotradas en su base.

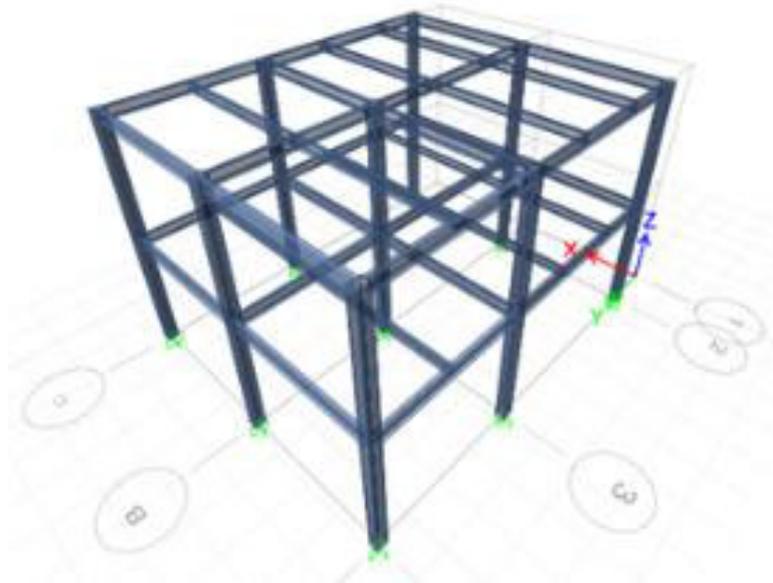


Figura 5. Configuración estructural - tridimensional.

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

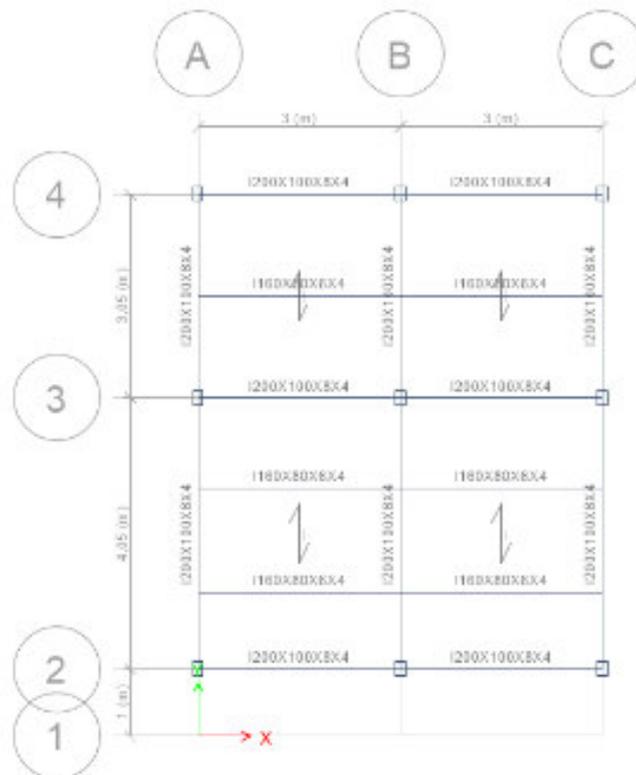


Figura 6. Configuración estructural - planta

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

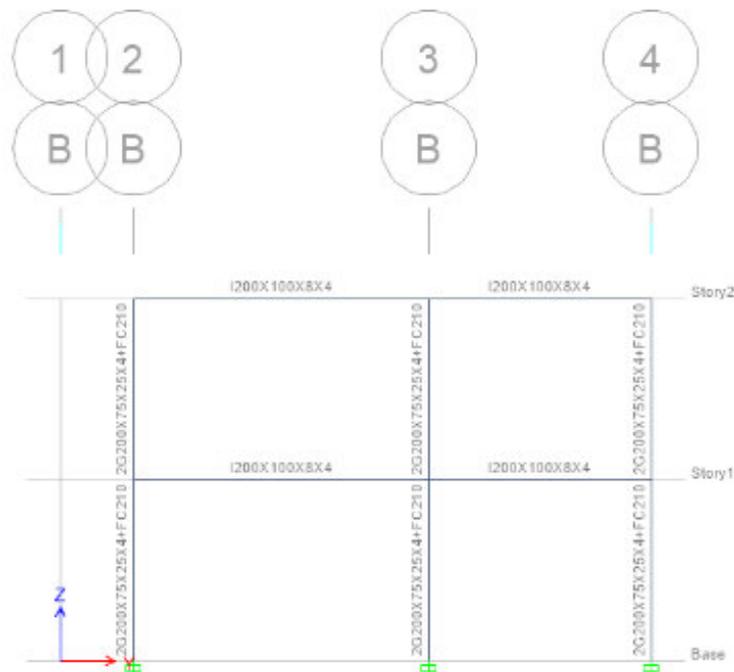


Figura 7. Configuración del pórtico de estudio

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

3.4 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA USANDO ETABS 2015

Con base en la configuración estructural planteada en puntos anteriores del presente proyecto se realizó el modelo matemático de una estructura tridimensional de dos plantas, cuya concepción parte de una vivienda unifamiliar.

El programa ETABS 2015 analiza la estructura espacial, obteniendo como resultados las deformaciones y los esfuerzos que se presentan en cada uno de los miembros de la estructura y las reacciones que se dan en la base.

3.4.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES

- Hormigón Estructural:

Núcleo de columnas	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Losas con placa colaborante	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

- Acero Estructural:

Acero Estructural A36 en Perfiles G en columnas	$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Acero Estructural A36 en vigas (placas soldadas)	$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

3.4.2 DEFINICIÓN DE SECCIONES

3.4.2.1 Columnas

Se asume una sección formada por dos (2) perfiles conformados en frío tipo G 200mm x 150mm x 25mm x 4mm, con un núcleo de hormigón estructural con una resistencia a la compresión $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

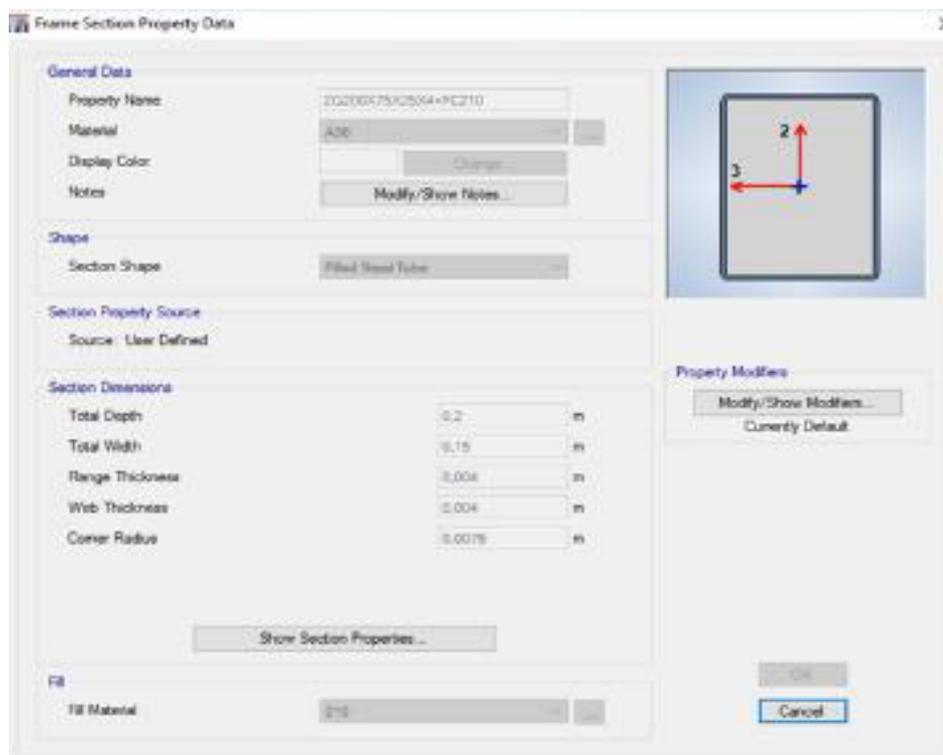


Figura 8. Sección de columnas

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

3.4.2.2 Vigas principales

Se asume una sección tipo I, conformada mediante placas soldadas. La sección final de la viga es I200x100x8x4.

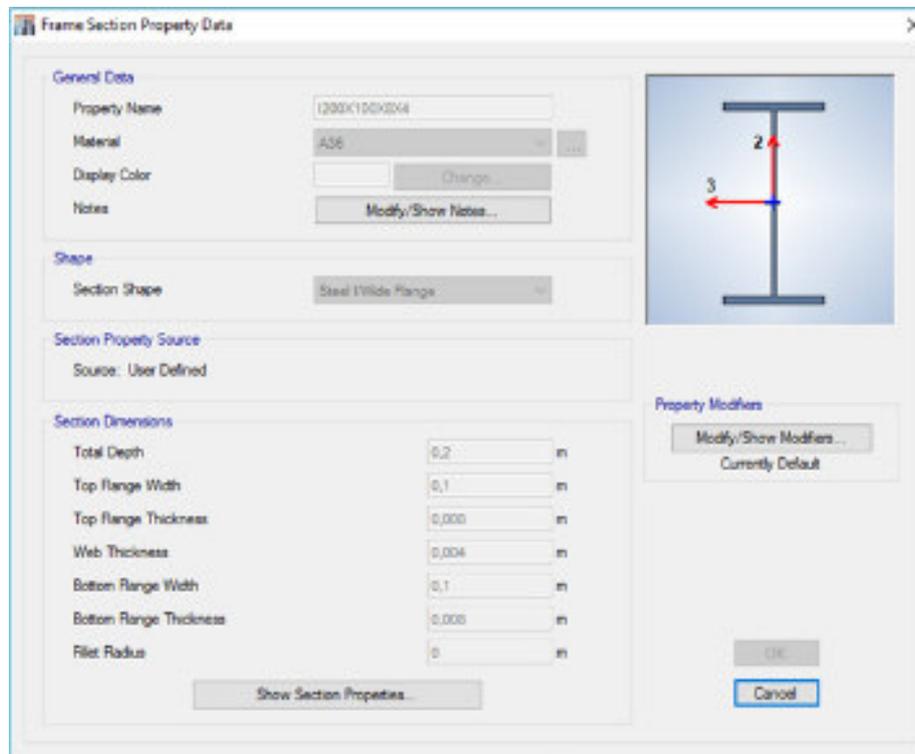


Figura 9. Sección de vigas principales

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

3.4.2.3 Vigas secundarias

Se asume una sección tipo I, conformada mediante placas soldadas. La sección final de la vigueta es I160x80x6x4.

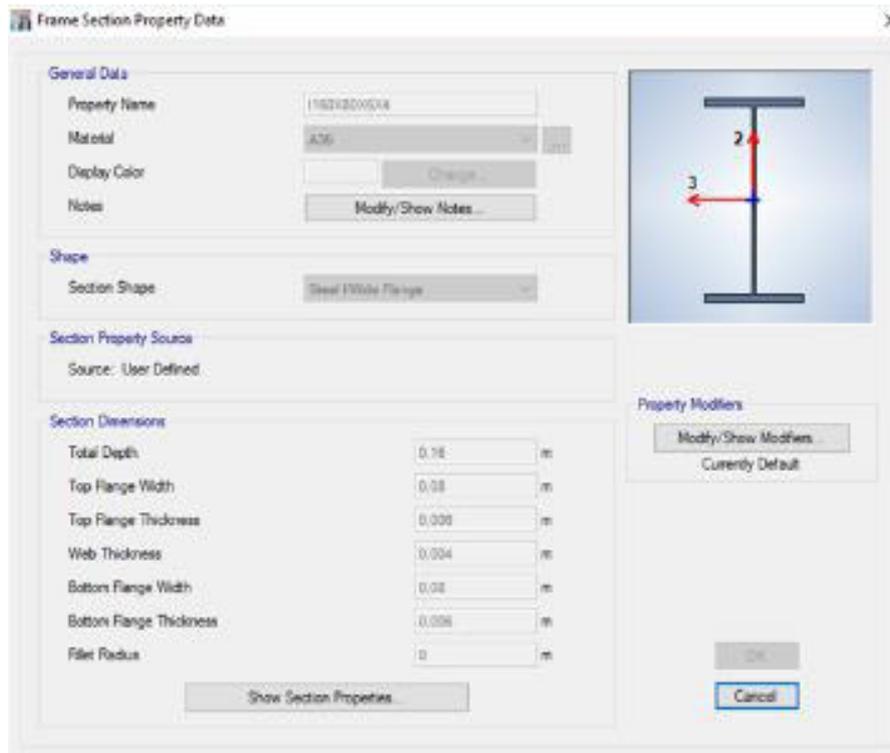


Figura 10. Sección de vigas secundarias
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

3.4.2.4 Losas de Entrepiso y Cubierta

Se analizó un sistema de losa con placa colaborante tipo deck, que está conectado a corte, mediante pernos tipo stud, que descansa sobre las vigas secundarias mostradas anteriormente, la orientación de los paneles debe ser perpendicular a las vigas secundarias.

3.4.3 ANÁLISIS DE CARGAS

Para el análisis y diseño estructural existen varios factores que deberán considerarse para determinar los estados de carga actuante sobre una estructura, sin embargo, se presenta a continuación los estados de carga considerados para la presente investigación.

3.4.3.1 Cargas permanentes (carga muerta)

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

- $CM = 250 \text{ kg/m}^2$ (Entrepiso VIVIENDA).
- $CM = 150 \text{ kg/m}^2$ (Cubierta inaccesible VIVIENDA).

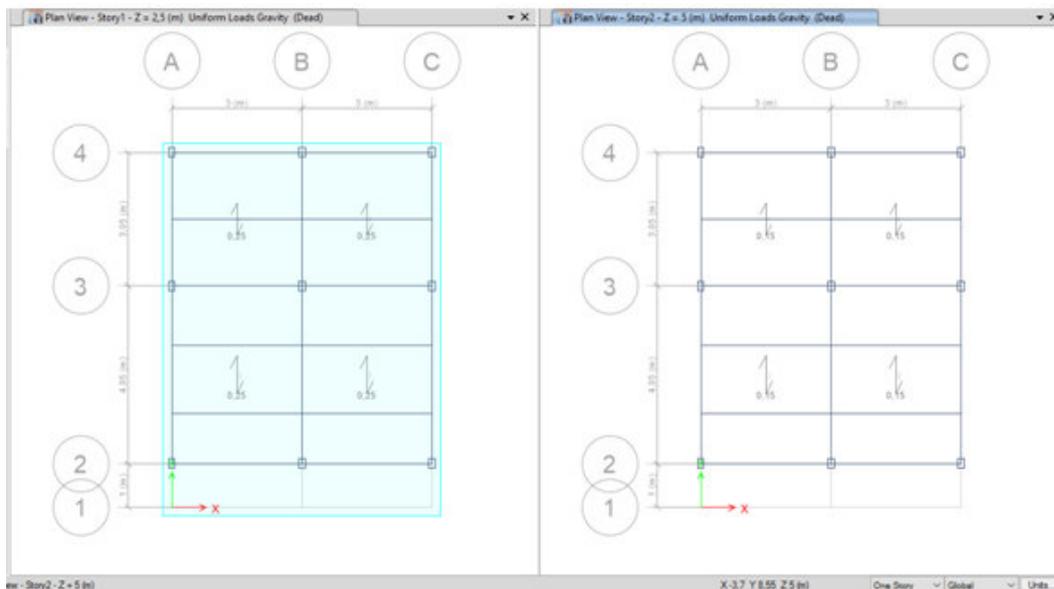


Figura 11. Carga muerta asignada

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

3.4.3.2 Sobrecargas de uso (carga viva)

La carga viva, o sobrecargas de uso, que se utilizará en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la estructura y está conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercaderías en transición, y otras.

$CV = 200 \text{ kg/m}^2$ (Entrepiso VIVIENDA).

$CV = 150 \text{ kg/m}^2$ (Cubierta inaccesible VIVIENDA).

Se asume este valor, sin embargo, el planteado dentro de la NEC-15 es de 100 kg/m².

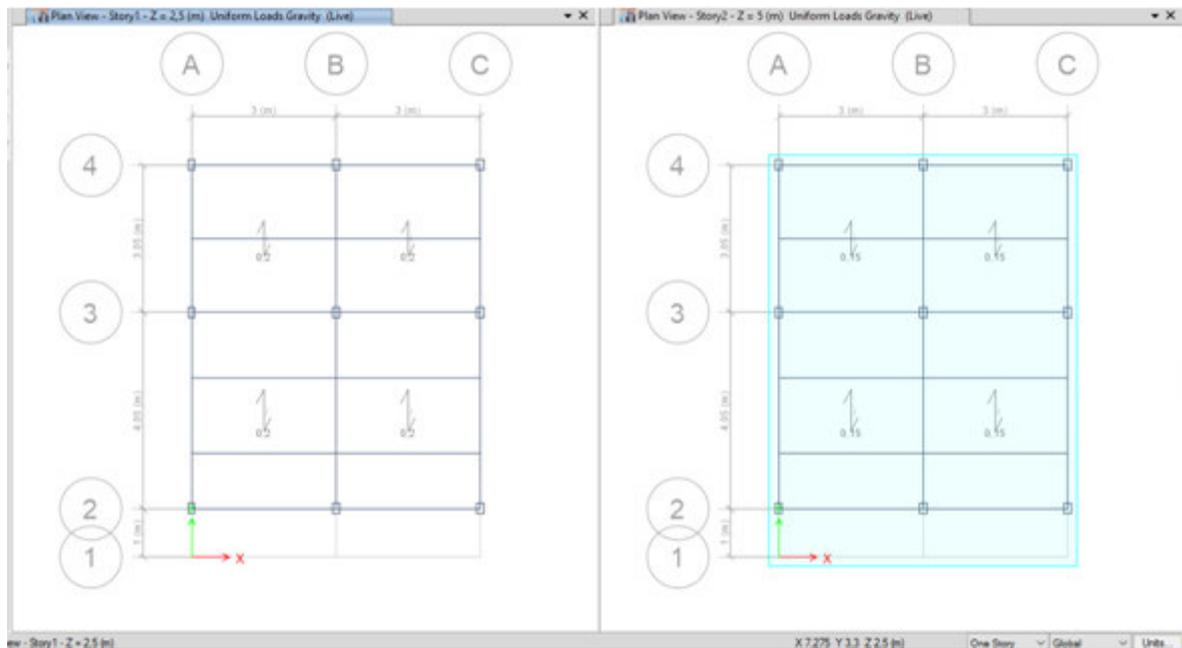


Figura 12. Carga viva asignada

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

3.4.3.3 Carga sísmica

El cálculo del cortante basal se lo realizó en base a las recomendaciones de la NEC-15 (Peligro Sísmico).

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W \quad \text{Ec.1}$$

Expresión en la cual:

S_a Espectro de diseño en aceleración. El $S_a(T_a)$ se refiere a aceleración espectral en un período T_a

$\phi_P \phi_E$ Coeficientes de configuración en planta y elevación

I Coeficiente de importancia.

R Factor de reducción de resistencia sísmica. *

V Cortante basal total de diseño

W Peso reactivo (D).

T_a Período de vibración

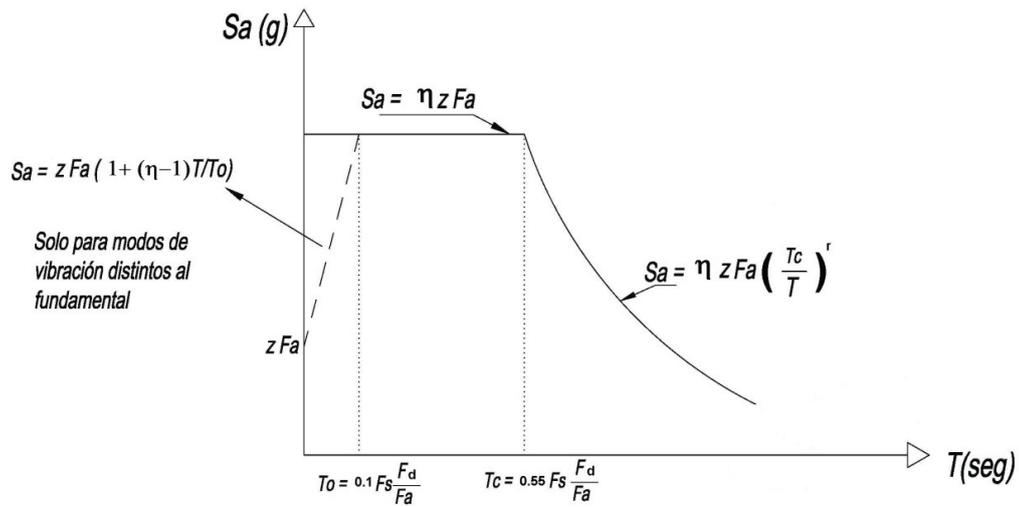


Figura 13. Espectro sísmico elástico

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS.

Tabla 1

Cálculo del espectro de respuesta – NEC-15 (Continúa).

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

Datos de Entrada		
Htotal		5
Peso Total		55
Zona Sísmica		V
Ubicación (n)	Provincias de la Sierra, esmeraldas y galapagos	
Tipo suelo	D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones
Tipo de estructura	1) Para estructuras de acero sin arriostramientos	
Tipo de Uso, Importancia	3) Otras estructuras	
Sistema Estructural (factor R)	Pórticos resistentes a momentos	
Irregularidades	ϕ Planta	1
	ϕ elevacion	1
TDinamico		0,5

Tabla 1

Cálculo del espectro de respuesta – NEC-15 (Continuación).

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

Parametros	
Parametros	Valor
Fa	1,2
Fd	1,19
Fs	1,28
n	2,48
Z (aceleracion en roca)	0,4
r	1
R	4
Ct	0,072
α	0,8
l	1

Calculo de Periodos		
Parametros	Formula	Valor
To	$To = 0.1 * F_s \frac{F_d}{F_{as}}$	0,126933333
Tc	$To = 0.55 * F_s \frac{F_d}{F_{as}}$	0,698133333
T	$T = Ct * hn^\alpha$	0,26
Tmax	$T_{max} = T * 1.3$	0,34
TDinamico		0,5
T para el calculo		0,34

Calculo de Sa		
Formula	Valor	Factor del corte (Cs)
$Sa = n * z * Fa$	1,19	0,298
$Sa = n * z * Fa \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$	2,444	0,611

Cs	0,298
----	-------

Cabe mencionar que la NEC-15 establece un Factor de Reducción de la Fuerza Sísmica –R-, para estructuras que posean elementos conformados en frío, igual a 2.50, sin embargo, al analizar las capacidades axiales tanto de la columna tubular formada por dos (2) perfiles tipo G como otra columna con la misma sección rellena su núcleo de hormigón simple, se encontró una relación incremental de capacidad igual a 1.67; por tal razón, en la presente investigación se asumió un R = 4.00, que da como resultado de multiplicar el R establecido por la NEC-15, para estructuras que posean elementos conformados en frío afectado por dicho factor incremental.

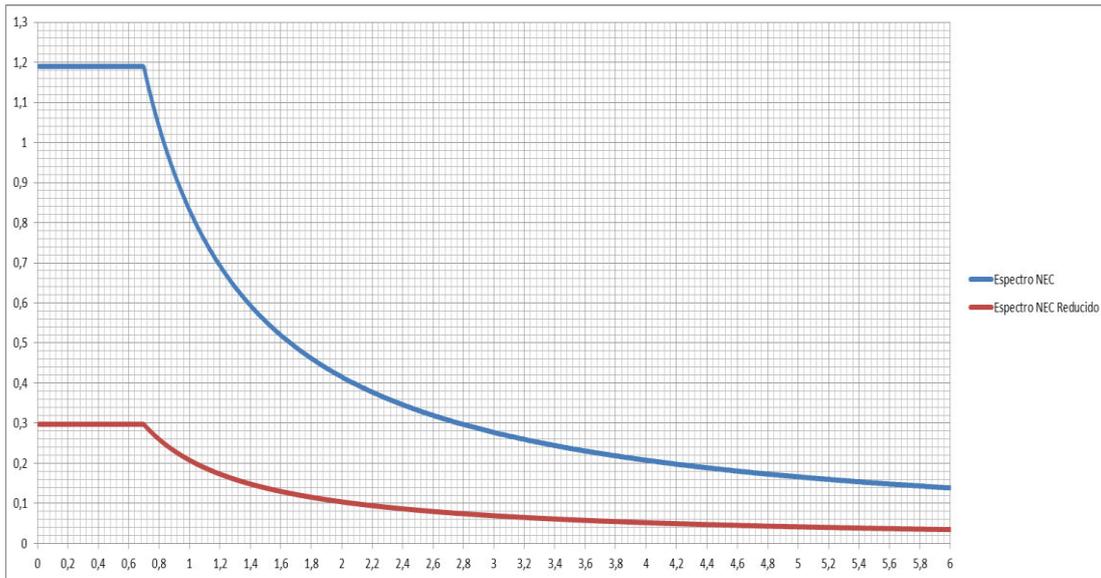


Figura 14. Espectro sísmico calculado para el estudio

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

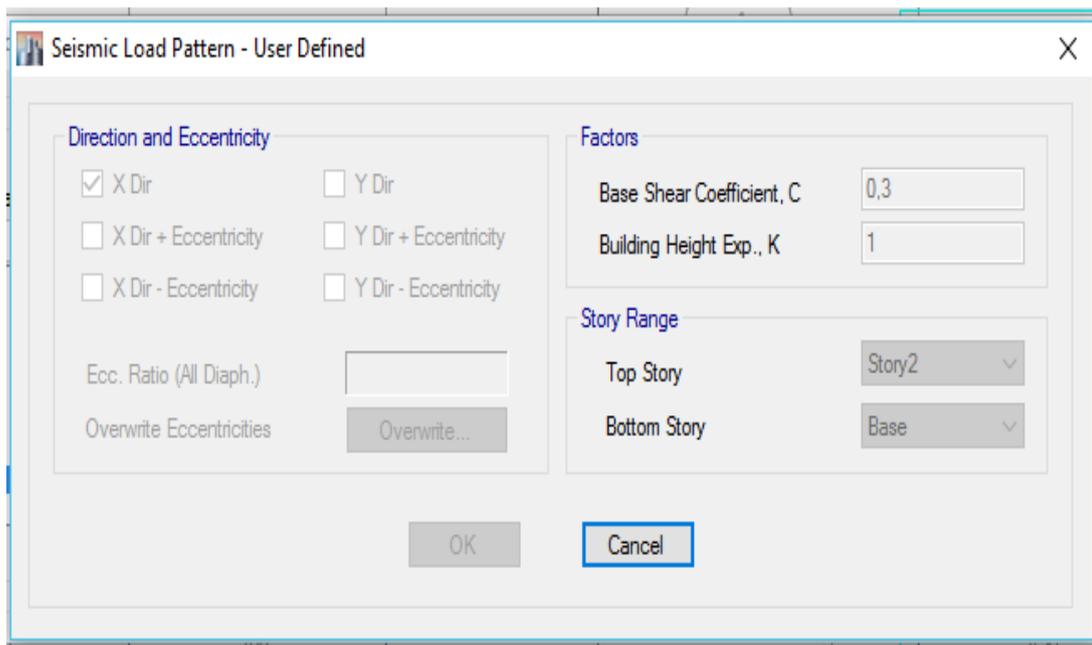


Figura 15. Asignación de factores sísmicos sentido x en el programa E-TABS 2015.

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

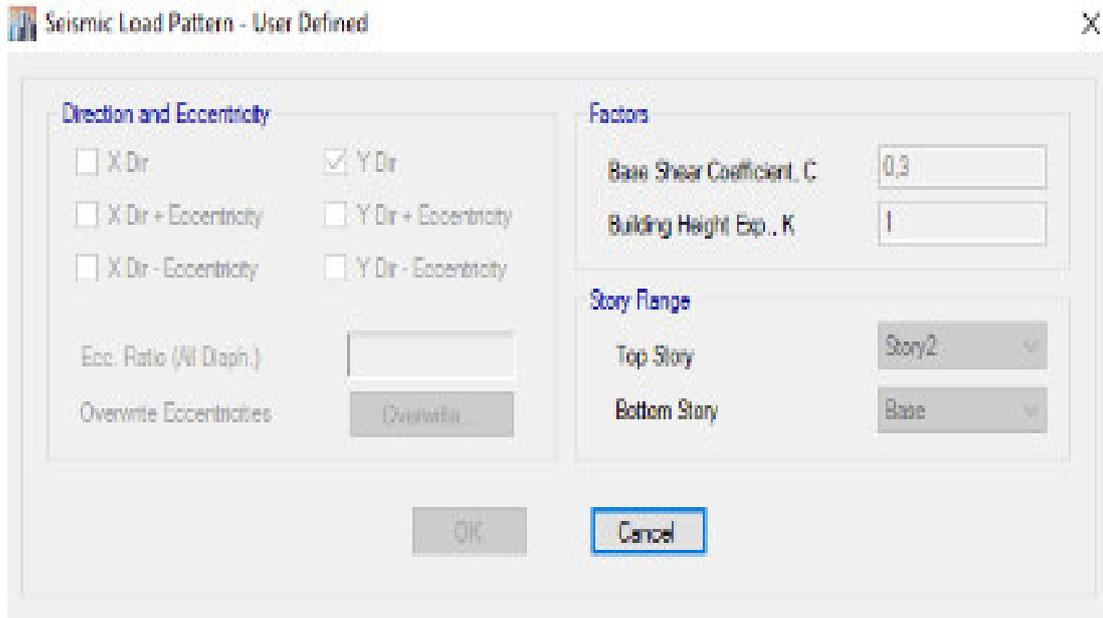


Figura 16. Asignación de factores sísmicos sentido Y en el programa E-TABS 2015. Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

3.4.4 COMBINACIÓN DE CARGAS

Para las combinaciones de carga se toman aquellas que generan los esfuerzos más críticos sobre la estructura.

El análisis y diseño estructural han sido realizados siguiendo la filosofía de diseño de la Teoría de Última Resistencia, es por esto por lo que se han tomado las siguientes combinaciones de carga mostradas en el NEC-15:

Combinación 1:	$U1 = 1.4D$
Combinación 2:	$U2 = 1.2D + 1.6L$
Combinación 3, 4:	$U3-4 = 1.2D + L \pm SX$
Combinación 5, 6:	$U5-6 = +/- (0.9D \pm SX)$
Combinación 7, 8:	$U7-8 = +/- (1.2D + L \pm SY)$
Combinación 9, 10:	$U9-10 = +/- (0.9D \pm SY)$

3.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se realizó un Análisis Estructural pseudo-estático, que simula la carga sísmica definida mediante el Corte Basal distribuido en cada piso de acuerdo con las masas encontradas en cada nivel.

3.5.1 ANÁLISIS ELÁSTICO ESTÁTICO

La fuerza sísmica o Cortante Basal, se determinó en base a las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, con todos los coeficientes mostrados en el numeral 3.4.3.3, y que, luego de los cálculos respectivos se determinó que da como resultado un valor de:

$$V = 0.300 W$$

Tabla 2

Participación modal

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0,513	0,8768	0,0006	0	0,0001	0,1392	0,000002738
Modal	2	0,486	0,8773	0,8862	0	0,1298	0,1393	0,00001631
Modal	3	0,415	0,8773	0,8863	0	0,1298	0,1393	0,8834
Modal	4	0,156	0,9999	0,8863	0	0,1301	0,9996	0,8834
Modal	5	0,153	1	1	0	0,9999	0,9999	0,8834
Modal	6	0,132	1	1	0	1	1	1
Modal	7	0,03	1	1	0	1	1	1
Modal	8	0,022	1	1	0	1	1	1
Modal	9	0,022	1	1	0	1	1	1
Modal	10	0,02	1	1	0	1	1	1
Modal	11	0,019	1	1	0	1	1	1
Modal	12	0,018	1	1	0	1	1	1

3.5.2 CONTROL DE DERIVAS

Para el control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso $-\Delta_M$ -) se siguieron las recomendaciones indicadas dentro del NEC-15, que contempla la determinación del desplazamiento lateral máximo de piso, causado por el sismo de diseño, dividido para la altura de entrepiso, para finalmente multiplicarlo por el factor de reducción de la fuerza sísmica, y así obtener una deriva de piso con desplazamientos no reducidos. Tal como lo muestra la fórmula adjunta:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad \text{Ec.2}$$

Donde:

- Δ_M Deriva máxima elástica.
- Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas de diseño reducidas.
- R Factor de Reducción de Fuerza Sísmica.

La deriva de piso debe ser comparada con los parámetros mostrados en el capítulo pertinente de la NEC-15, donde se estipula un valor máximo de deriva elástica de 2%.

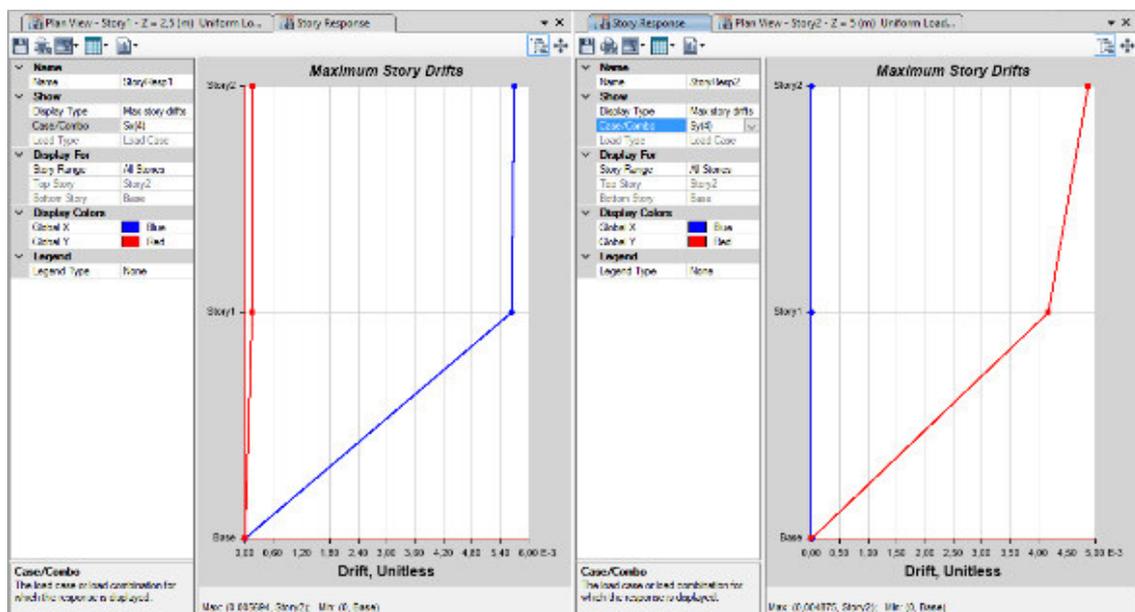


Figura 17. Derivas elásticas.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

$$\Delta ex = 0.75 \cdot 4 \cdot 0.0056 = 0.0168 \quad \text{OK}$$

$$\Delta ey = 0.75 \cdot 4 \cdot 0.00475 = 0.0143 \quad \text{OK}$$

3.6 DISEÑO ESTRUCTURAL

Los pórticos especiales a momento fueron diseñados a través del software E-TABS 2015 utilizando las acciones máximas, correspondientes a combinaciones de peso propio, carga muerta, carga viva y fuerza sísmica obtenidas del análisis estructural.

Una vez analizadas las secciones de vigas y columnas propuestas inicialmente en el proyecto arquitectónico, se calculó la eficiencia de cada elemento. Fue objeto de particular atención el cálculo de la sección final para absorber esfuerzos de corte y garantizar el comportamiento dúctil de las secciones de los pórticos especiales resistentes al sismo.

Tabla 3

Diseño a compresión de columnas compuestas cargadas axialmente (Continúa).

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

DISEÑO A COMPRESIÓN DE COLUMNAS COMPUESTAS CARGADAS AXIALMENTE					
Propiedades de Materiales					
Acero:	ASTMA	36		Tipo de acero	
Es =	2100000	Kg/cm ²		Módulo de elasticidad	
γ =	7850	Kg/m ³		Peso específico	
fy =	2530,62	Kg/cm ²		Esfuerzo de fluencia	
Reducc. =	100,00	Kg/cm ²		Reducción de capacidad del acero	4%
fy =	2430,62	Kg/cm ²			
Hormigón:					
f'c =	210	Kg/cm ²		Esfuerzo a compresión	
Ec =	181142,21	Kg/cm ²		Módulo de elasticidad [12500*Raiz(f'c)]	
Sección de la Columna					
b =	15	cm		Ancho de la columna	
h =	20	cm		Altura de la columna	
L =	2,4	m		Longitud de la columna	
K =	2,00	cm		Factor de apoyo	
A =	300	cm ²		Área transversal de la columnas	
Sección de Acero					
Columna 2G 200x75x25x4					
bs =	15	cm			
hs =	20	cm			
t =	0,4	cm		Espesor columna	

Tabla 3

Diseño a compresión de columnas compuestas cargadas axialmente (Continúa).

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

ATIEZADOR ALA					
n1 =	1	U	# Atiesadores		
L1 =	2,10	cm	Longitud	Dimensiones del Atiezador	
t1 =	0,80	cm	Espesor		
I1 =	0,62	cm ⁴	Inercia del Atiezador		
Imin =	0,15	cm ⁴	Imin(atiezador)	El momento de inercia de los rigidizadores extremos debe ser mayor o igual a:	
Imin =	0,24	cm ⁴	Imin(atiezador)		
Max(Imin)	0,24	cm ⁴	OK		
ATIEZADOR ALMA					
n2 =	0	U	# Atiesadores		
L2 =	2,00	cm	Longitud	Dimensiones del Atiezador	
t2 =	0,40	cm	Espesor		
I2 =	0,27	cm ⁴	Inercia del Atiezador		
Imin =	0,17	cm ⁴	Imin(atiezador)	El momento de inercia de los rigidizadores extremos debe ser mayor o igual a:	
Imin =	0,24	cm ⁴	Imin(atiezador)		
Max(Imin)	0,24	cm ⁴	OK		
As =	30,72	cm ²	Área de la sección		
Ixx =	1870,12	cm ⁴	Inercia en "X"		
Iyy =	1043,74	cm ⁴	Inercia en "Y"		
Sxx =	187,01	cm ³	Módulo sección elástico "X"		
Syy =	139,17	cm ³	Módulo sección elástico "Y"		
rx =	7,80	cm	Radio de giro "X"		
ry =	5,83	cm	Radio de giro "Y"		
Zxx =	220,06	cm ³	Módulo plástico "X"		
Zyy =	157,13	cm ³	Módulo plástico "Y"		
Clasificación por Pandeo Local					
Tabla 1: Razones ancho-espeso limites para elementos de acero comprimidos en miembros sujetos a compresión axial.					
Descripción del Elemento	Razón Ancho-espesor	λ_x Compacto/ No compacto	λ_y No compacto/ Esbelto	Máximo Permitido	
Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	b/t	$2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Secciones tubulares (HSS) redondas	D/t	$\frac{0,15E}{F_y}$	$\frac{0,19E}{F_y}$	$\frac{0,31E}{F_y}$	
C1 =	64,82	Coeficientes para la relación ancho - espesor			
C2 =	86,42				
C3 =	144,03				
h / t =	50	Columna Compacta			

Tabla 3

Diseño a compresión de columnas compuestas cargadas axialmente (Continúa).

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

Además de esta clasificación, un limitante para el diseño de estos elementos es que el área transversal de la sección de acero debe ser por lo menos el 1% del área total de la sección compuesta. (AISC, 2010).

As / A =	10%	CUMPLE
-----------------	-----	---------------

Resistencia a Compresión

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (12-9b)$$

$C_2 = 0,85$ para secciones rectangulares y $0,95$ para secciones circulares

Sección de Concreto		
bc =	14,2	cm
hc =	19,2	cm
Ac =	272,64	cm ²
lc =	8375,50	cm ⁴
c2 =	0,85	
Pp =	123334,80	Kg

Carga crítica de pandeo elástico

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (12-12)$$

donde

C_3 = coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos en compresión

$$= 0,6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0,9 \quad (12-13)$$

c3 =	0,80253	
Eleff =	3,41E+09	Kg-cm ² 5,14E+09

P_e = carga crítica de pandeo elástico determinada de acuerdo con Capítulo C o con Anexo 7, T (N)

$$= \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2 \quad (12-5)$$

Pe =	2,92E+05	Kg	4,41E+05
-------------	----------	----	----------

Tabla 3

Diseño a compresión de columnas compuestas cargadas axialmente
(Continuación). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

			$\phi_c = 0,75$ (LRFD)		$\Omega_c = 2,00$ (ASD)		
	(a) Cuando	$\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2,25$					
				$P_n = P_o \left[0,658 \left(\frac{P_o}{P_e} \right) \right]$		(12-2)	
	(b) Cuando	$\frac{P_{no}}{P_e} > 2,25$					
				$P_n = 0,877 P_e$		(12-3)	
Pp/Pe =		0,42				0,28	
Pn =		1,03E+05 Kg				1,10E+05	
ϕ =		0,75					
ϕP_n =		7,75E+04 Kg					
ϕP_n =		77,52 Ton					
PP1 =		190 Kg/m2				Peso losa de hormigón sobre deck	
PP2 =		50 Kg/m2				Peso adicional inferior	
PP3 =		40 Kg/m2				Peso adicional superior	
PP4 =		180 Kg/m2				Peso paredes	
Cm =		460 Kg/m2				Carga muerta	
Cv =		200 Kg/m2				Carga viva	
Cu =		872 Kg/m2				Carga última	
A =		12 m2				Área Colaborante de la Columna	
Pisos =		2				# de pisos	
P =		10,46 Ton				Fuerza	
Pu =		20,93 Ton				Fuerza última	
Asecc =		8,61 cm2				Área requerida	

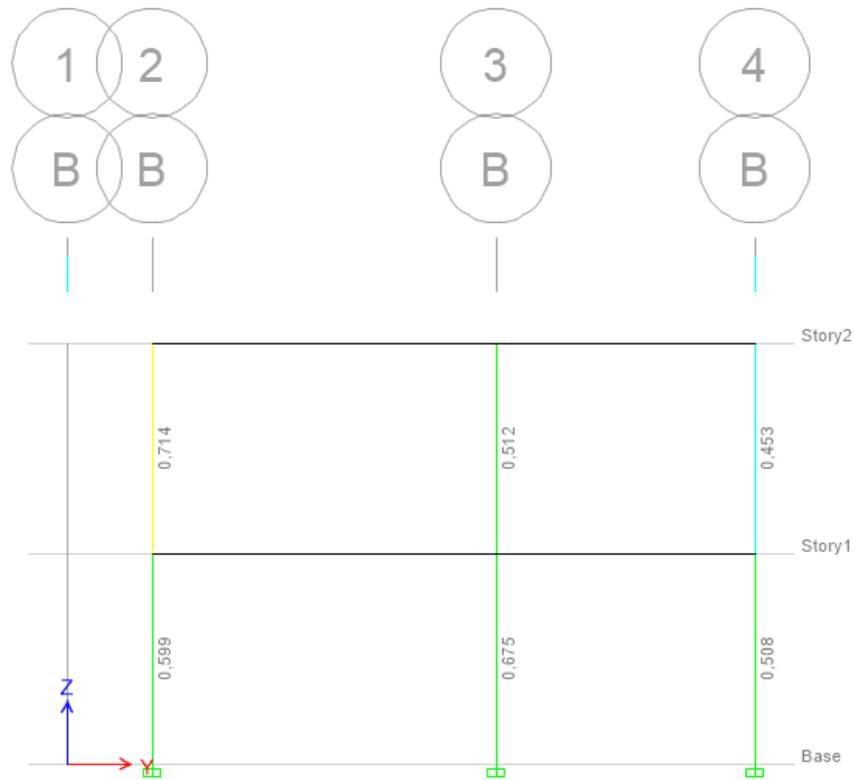
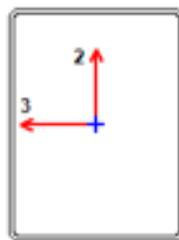


Figura 18. Diseño de vigas metálicas TIPO I – E-TABS 2015
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Tabla 4

Reporte del diseño de columna – E-TABS 2015. (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

ETABS 2015 Composite Column Design



Element Details

Level	Element	Location (m)	Combo	Section	Classification
Story2	C8	0	1.4D	2G200X75X25X4+FC210	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
2,50000	1	0,95

Tabla 4

Reporte del diseño de columna – E-TABS 2015. (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

Analysis and Design Parameters			
Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors	
$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_u$
0,115	0,02

Design Code Parameters						
Φ_b	Φ_c	Φ_{1Y}	Φ_{1T}	Φ_V	Φ_{V-01}	Φ_{V1}
0,9	0,75	0,9	0,75	0,9	1	1

Design Properties of Steel Section					
A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0,0027	0,000019	0,000016	0,00001	0,0012	0,0015

Material Properties		
E _s (tonf/m ²)	f _c (tonf/m ²)	F _y (tonf/m ²)
20389019,16	2100	25310,51

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.3a,H1-1b)	
D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0,714 =	0,05 + 0,664 + 0

Stress Check forces and Momento						
Location (m)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
0	-7,8634	3,2631	0	-2,8061	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.3a,H1-1b)						
	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0,92	1	1	1	1	0,209
Minor Bending	0,92	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling		
L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0,928	1	2,045

Axial Force and Capacities		
P _u Force (tonf)	ΦP_{nc} Capacity (tonf)	ΦP_{re} Capacity (tonf)
7,8634	77,9383	61,4284

Tabla 4

Reporte del diseño de columna – E-TABS 2015. (Continuación). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

Moments and Capacities			
	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)	ϕM_n (No LTB) (tonf-m)
Major Bending	3,2831	4,9164	4,9164
Minor Bending	0	4,1598	

Torsion Moment and Capacities		
T_u Moment (tonf-m)	T_n Capacity (tonf-m)	ϕT_n Capacity (tonf-m)
0	3,4728	3,1255

Shear Design		
	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)
Major Shear	2,8081	20,5562
Minor Shear	0	15,0891

Tabla 5

Diseño a flexión de vigas tipo I. (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

E =	2100000 Kg/cm ²		Módulo de elasticidad
γ =	7850 Kg/m ³		Peso específico
A	36		Tipo de acero
PP1 =	100 Kg/m ²		Peso losa de hormigón sobre deck
PP2 =	50 Kg/m ²		Peso adicional inferior
PP3 =	40 Kg/m ²		Peso adicional superior
PP4 =	100 Kg/m ²		Peso paredes
Cm =	290 Kg/m ²		Carga muerta
Cv =	200 Kg/m ²		Carga viva
Cu =	668 Kg/m ²		Carga última
L =	4 m		Longitud de la viga
b col =	3 m		Ancho colaborante
q =	2,00 Ton/m		Carga distribuida
Mu =	4,01 Ton - m		Momento requerido
Cálculos			
fy =	2531 Kg/cm ²		Esfuerzo de fluencia
reducc =	500 Kg/cm ²		Reducción de capacidad del acero
Asecc =	2 cm ²		Área requerida
h =	20 cm	COMP	Alma
bf sup =	10 cm	COMP	Patín superior
bf inf =	10 cm		Patín inferior
tw =	0,4 cm		Espesor alma
tf sup =	0,8 cm		Espesor patín superior
tf inf =	0,8 cm		Espesor patín inferior

Tabla 5

Diseño a flexión de vigas tipo I. (Continuación). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

ycg =	10 cm			
xcg =	5 cm			
Sxx =	168,31 cm ³			
Syy =	26,69 cm ³			
rx =	8,49 cm			
ry =	2,39 cm			
M1 =	76,80 cm ³		M1 =	20,00 cm ³
M2 =	16,93 cm ³		M2 =	0,74 cm ³
M3 =	16,93 cm ³		M3 =	20,00 cm ³
M4 =	76,80 cm ³		Zyy =	40,74 cm ³
Zxx =	187,46 cm ³			
Mp =	4,74 Ton - m	Momento Plástico	CUMPLE	
Lp =	121,17 cm			
Fx =	1,11			
Fy =	1,53			

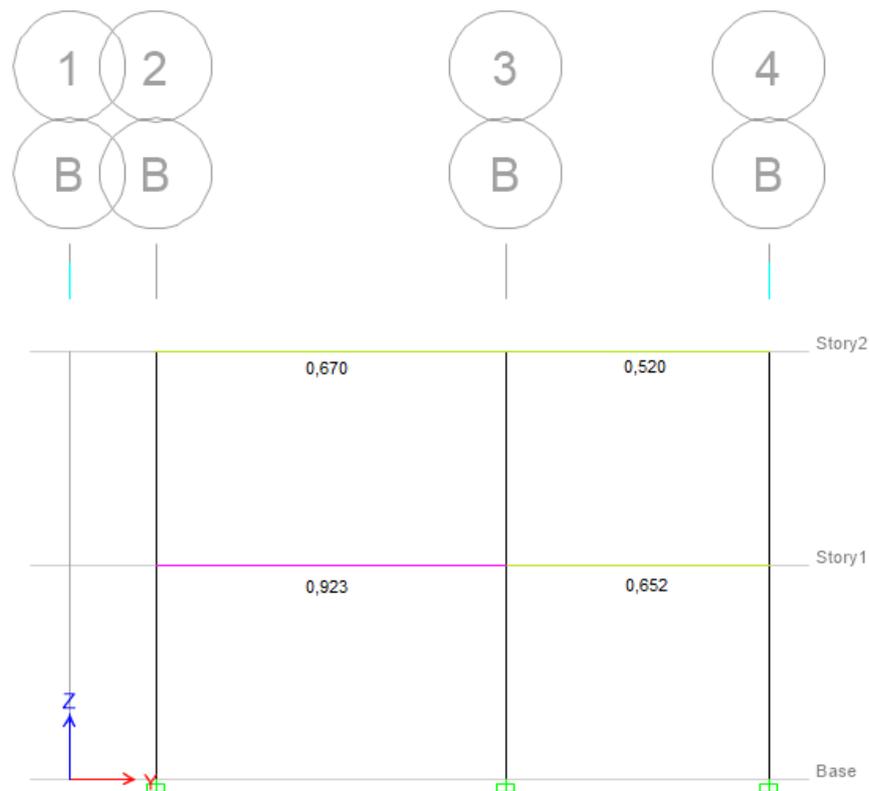


Figura 19. Diseño de vigas metálicas TIPO I – E-TABS 2015
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Tabla 6

Reporte del diseño de viga principal – E-TABS 2015. (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

ETABS 2015 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	B5	3,95	1.2D+L+Sy	Special Moment Frame	I200X100X8X4	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
4,05000	1	0,95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{D3}	R	Ω ₀	C _d
Yes	No	Yes	D	1	1	1	8	3	5,5

Design Code Parameters

Φ _b	Φ _s	Φ _{TY}	Φ _{TF}	Φ _V	Φ _{V,RI}	Φ _{VT}
0,9	0,9	0,9	0,75	0,9	1	1

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0,0023	3,823E-08	0,000017	0,000001	0,0016	0,0008

Design Properties

S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁶)
0,000168	0,000027	0,000187	0,000041	0,08488	0,0239	0



Material Properties

E (tonf/m ²)	f _{y1} (tonf/m ²)	R _y	α
20389019,16	25310,51	1,5	NA

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
3,95	0,1185	-3,9353	0	4,4435	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.2, H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0,951	1	1	1	1	1
Minor Bending	0,383	1	1	1	1	1

Tabla 6

Reporte del diseño de viga principal – E-TABS 2015. (Continuación). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0,383	1	1,084

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.2,H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_o) + (M_{r33} / M_{o33}) + (M_{r22} / M_{o22})$
0,923 =	0,001 + 0,922 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{no} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
0,1185	42,6434	53,2128

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)	ϕM_n No L_{TBD} (tonf-m)
Major Bending	3,9353	4,2701	4,2701
Minor Bending	0	0,9279	

Shear Design

	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	4,4435	10,9341	0,406
Minor Shear	0	21,8683	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
5,9785	DS&S34	5,8107	DS&S34

3.7 DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA COLUMNA

Tabla 7
Diseño conexión viga-columna. (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES										
Columna Compuesta: Acero conformado en frío ASTM A36 y Hormigón estructural $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$										
ACERO CONFORMADO EN FRÍO A36				HORMIGÓN ESTRUCTURAL			Sección asumida			
Sección	2G	200x75x25x4		$f'c =$	210	Kg/cm ²				
G	$h =$	200 mm		$E_c =$	181142,209	Kg/cm ²				
	$b =$	75 mm								
	$c =$	25 mm		$n =$	11,278	(E_a/E_c)				
	$e =$	4 mm								
	$F_y =$	2530	Kg/cm ²							
	$F_u =$		Kg/cm ²							
	$E_a =$	2043000	Kg/cm ²							
	$H =$	200	mm							
	$bt =$	150	mm							
	$c =$	25	mm							
	$t =$	4	mm							
	$A =$	29,89	cm ²							
	$W =$	23,46365	Kg/m							
$y_m =$	100	mm	=	10	cm					
$x_m =$	75	mm	=	7,5	cm					
PROPIEDADES MECÁNICAS DE COLUMNA COMPUESTA										
Elemento	b	h	A	y	$A*y$	x	$A*x$	$I = bh^3/12$	y^*	$A*y^{*2}$
1	150	4	600	2	1200	75	45000	800	98	5762400
2	150	4	600	198	118800	75	45000	800	98	5762400
3	4	192	768	100	76800	2	1536	2359296	0	0
4	4	192	768	100	76800	148	113664	2359296	0	0
5	12,59	192	2417,36	100	241735,74	75	181301,81	7426121,97	0	0
Subtotales			5153,36		515335,74		386501,81	12146313,97		11524800,00
Resultados										
$I_{xx} =$	2367,111	cm ⁴								
$S_{xx} =$	236,711	cm ³								
$r_{xx} =$	6,777	cm								
$Z_{xx} =$	250,914	cm ³								

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES													
Viga soldada													
ACERO EN PLANCHAS ASTM A36													
S e c c i ó n	I200x100x8x4			Sección utilizada					Sección asumida				
	h =	200	mm										
	b =	100	mm										
	ep =	8	mm										
	eal =	4	mm										
	Fy =	2530	Kg/cm2										
ym =	100	mm	=	10	cm								
xm =	50	mm	=	5	cm								
Elemento	b	h	A	y	A*y	x	A*x	y*	x*	Ixx	Iyy	A*y*^2	A*x*^2
1	100	8	800	4	3200	50	40000	96	0	4266,67	666666,67	7372800	0
2	4	184	736	100	73600	50	36800	0	0	2076501,33	981,33	0	0
3	100	8	800	196	156800	50	40000	96	0	4266,67	666666,67	7372800	0
Sumatoria			2336		233600		116800			2085034,67	1334314,67	14745600	0
Resultados													
A =	23,36	cm2											
Ixx =	1683,06	cm4											
Iyy =	133,43	cm4											
Sxx =	168,31	cm3											
Syy =	26,69	cm3											
rx =	8,49	cm											
ry =	2,39	cm											
Zxx =	179,92	cm4											

Tabla 7
 Diseño conexión viga-columna. (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

Tabla 7

Diseño conexión viga-columna. (Continúa). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

DISEÑO ESTRUCTURAL: SECCIÓN REDUCIDA EN VIGA DE ACUERDO A NEC-15				
Dimensiones Generales				
50	a	75	VSR	(Distancia de la cara de la columna hasta donde empieza el corte)
130	b	170		Longitud de corte
10	c	25		Profundidad de corte
Módulo Plástico				
$Z_{VSR} = Z_v - 2ct_f(d - t_f)$ <p>Dónde:</p> <ul style="list-style-type: none"> t_f Espesor del ala de la sección Z_v Módulo Plástico de la sección transversal de la viga d Peralte de la viga Z_{VSR} Módulo plástico en la viga de sección reducida 				
Módulo plástico		Zvsr =	103,12	cm ³
$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{VSR}$				
Momento máximo probable		Mpr =	4,070	T-m
Cálculo de fuerza cortante				
$V_{VSR} = \frac{2M_{pr}}{L_h}$		Lh1 =	268	cm
		Lh2 =	368	cm
Esfuerzo cortante en rótula				
		Vb =	$2M_{pr}/L_h$	
		Vb1 =	3,04	T
		Vb2 =	2,21	T
Momento en la cara de la columna				
		Sh1 =	16	cm
		Sh2 =	16	cm
		Mpb1 =	4,56	T-m
		Mpb2 =	4,42	T-m
		Sumatoria	8,98	T-m
$s_h = a + b/2$				

Tabla 7

Diseño conexión viga-columna. (Continuación). Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

Momento Plástico de la viga			
	Mpe =	5,622	T-m
Momento Plástico en columnas			
	Zxx =	250,914	cm ³
	Mpc =	6,348	T-m
	Vcol1 =	2050	Kg
	Vcol2 =	1644	Kg
	Mpc1 =	7,281	T-m
	Mpc2 =	7,24	T-m
	Sumatoria	14,52	T-m
Mpc	Zxx*(Fy-Pu/Ag) =	5,374	T-m
Mpc*	Mpc-Vcol(db/2) =	5,594	T-m
	Total col =	11,189	T-m
CRITERIO COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL			
RELACIÓN			
$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$			
Dónde:			
$\sum M_{pc}^*$	La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta		
$\sum M_{pv}$	La suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta		
	Relación:	1,00	

CAPÍTULO 4

ENSAYOS EXPERIMENTALES

4.1 ELABORACIÓN DE PROBETAS

Con el propósito de adaptar el análisis de la estructura a las condiciones del Centro de Investigaciones de la Vivienda –CIV- de la Escuela Politécnica Nacional –EPN- se adoptó, como prototipo de ensayo, el pórtico del **eje “B”**, conformando de esta forma una estructura plana, compuesta por tres columnas que determinan dos vanos de distintas luces, configurado en dos niveles y que representan de manera simplificada las características del modelo espacial analizado en el capítulo anterior.

Elementos físicos que condicionan el diseño definitivo del ensayo:

- Muro de reacción: longitud, altura y ancho de paredes.
- Modulación de las perforaciones.
- Longitud del conjunto: articulación-cilindro de carga-articulación.

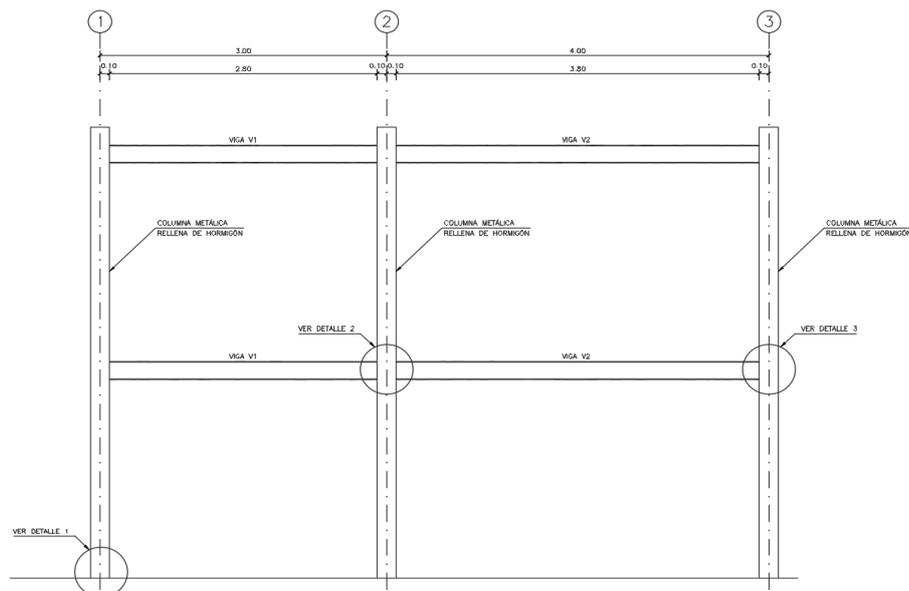


Figura 20. Representación gráfica del ensayo experimental.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.2 SISTEMA DE CARGAS

De acuerdo con la planificación del ensayo y tomando en cuenta el estado de carga a aplicarse dentro del modelo físico, se aplicó una carga lateral cíclica que simule una acción sísmica gradual, con un incremento de 1 tonelada hasta llegar a la falla de la probeta, empezando con la formación de rótulas plásticas en las vigas en su rango inelástico hasta la pérdida de estabilidad.

El sistema parte desde el muro de reacción, que sirve de apoyo lateral a la celda de carga (se describirá posteriormente), y finalmente termina en un elemento de transición (pin) que asegura la aplicación de una carga lateral sin la presencia de momentos residuales y que se ancla al nudo superior extremo correspondiente.



a) Elemento de transición

a) Elemento de anclaje a la probeta

Figura 21. Sistema de carga.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Los elementos utilizados para la aplicación de carga lateral se describen a continuación:

- Celda de carga (20 Toneladas): Permite aplicar una carga axial cíclica de hasta 20 Tonelada y tiene un recorrido del cilindro de hasta 22 cm en cada sentido.

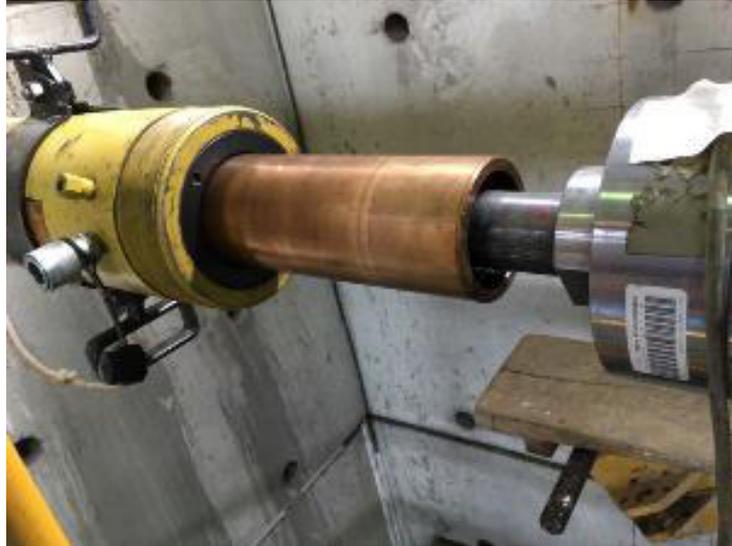


Figura 22. Celda de carga (20 toneladas).
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

- Bomba, mangueras y manómetros: Estos elementos accionan la celda de carga mediante un flujo hidráulico.



Figura 23. Bomba, manguera y manómetro.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.3 INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN

Adicional al sistema de aplicación de cargas, y para cuantificar las mediciones de deflexiones tanto del sistema como de zonas específicas, necesarias para determinar esfuerzos dentro del material, se han considerado dos tipos de elementos de medición y un equipo de recolección de datos, así tenemos:

- Sensores de deformación unitaria: Sensores de Deformación Unitaria (Strain Gauges): Elementos que permiten medir deformaciones en zonas donde es indispensable determinar esfuerzos del material de manera precisa en cualquier tipo de condiciones.



Figura 24. Sensores de deformación unitaria (strain gauges).
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

- Transductores de desplazamiento: son instrumentos utilizados para determinar el desplazamiento de elementos, y que permite mediante su émbolo, tomar mediciones cíclicas, como es el caso del presente proyecto. (LVDT)



Figura 25. Transductores de desplazamiento.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

- Sistema Múltiple de Medición UPM 1000: sistema Múltiple de Medición UPM 100: Es un equipo de registro de datos que recolecta la información de los instrumentos de medición, en este caso, datos de carga, deformación unitaria y desplazamiento cíclico del pórtico; el mismo que se conecta a un ordenador y se lo controla mediante el programa CATMAN 3.1.



Figura 26. Sistema múltiple de medición UPM 100.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.4 CONSTRUCCIÓN DE PROBETAS

El modelo físico idealizado para representar la estructura tridimensional modelada matemáticamente en el paquete computacional ETABS 2015 comprende un pórtico de dos vanos (3.00m y 4.00m) y dos niveles (+2.40m y +4.80m), como las dimensiones entre ejes presentadas en la Figura 27.

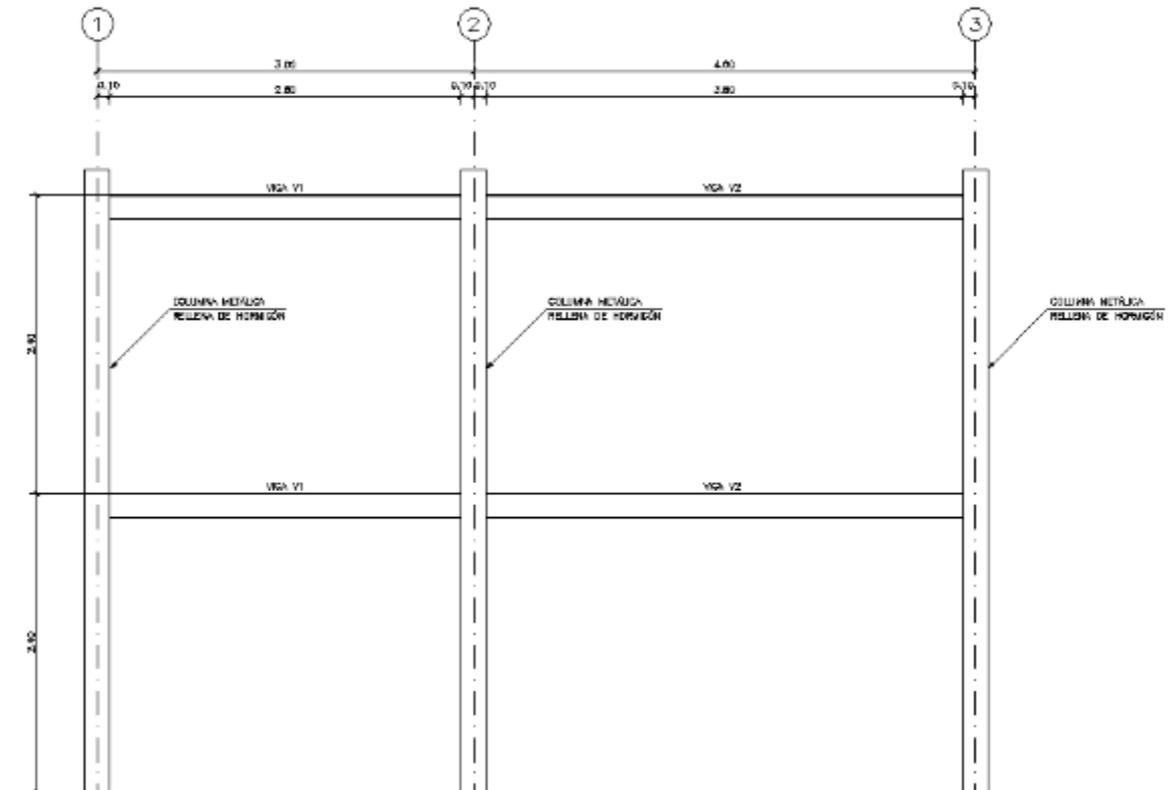


Figura 27. Modelo físico idealizado.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Las secciones correspondientes de columnas y vigas son las obtenidas en el modelo matemático de diseño, previamente comprobada la resistencia de sus materiales y la óptima configuración.

De este pórtico se construyeron tres (3) probetas, cada una diferenciada por los refuerzos de la conexión viga-columna en cada ensayo, según el siguiente detalle:

- **Probeta 1:** Sin reforzamiento en las uniones de las vigas y columnas del pórtico.

- **Probeta 2:** Reforzamiento de los nudos del pórtico mediante diafragmas transversales de forma triangular.
- **Probeta 3:** Reforzamiento de las conexiones vigas-columnas del pórtico mediante diafragmas transversales semejantes a una placa de continuidad.

4.5 SECCIONES DE LOS ELEMENTOS DEL MODELO FÍSICO

4.5.1 COLUMNAS

Las columnas corresponden a una sección mixta formada por dos (2) perfiles conformados en frío soldados tipo G 200mm x 75mm x 15mm x 4mm de acero ASTM A36, rellenas de hormigón con una resistencia a la compresión de $f'_c = 210$ kg/cm².

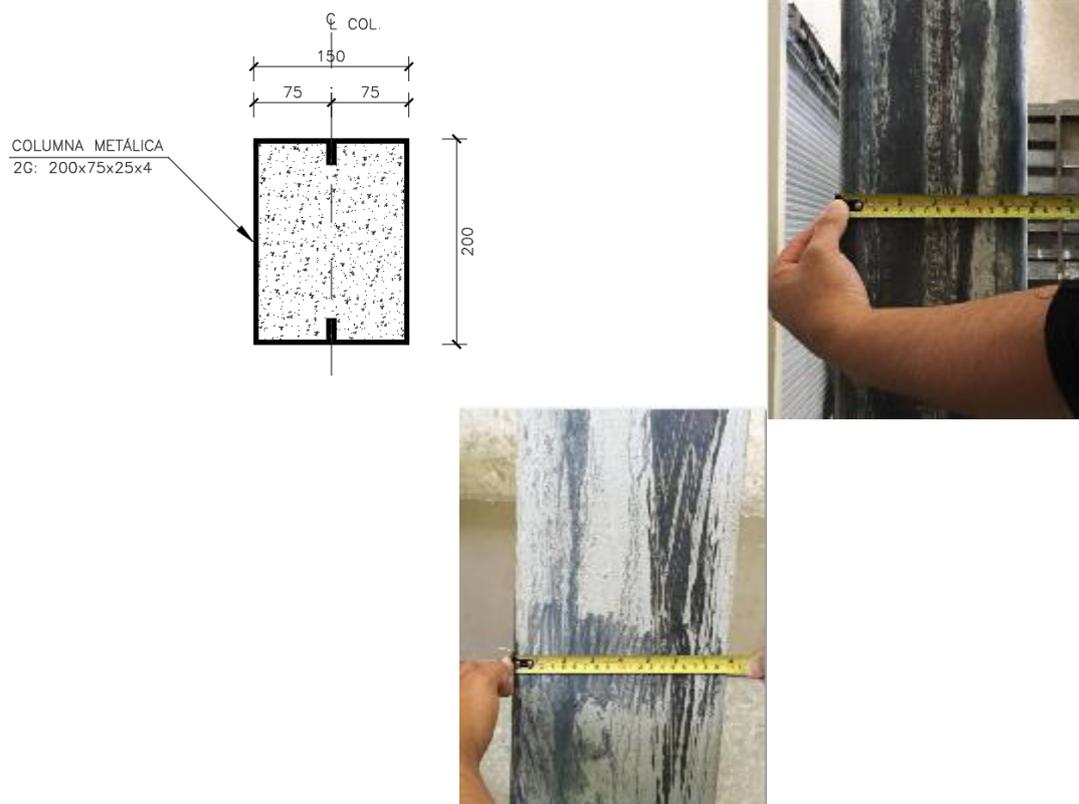


Figura 28. Columnas -Modelo físico.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.5.2 VIGAS

Las vigas corresponden a una Sección metálica tipo I 200mm x 100mm x 8mm x 4mm conformada por placas de acero ASTM A36 y soldadas.

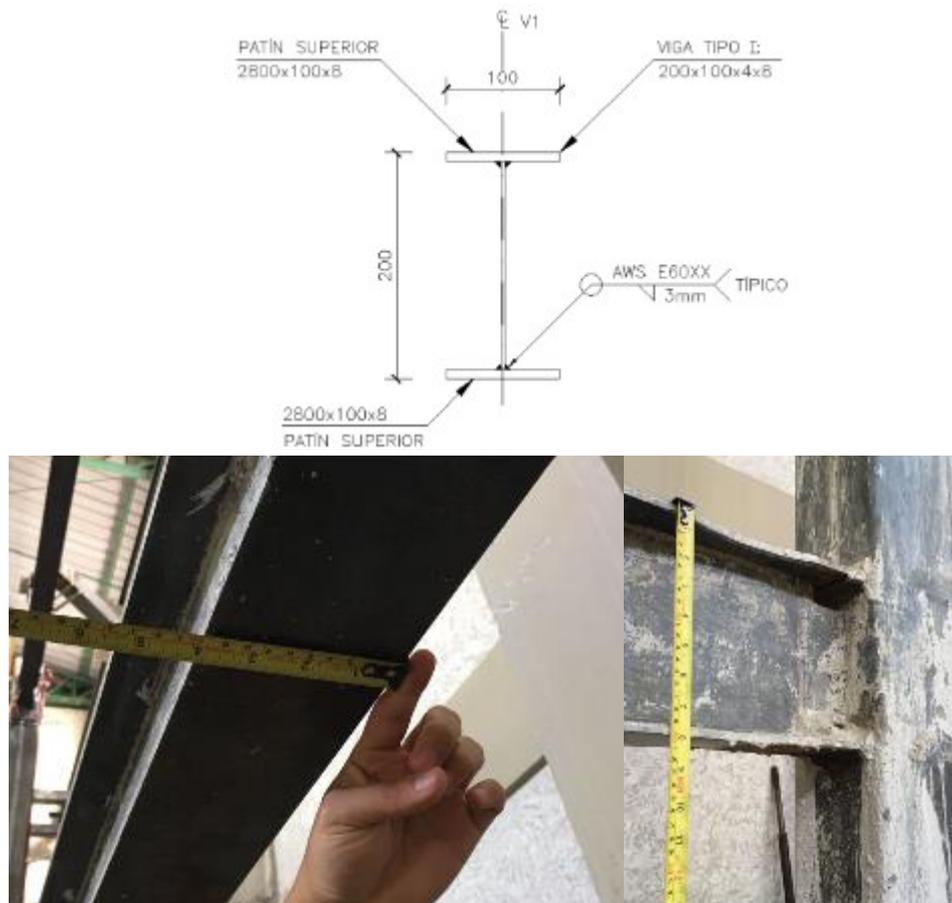


Figura 29. Vigas -Modelo físico.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Adicionalmente, en todas las probetas se consideró utilizar una sección reducida en las Vigas tipo I, esto con el propósito de inducir la formación de la rótula plástica, basado en la normativa vigente y de acuerdo con las dimensiones especificadas en la Figura 30:

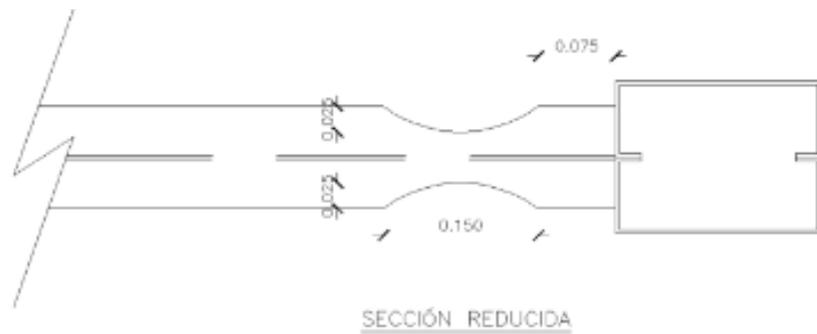


Figura 30. Sección reducida vigas -Modelo físico.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Todo el dimensionamiento planificado para la construcción de las probetas está controlado por la distribución y separación de las perforaciones existentes tanto en el muro como en la losa de reacción del CIV de la EPN.

4.5.3 ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES

Otro elemento importante para considerar y que garantiza la aplicación de una carga lateral axial a cada probeta, cuyo objetivo es impedir el pandeo lateral del pórtico debido a las excentricidades que pueden presentarse durante la aplicación de la carga, es un conjunto de elementos que forman un sistema de arriostramiento lateral en cada uno de los niveles de la probeta. Consiste en elementos tubulares anclados en el extremo con el muro de reacción y en el otro extremo un sistema de placas o perfiles (nivel superior e inferior respectivamente) que funcionan como riel o guía en las vigas tipo I.

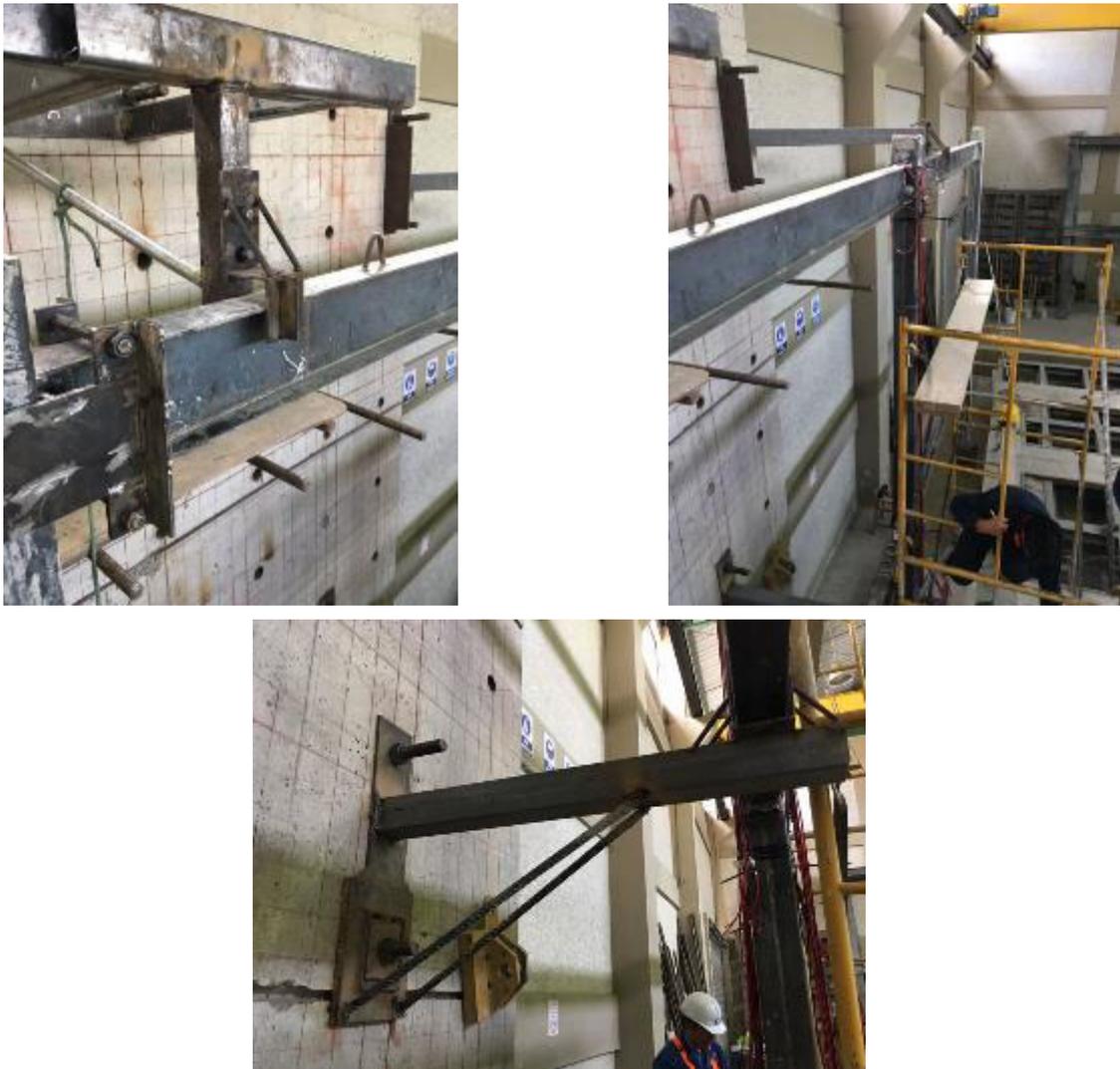


Figura 31. Arriostramientos laterales.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Como puede observarse en la Figura 32, la principal limitante para la ubicación del sistema de arriostramiento es la configuración de las perforaciones dentro del muro de reacción. En la misma figura se presenta una perspectiva de la distribución de las zonas arriostradas de las probetas en ambos niveles.



Figura 32. Zonas arriostradas en las probetas.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.5.4 ANCLAJES

Los anclajes, tanto en las bases como de los cilindros de carga lateral hacia el muro de reacción, tienen que idealizar un medio rígido de apoyo o empotramiento perfecto, condición necesaria para garantizar una mejor correlación teórico experimental.

4.6 UBICACIÓN DE SENSORES DE DEFORMACIÓN UNITARIA

A las probetas construidas para el desarrollo del presente estudio se les aplicarán gradualmente ciclos de carga lateral incrementales, y para analizar el comportamiento de los nudos interiores, objeto de la investigación, es necesario colocar sensores de deformación unitaria en lugares que permitan determinar esfuerzos producidos por la carga externa y que reflejen el comportamiento del nudo propiamente dicho, así como, los elementos adyacentes al mismo.

Después del análisis respectivo se determinó que los sensores deben localizarse en las fibras de acero expuestas, de manera general, conforme el siguiente detalle:

- Patines de viga en zona de sección reducida: Se alternan entre patín superior e inferior ya que existe reversibilidad de carga.
- Patines de viga en conexión a columna: Se instrumentan las zonas que transmiten directamente esfuerzos hacia el nudo.
- Cara de columna en conexión a viga: Se instrumenta la columna para determinar la transmisión de esfuerzos de la viga al nudo y del nudo hacia la columna.

En la Figura 33 se presenta un esquema de referencia para la ubicación de *strain gauges* dentro de las probetas a ensayarse:

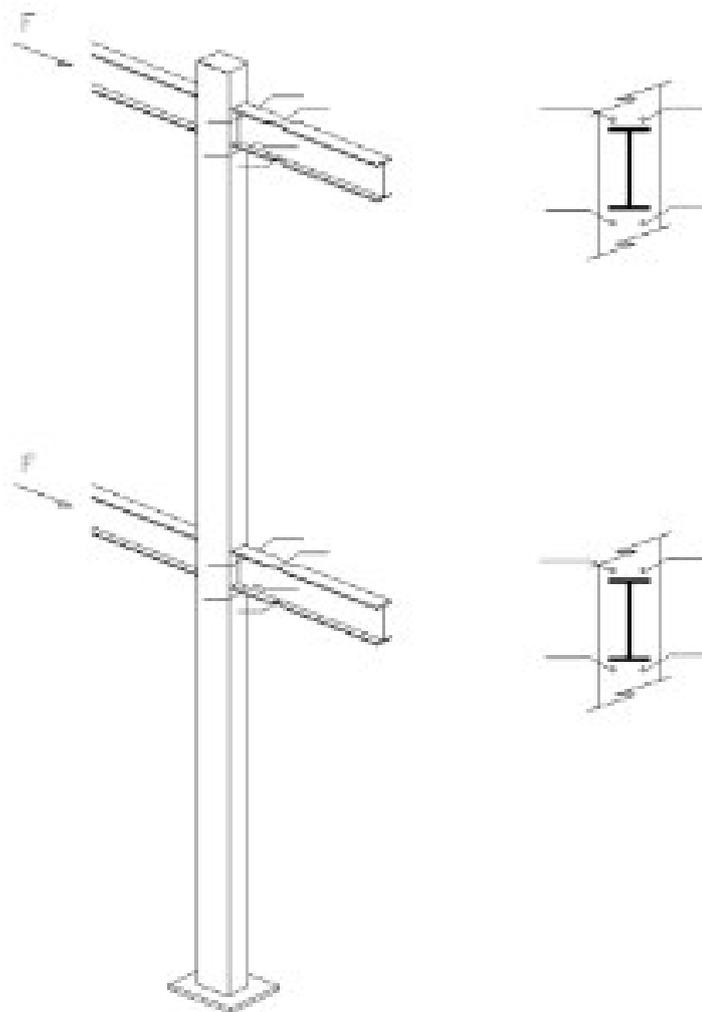


Figura 33. Ubicación de sensores de deformación. (Continúa).
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

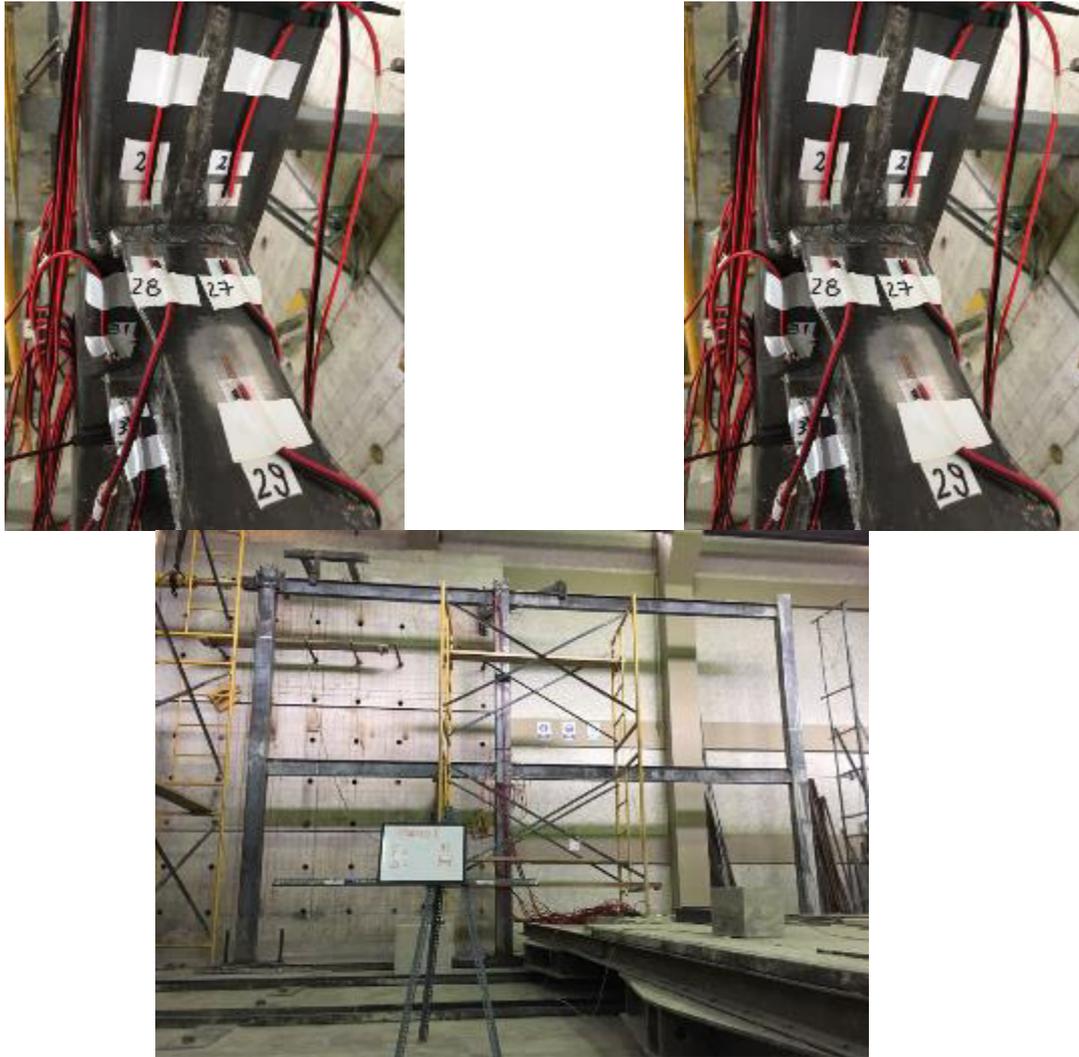


Figura 34. Ubicación de sensores de deformación.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.7 UBICACIÓN DE TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO

Al ser un pórtico de dos niveles se decidió utilizar tres (3) transductores de desplazamiento por probeta a ensayarse, con el propósito de determinar los desplazamientos laterales en cada uno de los ciclos de carga. Se colocaron transductores en nivel medio, superior y, para comprobar la fijación del pórtico, en la base de las probetas (placas base fijadas).



Figura 35. Ubicación de transductores de desplazamiento.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.8 PREDICCIÓN DE CARGA Y DEFORMACIÓN

Dadas las secciones, de columnas y vigas, geometría del pórtico y materiales a utilizarse, de acuerdo al análisis y diseño estructural descrito en capítulos anteriores, se realizó un segundo modelo matemático del pórtico a ensayarse utilizando el software de análisis estructural SEISMOSTRUCT 2016, el cual permite obtener la curva de capacidad de la estructura, simulando las características idealizadas para el modelo físico experimental, esto es, aplicar una carga lateral incremental ubicada en el nudo extremo superior, utilizando la teoría de un análisis PUSHOVER.

El Análisis *Pushover* consiste en la aplicación de cargas laterales variantes o incrementales en el desarrollo de la altura de la edificación, mediante la aplicación de estas acciones externas se observan los desplazamientos inducidos en la estructura con intervalos en el incremento de las fuerzas. Tiene la habilidad de modelar la formación y rotación plástica en la estructura, y por lo tanto puede ser de gran valor en la verificación del diseño.

El Análisis *Pushover* Tradicional contempla el aporte del primer modo de vibración, considerado predominante.

Un punto importante para tomar en cuenta para la aplicación de esta metodología es la obtención de la curva de capacidad o desempeño de la estructura. Esta gráfica se determina aplicando un empuje lateral a la edificación mediante una distribución de carga predefinida, la cual se incrementa paso a paso hasta alcanzar un valor máximo de desplazamiento en el nivel más alto o el colapso de la estructura.

Se utilizó está metodología con el objetivo de contar con una referencia de la carga máxima y el respectivo desplazamiento que se presentaría al realizar los ensayos experimentales del pórtico idealizado.

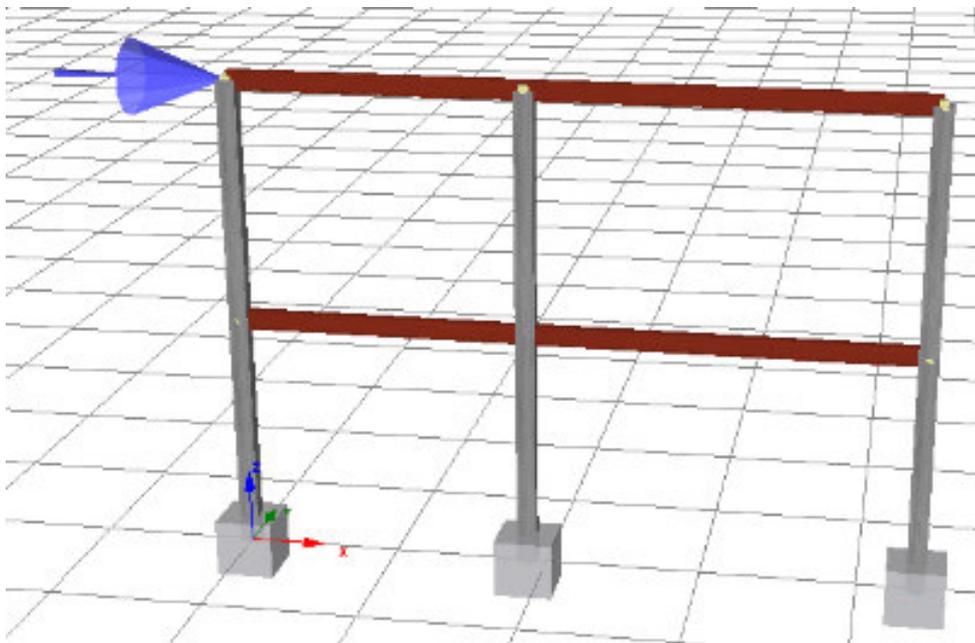


Figura 36. Modelo matemático – predicción carga y deformación.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

La fuerza se la aplica en el nudo superior izquierdo, y el punto de revisión o de control es el nudo superior derecho. Todo esto con la finalidad de determinar la carga máxima predictiva y su correspondiente deformación lateral.

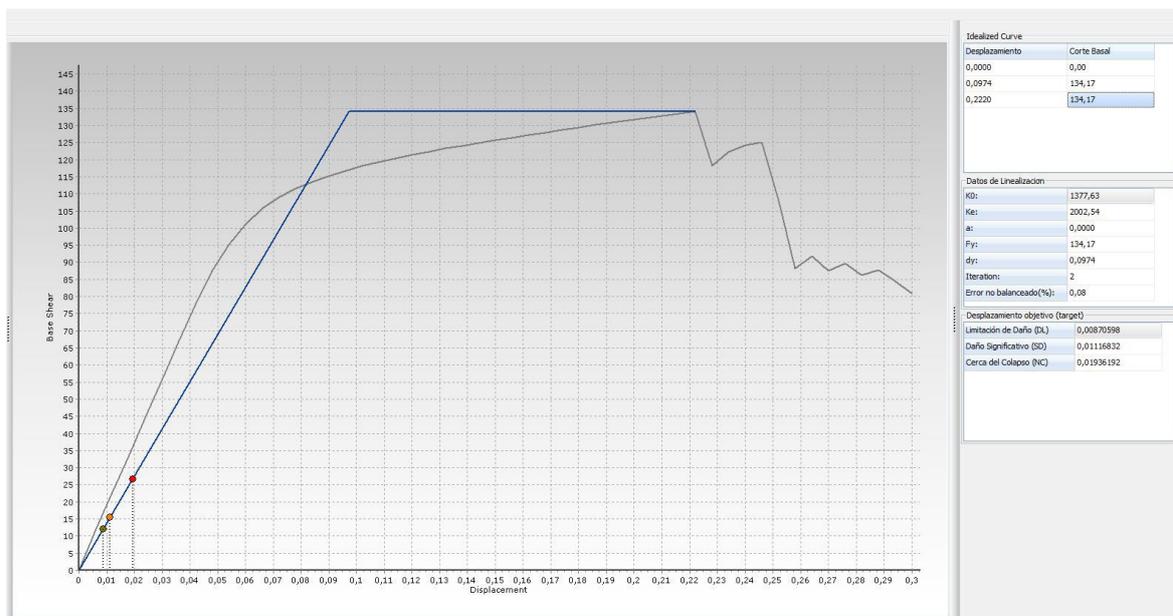


Figura 37. Curva carga – desplazamiento predictivo.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

En base a la modelación matemática realizada en el paquete computacional SEISMOSTRUCT 2016, se determinó que la probeta a ensayarse tenga una capacidad máxima de **13.42 Toneladas** fuerza y un desplazamiento de **22.20 cm**, lo que garantiza la viabilidad en la ejecución de los ensayos experimentales a escala natural, ya que, la celda de carga permite un recorrido máximo de 22 cm y una carga lateral máxima de 20 Toneladas fuerza.

4.9 ENSAYO DE PROBETA 1

4.9.1 DESCRIPCIÓN

En esta probeta se obvió la utilización de elementos de rigidización de los nudos, ya que esta es una práctica convencional en el ámbito nacional e informal de la construcción. Se verificarán los resultados del mismo para cotejar el comportamiento de este tipo de conexión con los resultados obtenidos en los ensayos de las probetas con nudos reforzados.

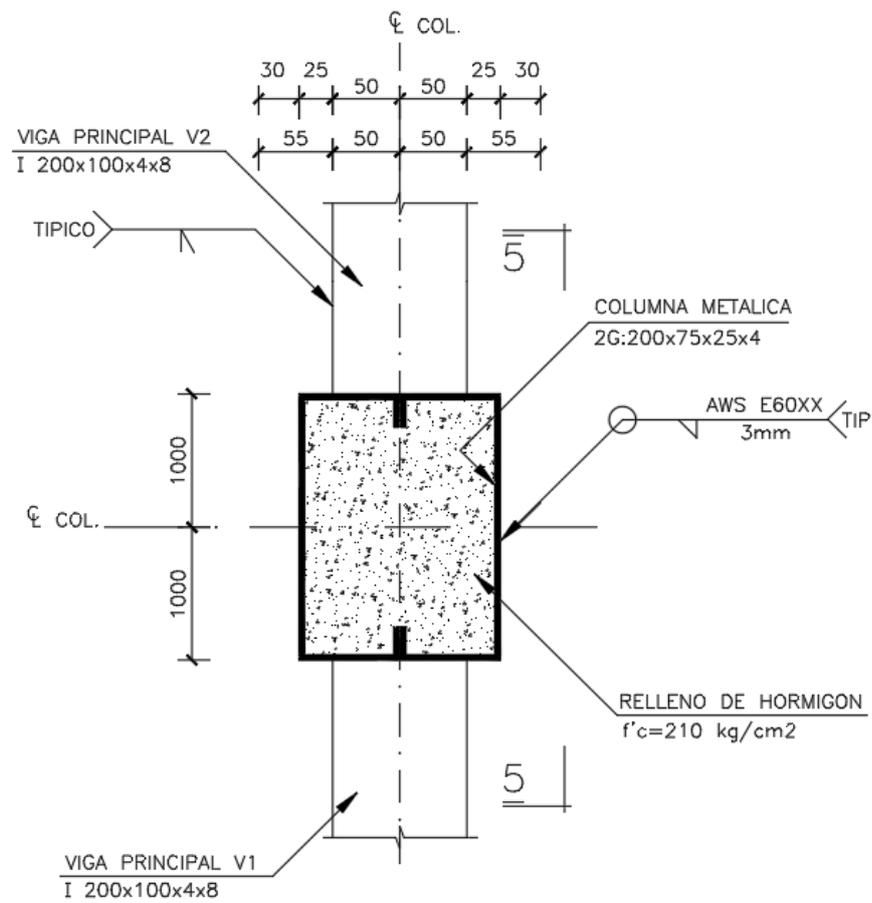


Figura 38. Configuración de unión viga columna - Probeta 1.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares



Figura 39. Marco no reforzado
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares



Figura 40. Elementos deformados (+)
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

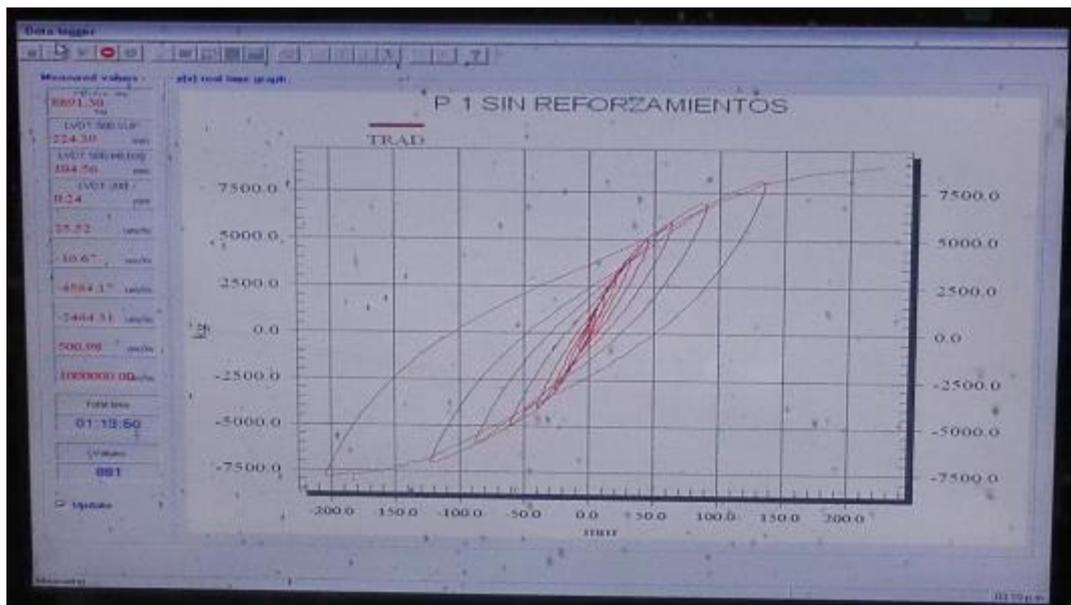


Figura 41. Curva histerética experimental (+) – Probeta 1.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares



Figura 42. Elementos deformados (-).
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

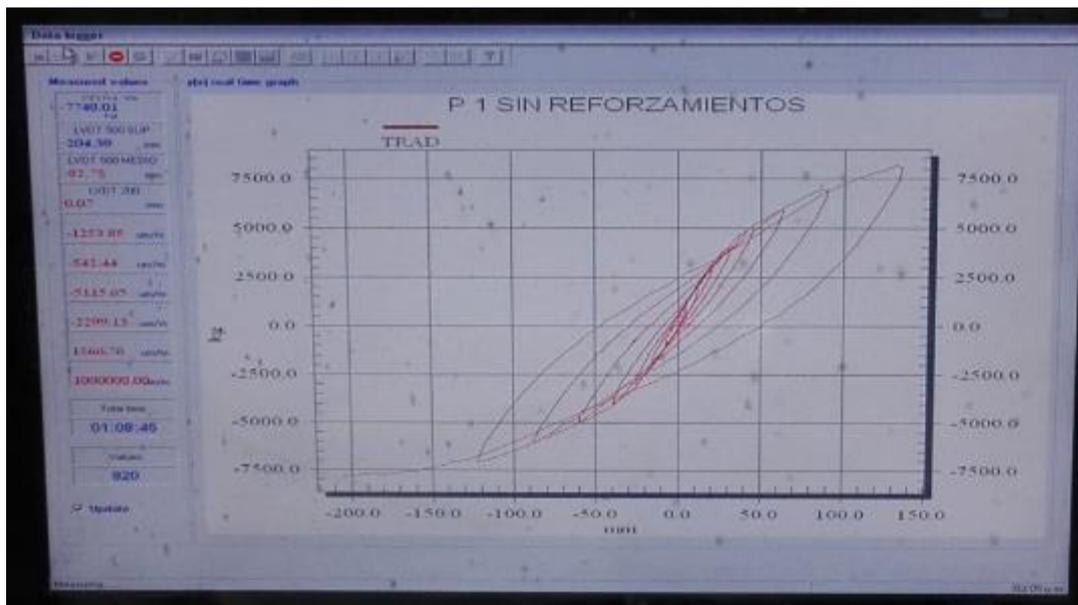


Figura 43. Curva histerética experimental (-) – Probeta 1.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

En la Figura 44 se puede observar el ciclo de carga incremental usado en el ensayo de la probeta 1, el cual fue aplicado progresivamente de forma reversible.

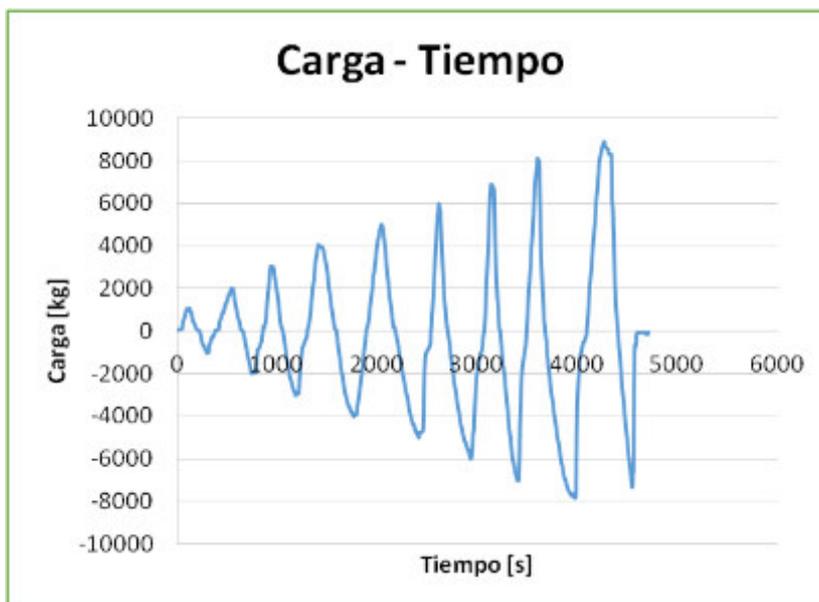


Figura 44. Ciclo de carga – Probeta 1.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Tabla 8

Carga – deformación máxima y mínima – Probeta 1.

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

Descripción		Carga (kg)	Def (mm)
Noveno Ciclo (Experimental)	Max	8917,84277	233,565191
	Min	-7356,3828	-189,69732
Noveno Ciclo (Teórico)	Max	-6958,2834	-147,75362
	Min	8904,52397	210,81924

En base a los resultados obtenidos en la experimentación de la probeta 1, se puede observar que existe una reducción en la carga máxima predictiva en aproximadamente 33,94%, se entiende esto, debido a que en la probeta 1 no contempla ningún tipo de rigidización o refuerzo en las conexiones entre las vigas y columnas, tipología de construcción usada comúnmente dentro del país.

En la Figura 45 se observa la representación del incremento de la deformación en función de la carga, tanto en el nivel superior como el nivel medio de la probeta, instrumentadas mediante LVDT, denominado lazo histerético.

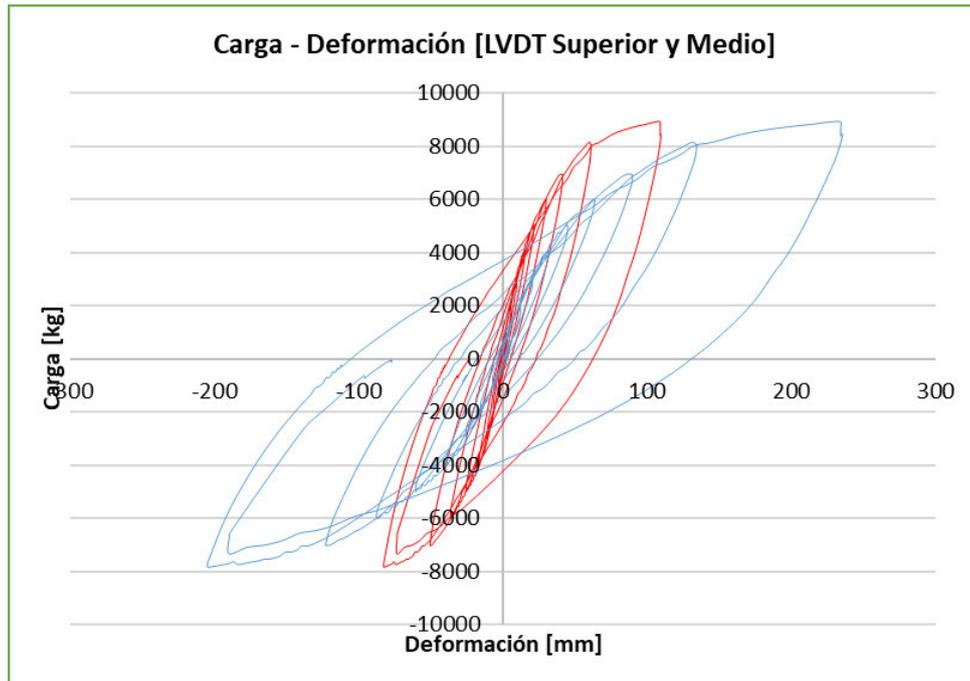


Figura 45. Carga deformación – Probeta 1.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Utilizando la figura de histéresis y tomando en cuenta los ciclos de carga, con sus valores máximos y mínimos correspondientes, se puede determinar la rigidez de la estructura que es, numéricamente, el valor de la pendiente de la línea que une a dos puntos de la gráfica: P1 (Carga Mínima; Deformación mínima) y P2 (Carga Máxima; Deformación máxima).

En la Figura 46 se puede observar la reducción de la pendiente de las rectas o, físicamente analizando, pérdida de rigidez del pórtico cuando excede el rango elástico.

Existen dos rectas que no confluyen al punto de intersección de las demás; esto indica que existe un movimiento en el transductor de desplazamientos (LVDT), sin embargo, continúa el ciclo de cargas ya que la carga final es mayor al de los ciclos anteriores.

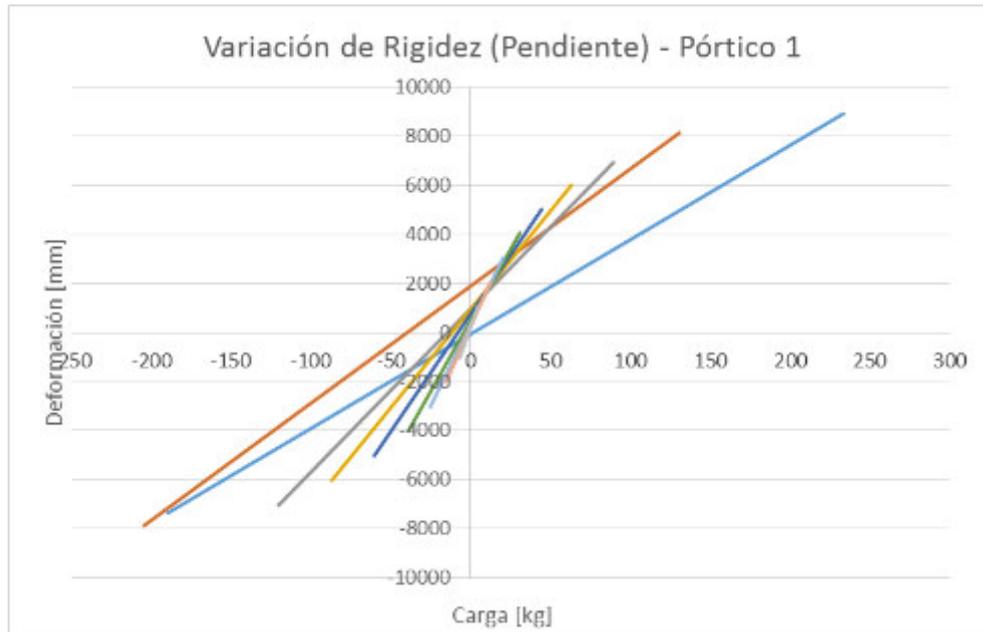


Figura 46. Variación de rigidez – Probeta 1.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.9.2 SECCIONES Y UBICACIÓN DE LA FALLA

Como se puede observar en la Figura 47, la falla que se presenta al ensayar la probeta 1 se debe a la concentración de esfuerzos que se da al soldar directamente el ala de la viga tipo I solo a la placa de la columna mixta, lo que provoca que el material base se rompa, con una carga menor a la obtenida matemáticamente.

La necesidad de rigidización del nudo es imperante para asegurar que el análisis estructural se vea reflejado en la capacidad real de la estructura construida.



Figura 47. Falla de la conexión.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.9.3 ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS DE LA CONEXIÓN

Para asemejar el comportamiento del ensayo experimental de cada pórtico se utilizó el software SOLIDWORK, con el cual se realizó el análisis de elementos finitos para la simulación de efectos de cargas sobre el modelo específico. Este software se utiliza comúnmente para determinar la respuesta estructural (esfuerzos y deformaciones) de un conjunto de elementos con características físico mecánicas definidas que se encuentran bajo determinadas acciones externas.

Mediante un mallado se dividió cada miembro de la estructura en elementos más pequeños llamados nodos y luego de un pos-procesamiento se realiza un mapa de esfuerzos en una escala cualitativa y cuantitativa.

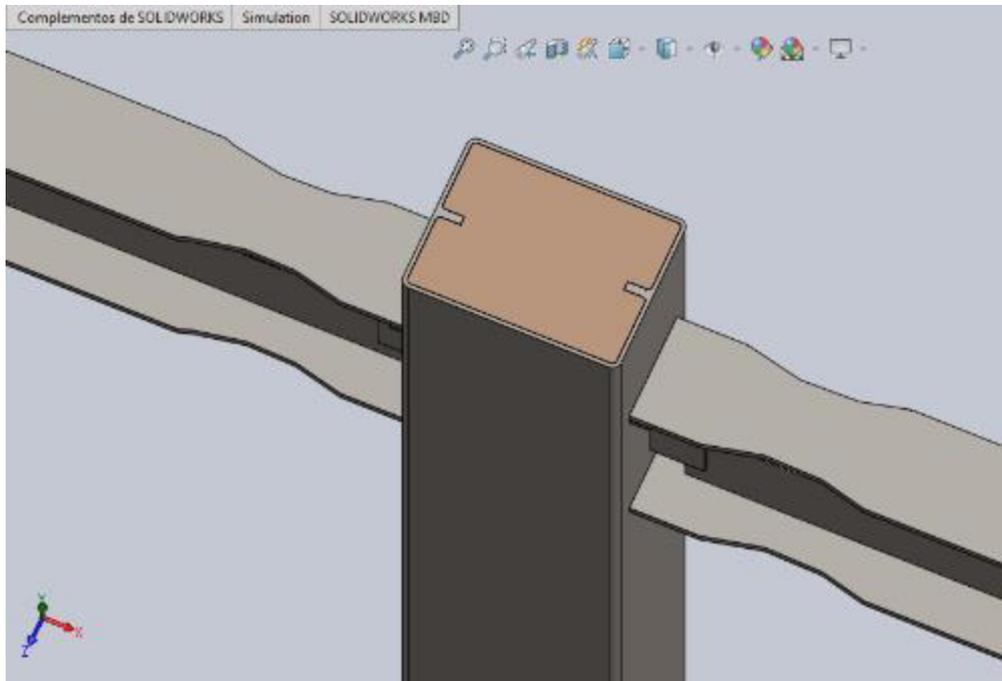


Figura 48. Esfuerzos ante la aplicación de carga lateral
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Para el presente estudio, se modeló matemáticamente la probeta ensayada, con sus materiales, secciones y geometrías definidas, y finalmente se aplicó la acción máxima obtenida en el ensayo experimental, para determinar su respuesta estructural, principalmente el esfuerzo que se presenta en la conexión viga-columna.

La conexión analizada para el pórtico sin reforzamiento es la mostrada en la Figura 498, y consiste en la soldadura directa de los patines de las vigas y elementos de refuerzo de alma de vigas en la pared de la columna mixta. Esta conexión es utilizada en nuestro medio para construcciones de viviendas unifamiliares de área reducida y máximo dos niveles, por lo que se planteó ensayar un pórtico construido con estas características para tener un parámetro base.

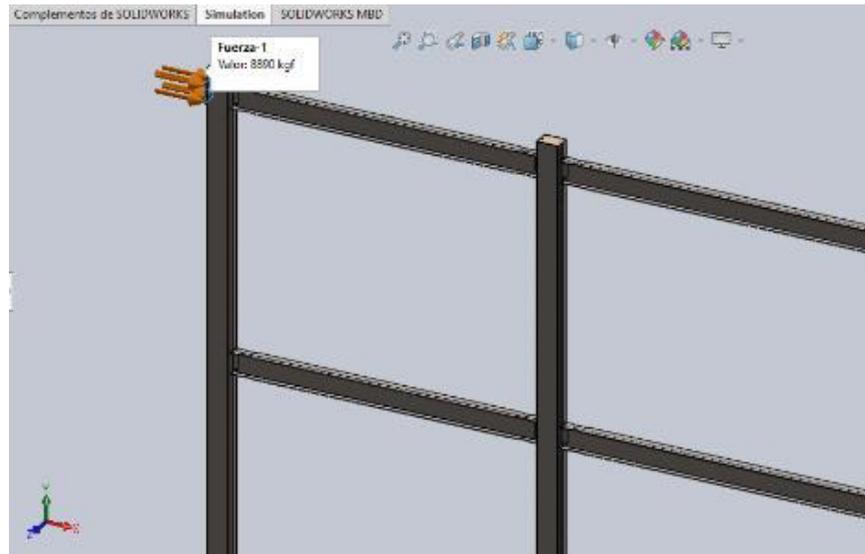


Figura 49. Esfuerzos ante la aplicación de carga lateral
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

La respuesta estructural se muestra mediante las tensiones o esfuerzos Von Mises, que son valores medios de los esfuerzos obtenidos en cada una de las direcciones principales de cada elemento finito producto del respectivo mallado.

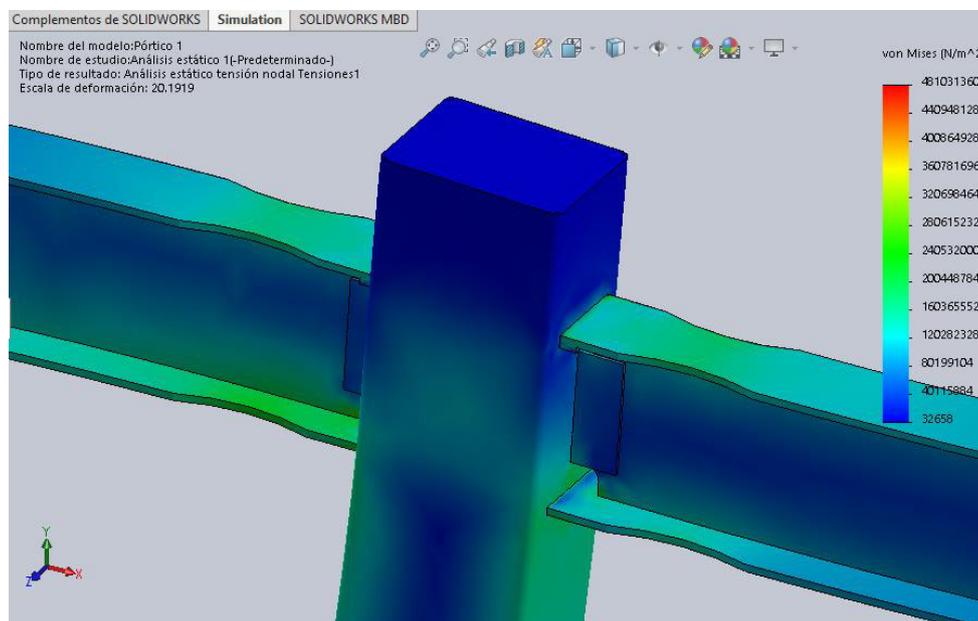


Figura 50. Tensiones de von mises – nudo superior.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

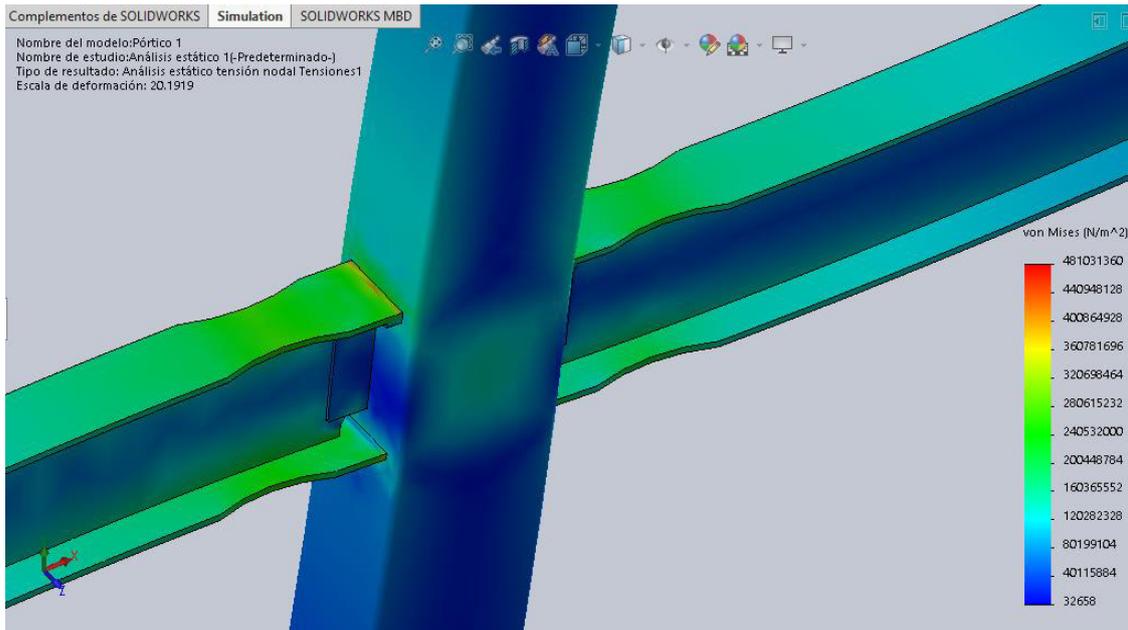


Figura 51. Tensiones de von mises – nudo central.
 Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

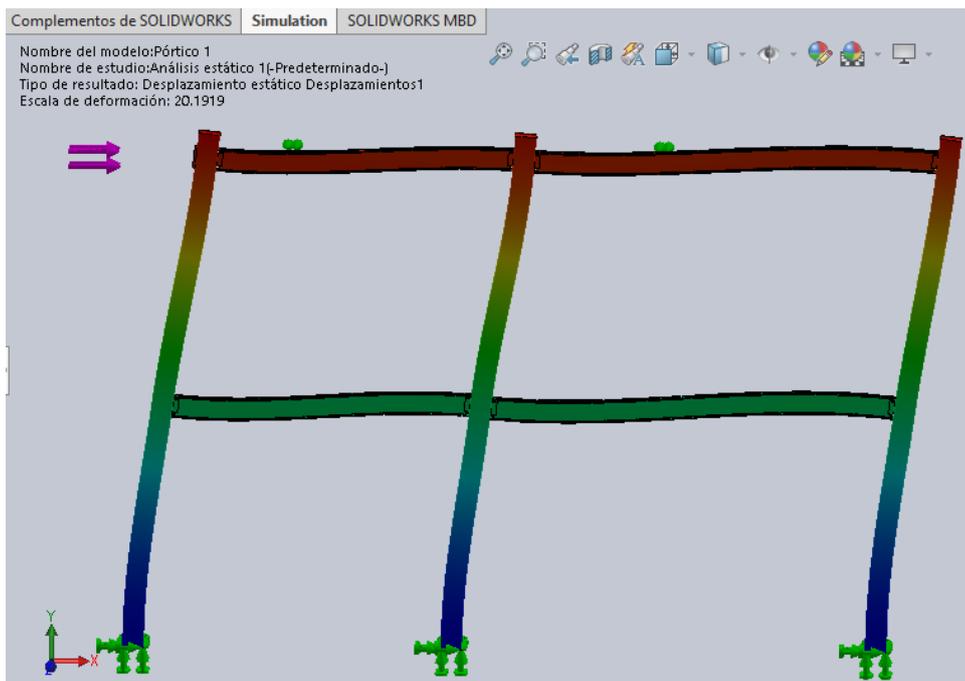


Figura 52. Desplazamientos del Pórtico 1
 Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

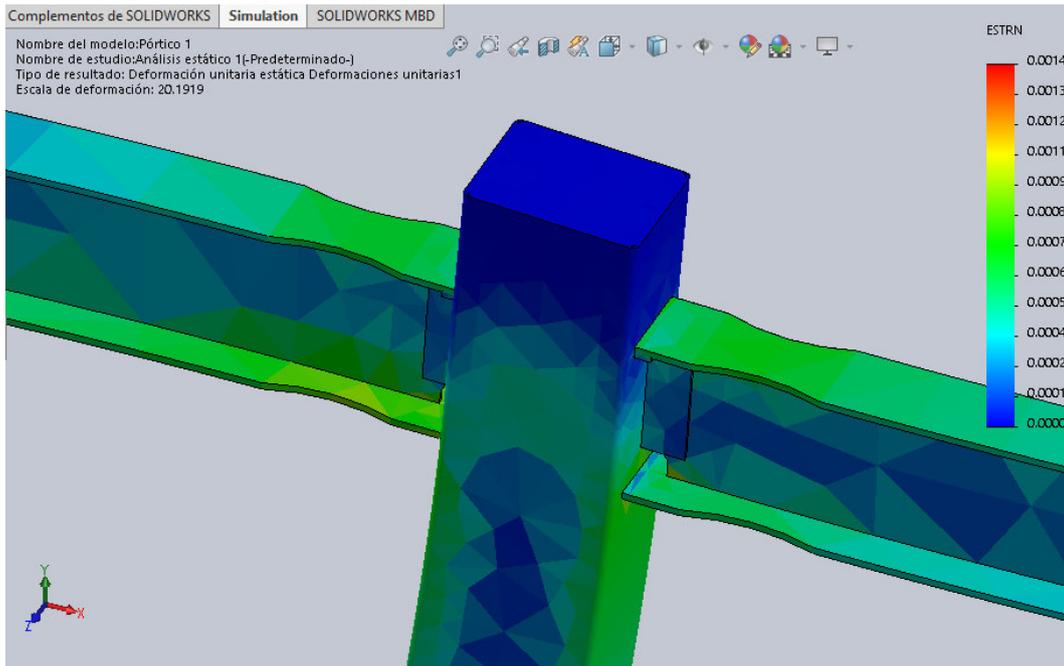


Figura 53. Deformaciones unitarias – nudo superior.
 Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

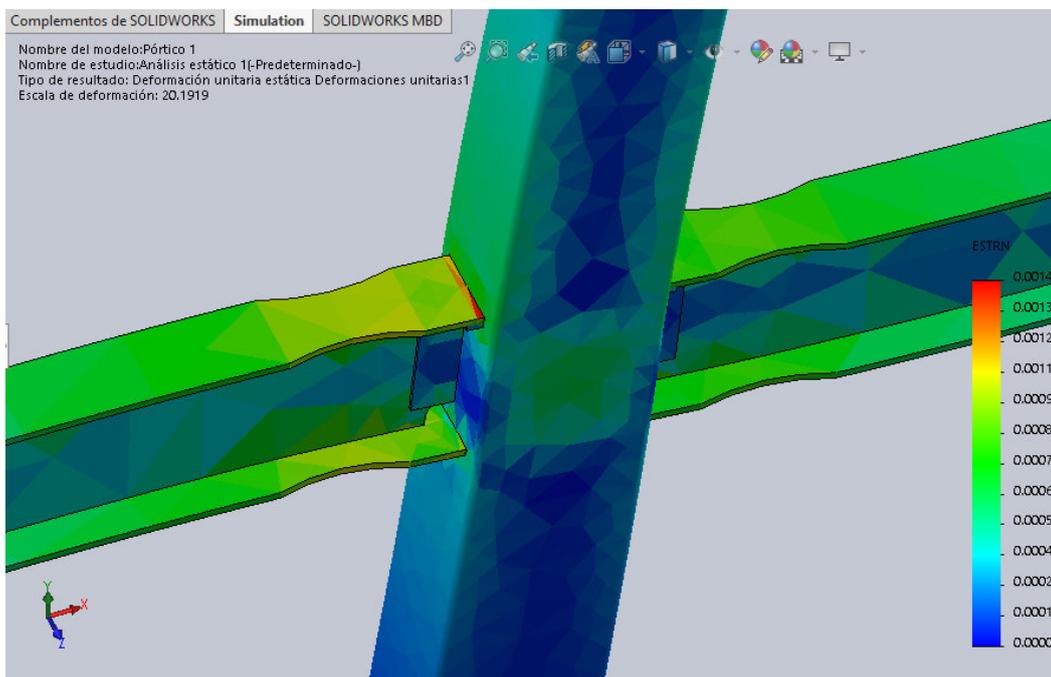


Figura 54. Deformaciones unitarias – nudo central.
 Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Se puede observar en las figuras anteriores que existe una concentración de esfuerzos y deformaciones en la unión viga - columna, específicamente en la zona de soldadura de la conexión. Todo esto debido a que al conectar directamente el patín (espesor 8mm) mediante una conexión soldada, a un elemento mixto formado por perfiles de lámina delgada (espesor 4mm), sin reforzamiento del nudo o elemento que permita transmitir los esfuerzos de manera proporcional y uniforme, no permite una conexión de transmisión de esfuerzos sino una zona de concentración de esfuerzos por reducción de espesores (patín 8mm + soldadura > placa 4mm)

Es importante indicar que en esta probeta se utilizaron treinta y cuatro (34) sensores de deformación unitaria y dos (2) LVDT para su instrumentación, conforme la Figura 55.

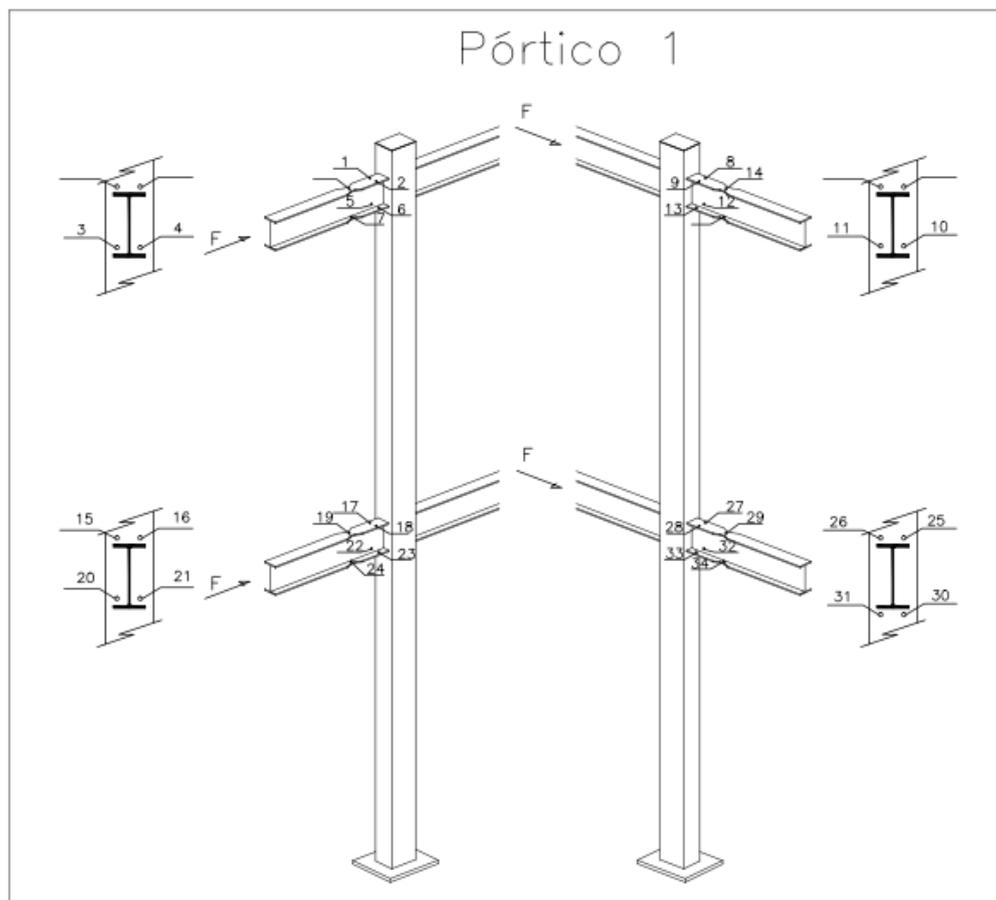


Figura 55. Ubicación de strain gauges en Pórtico 1.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

En la Figura 56 se muestran algunos el procesamiento de los resultados obtenidos en los *strain gauges*, para observar el comportamiento de las zonas periféricas a las conexiones.

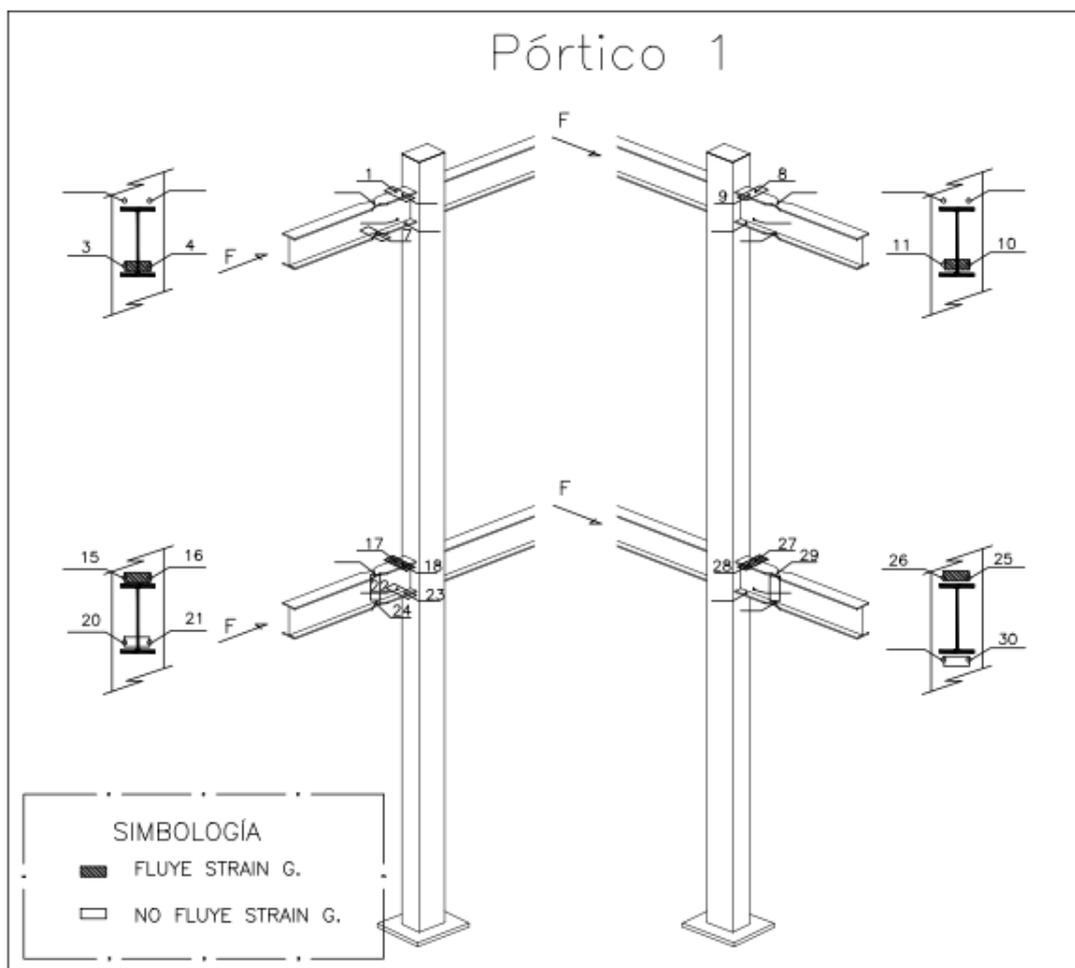


Figura 56. Resultados de strain gauges en Pórtico 1.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Se puede observar en la figura anterior que, en algunas zonas, los esfuerzos exceden los esfuerzos de fluencia del material, principalmente en las zonas de columnas, lo que corrobora lo observado en las imágenes de las fallas en la probeta experimental.

A continuación, se presenta en las siguientes gráficas ejemplos de comportamiento de *strain gauges* en algunas zonas instrumentadas, tanto en rango elástico como inelástico.

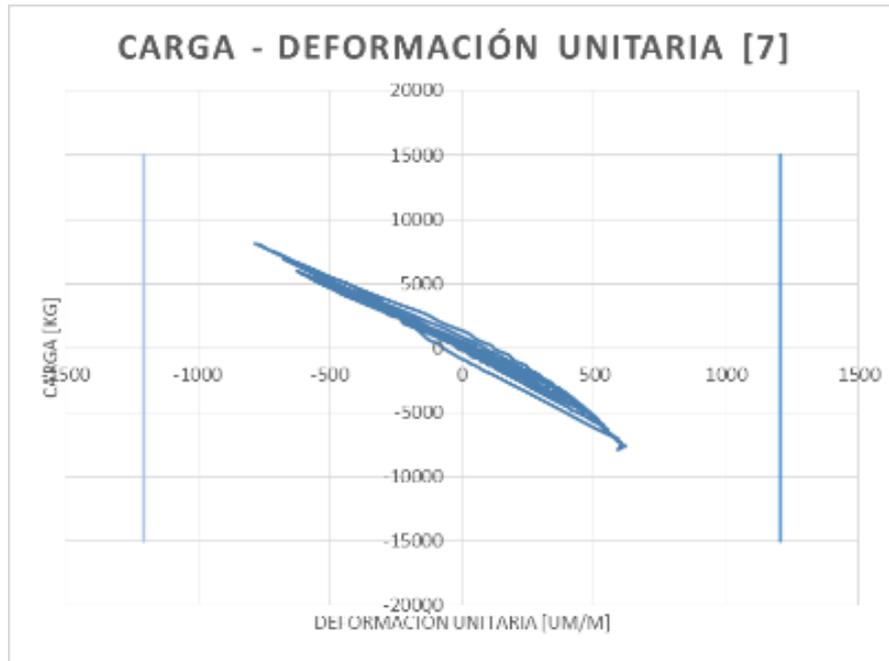


Figura 57. Deformación strain gauges 7 - Pórtico 1.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

En la Figura 57 se muestra el comportamiento de la zona instrumentada que no fluye, ya que se encuentra dentro de los límites de deformación correspondiente al esfuerzo de fluencia, utilizando la Ley de Hooke, que asume una variación lineal entre esfuerzos y deformaciones.

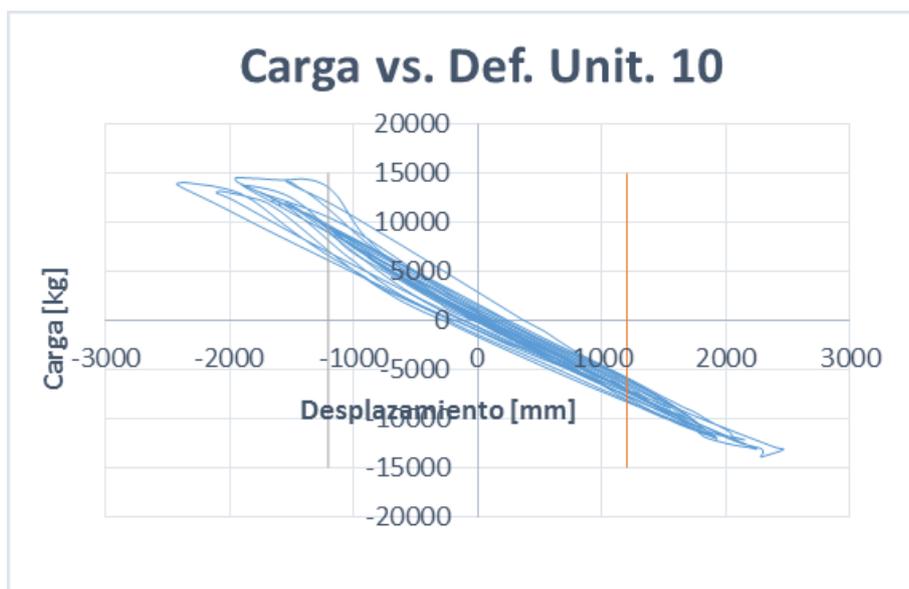


Figura 58. Deformación strain gauges 10 - Pórtico 1.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

En la Figura 58 se muestra el comportamiento de una zona de la unión viga columna donde el *strain gauge* ha sobrepasado el rango elástico. Todas las zonas que fluyen en la primera probeta que se ensayó se mostraron en la Figura 56.

4.10 ENSAYO DE PROBETA 2

4.10.1 DESCRIPCIÓN

Pórtico reforzado con diafragmas transversales - placa de continuidad tipo rombo: En este pórtico el nudo se rigidiza mediante la presencia de placas soldadas al contorno de la columna tubular, partiendo desde los labios atiesados de los perfiles tipo G. Se asumió esa geometría, ya que permite una conexión completa a la columna tubular y también constructivamente, es viable técnicamente el colado del hormigón estructural por la abertura central, finalmente también se optó por tener un ancho de placa de mínimo 1 pulgada (2.54cm) en cada lado para que se transfieran los esfuerzos uniformemente a toda la rigidización del nudo.

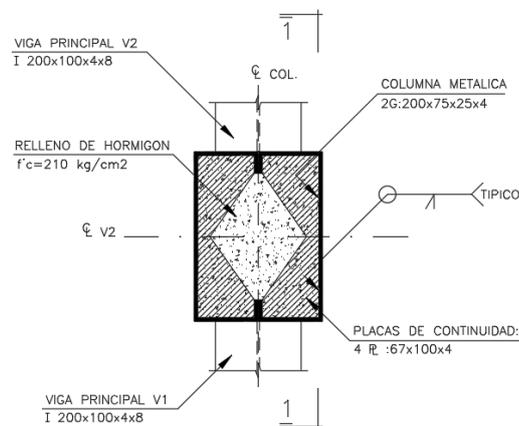


Figura 59. Conexión reforzada
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares



Figura 60. Elementos deformados (+)
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares



Figura 61. Curva histerética experimental (+) – Probeta 2
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares



Figura 62. Elementos deformados (-)
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares



Figura 63. Curva histerética experimental (-) – Probeta 2
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

En la Figura 64 se puede observar los ciclos de carga aplicados a la probeta 2, los cuales fueron aplicados progresivamente de forma reversible.

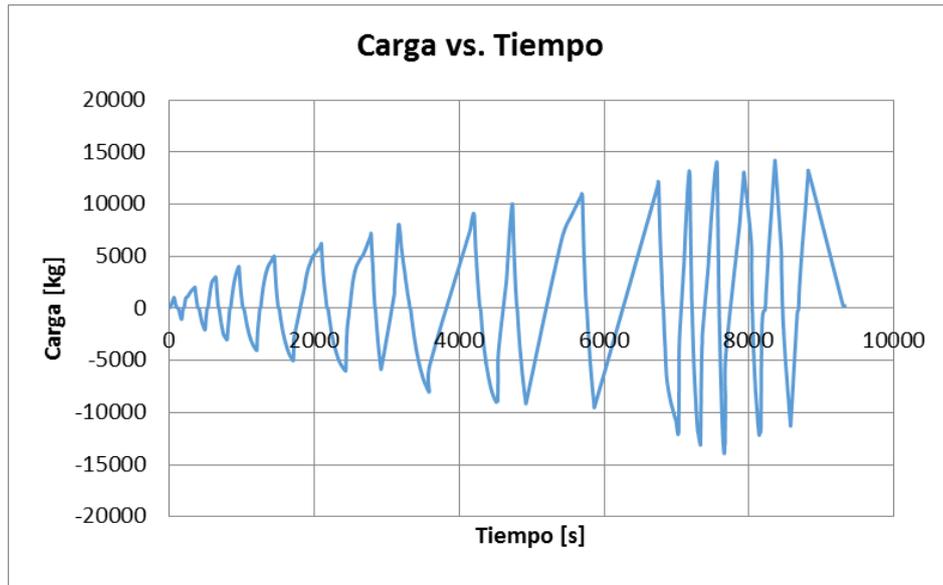


Figura 64. Ciclos de carga – Probeta 2
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Tabla 9

Carga – deformación máxima y mínima – Probeta 2.

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

Descripción		Carga (kg)	LVDT SUP (mm)
CICLO 17	MAX (Exp)	-11920,4756	-211,013603
	MIN (Exp)	14560,5752	198,364181
CICLO 15	Min (Teor)	-13290,2979	-206,67942
	Max (Teor)	13895,3363	204,19037

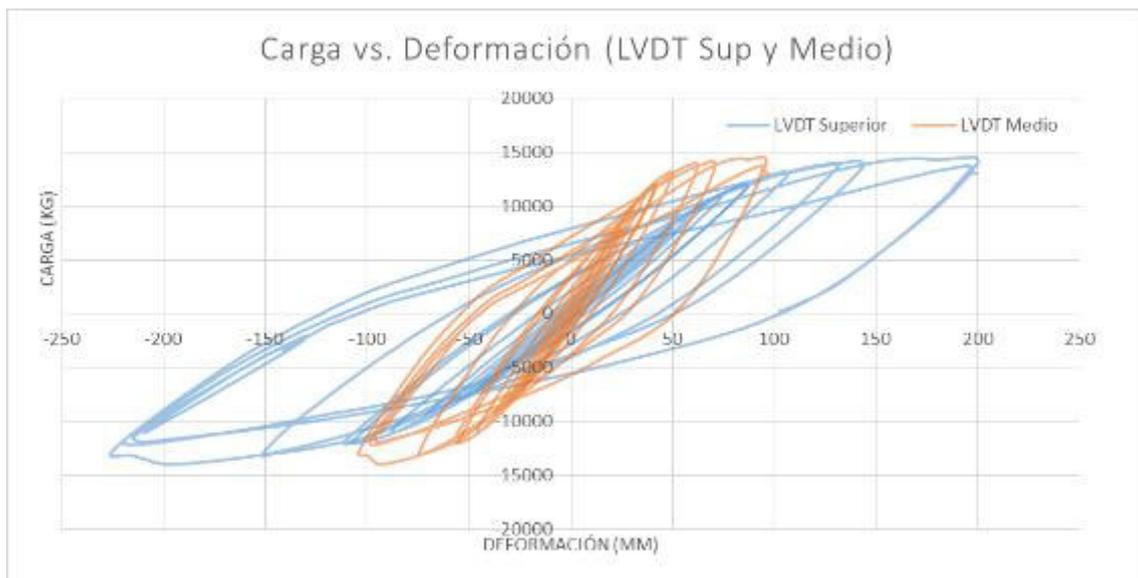


Figura 65. Carga deformación – Probeta 2
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Observando el lazo histerético (gráfica 4.7) y los valores máximos y mínimos experimentales, se puede determinar que existe un incremento en la carga máxima predictiva aproximadamente en un 4,8%, con una deformación menor a la esperada en un 2,9%.

Se debe a que el pórtico analizado contiene rigidización en los nudos, que permiten distribuir de mejor manera los esfuerzos y transferirlos correctamente a la columna mixta.

Al analizar las cargas máximas presentadas se puede determinar que, al rigidizar el nudo con diafragmas transversales tipo rombo, existe un incremento en la capacidad de carga del 63,27% en relación con el pórtico experimental 1, lo que representa una mejora en el comportamiento de la estructura, y esto como resultado de incrementar 1.33% (8.6kg / 646kg) en el peso del acero estructural.

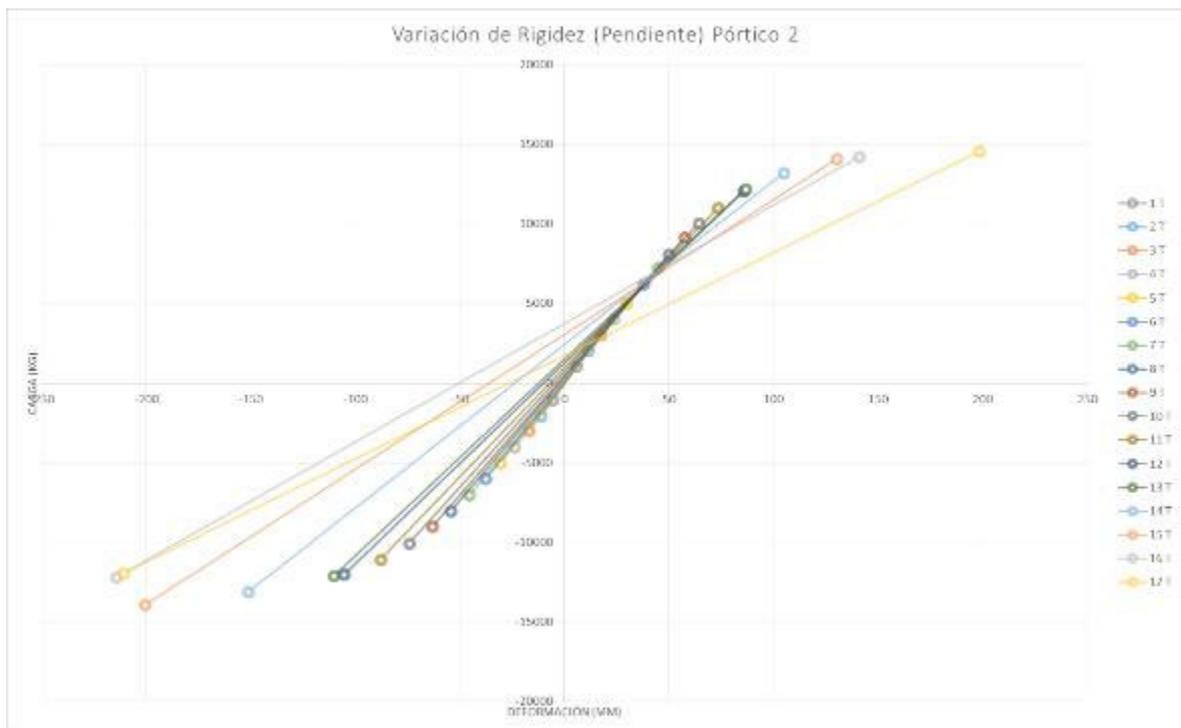


Figura 66. Variación de rigidez – Probeta 2
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Se puede observar en la Figura 66 que existe un incremento en los valores límites del pórtico del rango elástico y rango inelástico. El comportamiento del pórtico muestra que no existe gran pérdida en la pendiente de la recta, dentro del rango elástico y entrando al rango inelástico. A partir del ciclo 13 se observa una pérdida de rigidez pronunciada, es decir, cerca del colapso de la estructura.

4.10.2 SECCIONES Y UBICACIÓN DE LA FALLA



Figura 67. Comportamiento de la conexión exterior (punto de carga)
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

La falla que presenta el pórtico, arranca con la formación de rótulas plásticas en la zona reducida de las vigas, como se muestra en la Figura 69, además de la deformación de elementos verticales por desplazamientos laterales. Dicha falla corresponde correctamente al tipo de falla esperada en este tipo de pórticos.

Adicionalmente se observa una deformación causada por pandeo local del elemento viga superior, la cual no logró ser arriostrada correctamente por las dimensiones de los muros de reacción.

Es importante recalcar que el pórtico con nudos reforzados con placas tipo rombo, presenta deformaciones y rotaciones correspondientes con el funcionamiento del pórtico ideal con nudos rígidos.



Figura 68. Pandeo local en viga superior
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares



Figura 69. Inicio de la formación de la rótula plástica
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.10.3 ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS DE LA CONEXIÓN

Para asemejar el comportamiento del ensayo experimental del pórtico se utilizó el software SOLIDWORK, con el cual se realizó el análisis de elementos finitos para la simulación de efectos de cargas sobre el modelo específico.

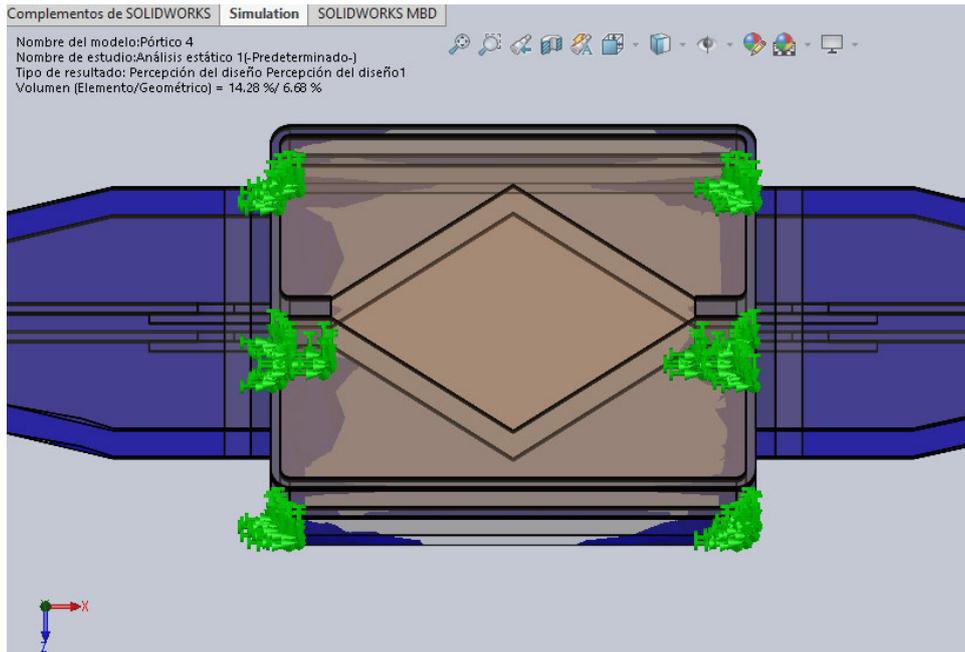


Figura 70. Esfuerzos ante la aplicación de carga lateral.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

La conexión mostrada en la Figura 70 indica el reforzamiento idealizado mediante diafragmas transversales tipo rombo, como se describió en el dimensionamiento del mismo. Esta placa se incluyó dentro del modelo matemático con la finalidad de verificar su comportamiento aplicando la acción máxima del ensayo experimental de la probeta 2.

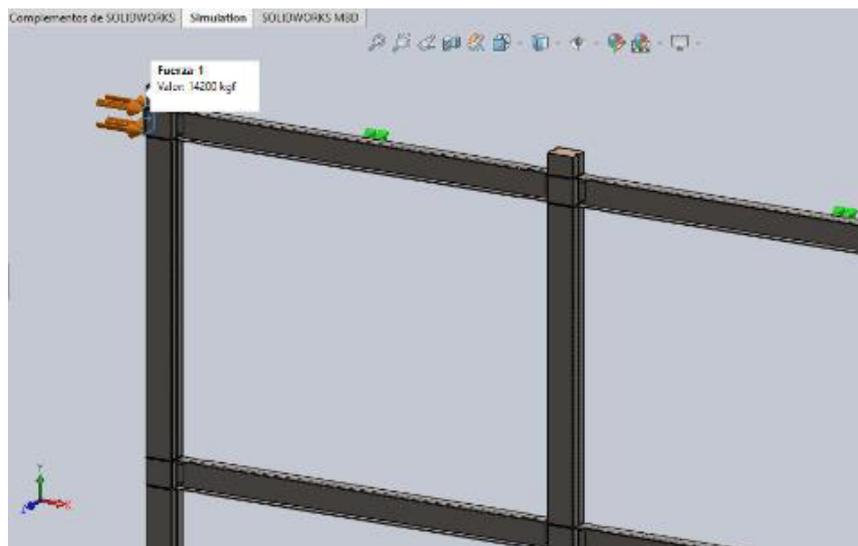


Figura 71. Esfuerzos ante la aplicación de carga lateral.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

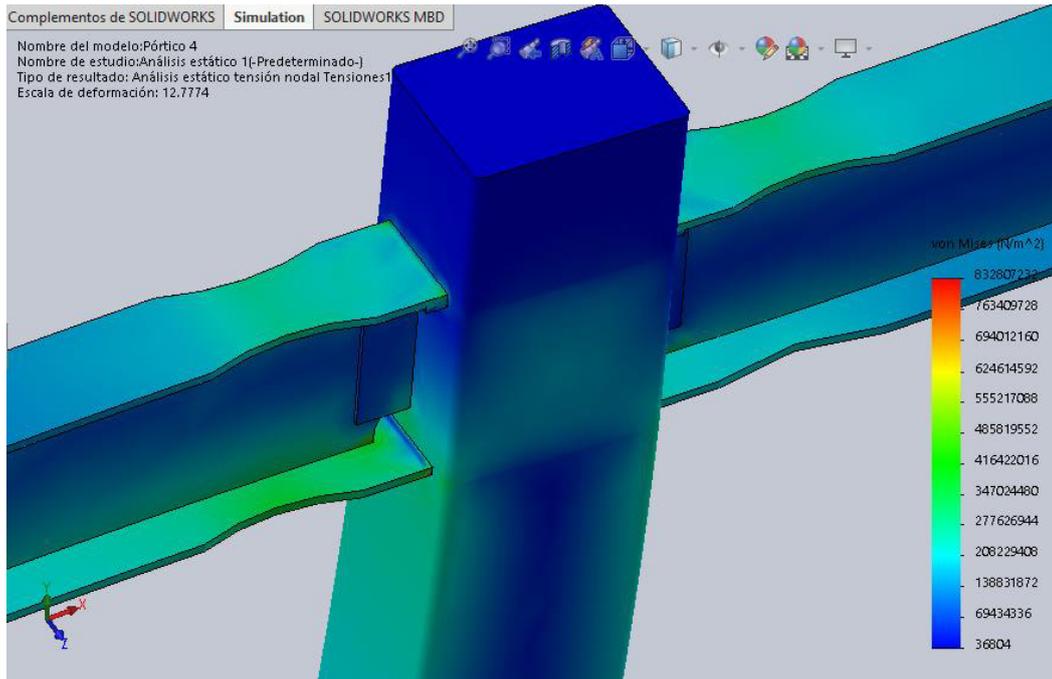


Figura 72. Tensiones de Von Mises-Nudo superior
 Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

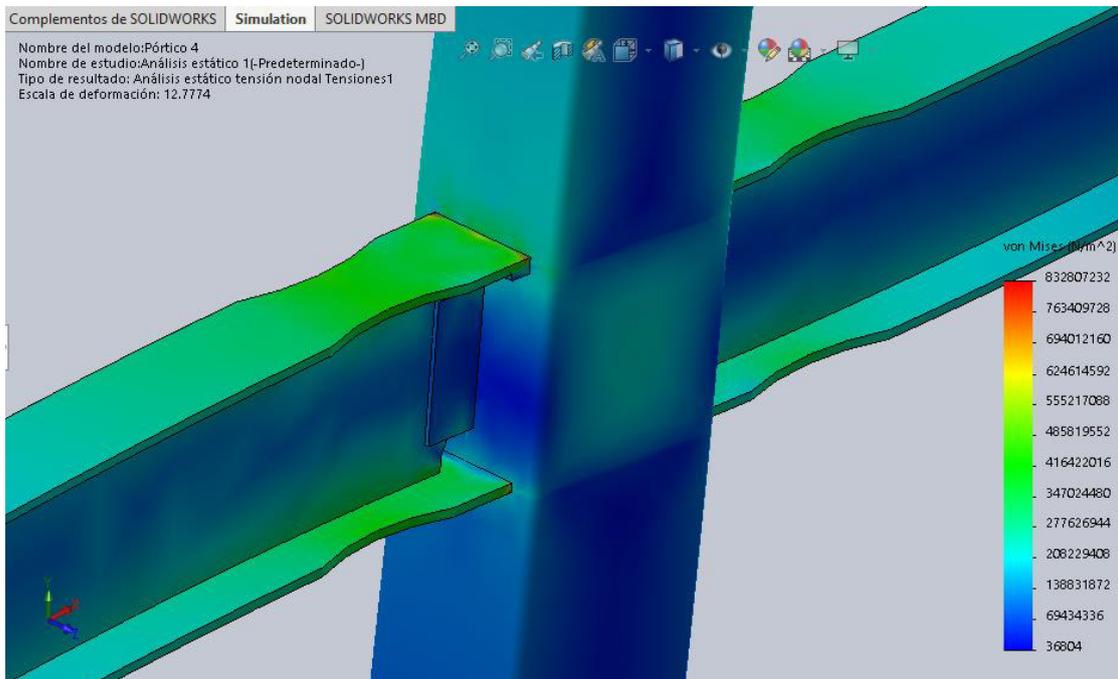


Figura 73. Tensiones de Von Mises-Nudo central
 Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

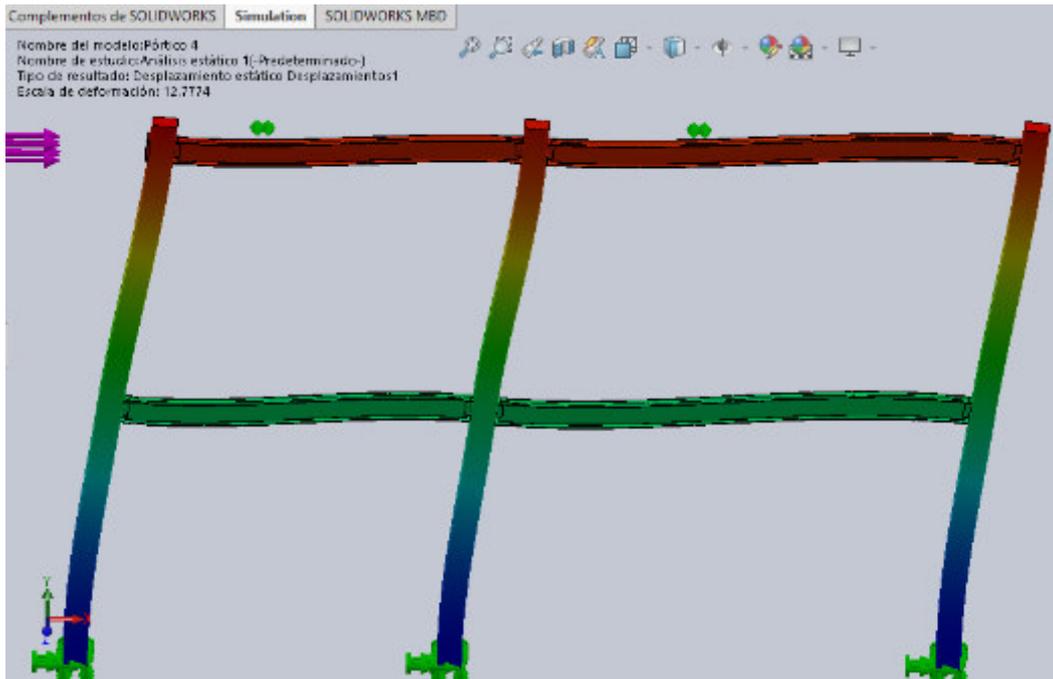


Figura 74. Desplazamientos del Pórtico 2
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

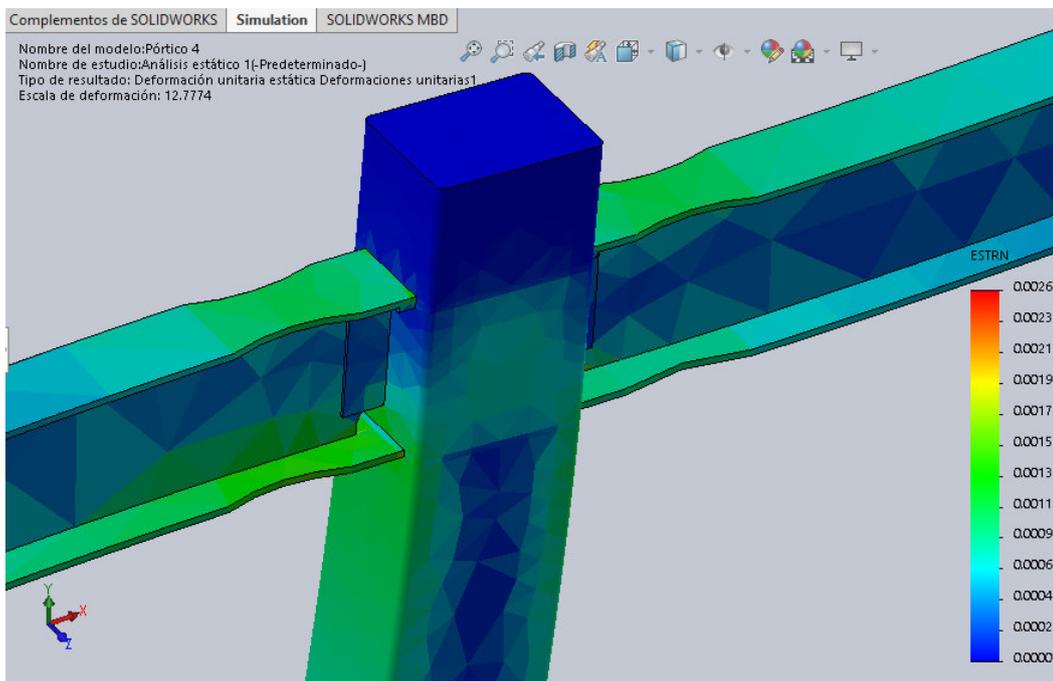


Figura 75. Deformaciones unitarias-Nudo superior
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Para la comparación con los resultados experimentales es importante indicar que en este pórtico se ubicaron veinte y seis (26) *strain gauges* y dos (2) LVDT para su instrumentación, ubicados de acuerdo con la Figura 776.

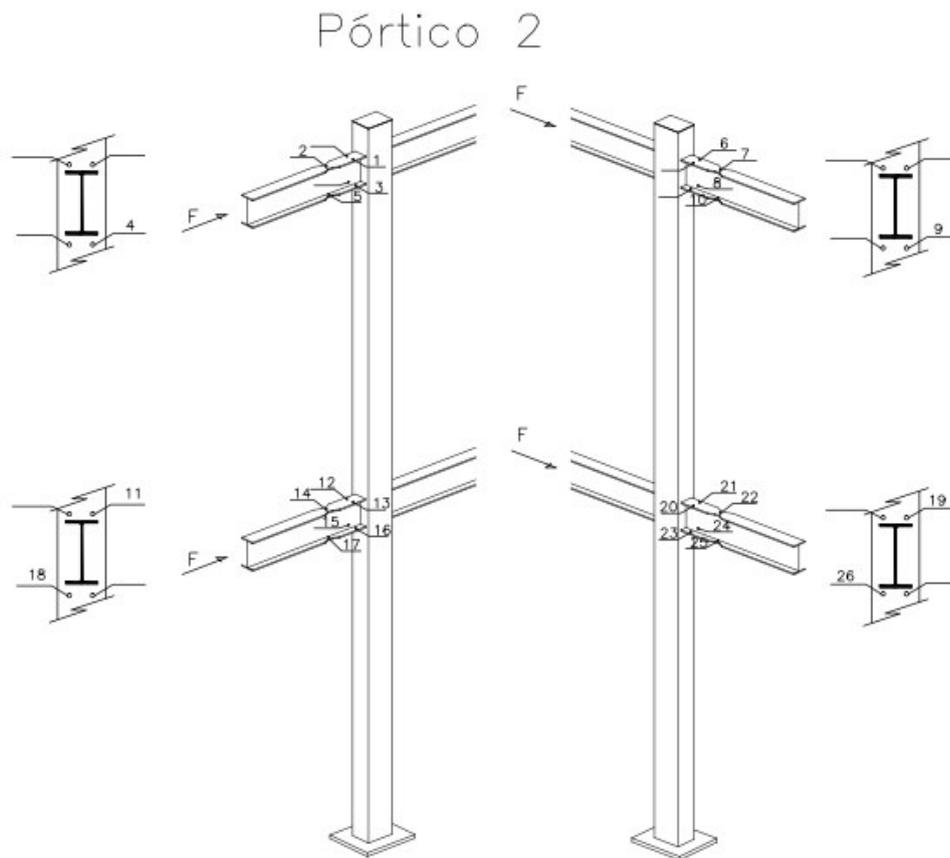


Figura 76. Ubicación de strain gauges en Pórtico 2
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

A continuación, se muestran el procesamiento de los resultados obtenidos en los strain gauges, que sirven de ayuda para observar el comportamiento de las zonas periféricas a las conexiones de vigas y columnas.

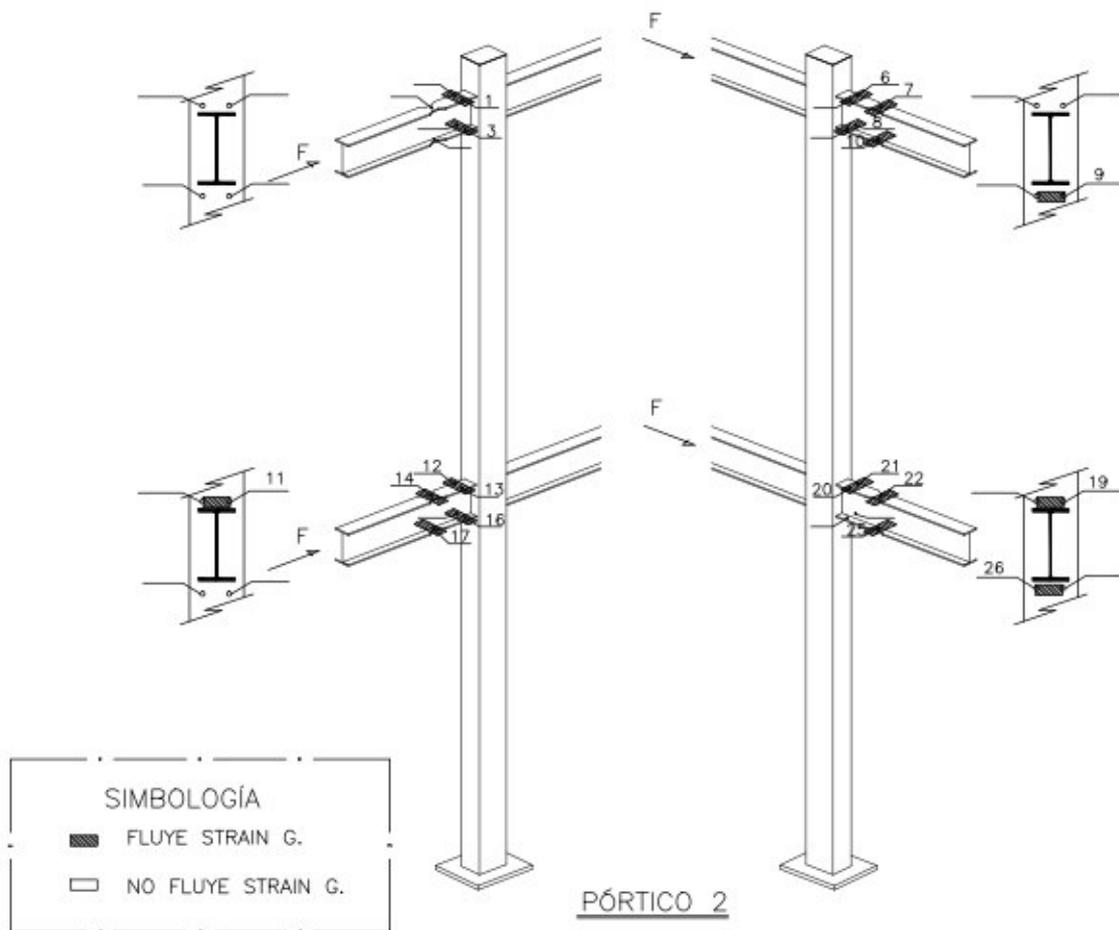


Figura 77. Resultados de strain gauges en Pórtico 2
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Se puede observar en la Figura 797 que, en algunas zonas, los esfuerzos exceden los esfuerzos de fluencia del material, principalmente en la mayoría de las zonas de viga y columnas, lo que implica que el pórtico se comportó de la manera esperada, y corrobora los resultados obtenidos dentro del modelo matemático.

En la Figura 78 se muestra el comportamiento de una zona donde el *strain gauge* ha sobrepasado el rango elástico. El lazo histerético indica que, al aplicar la carga máximo, en estas zonas, los elementos sobrepasan en gran porcentaje al límite de fluencia, sin embargo, su funcionamiento estructural es coherente con el comportamiento del material utilizado.

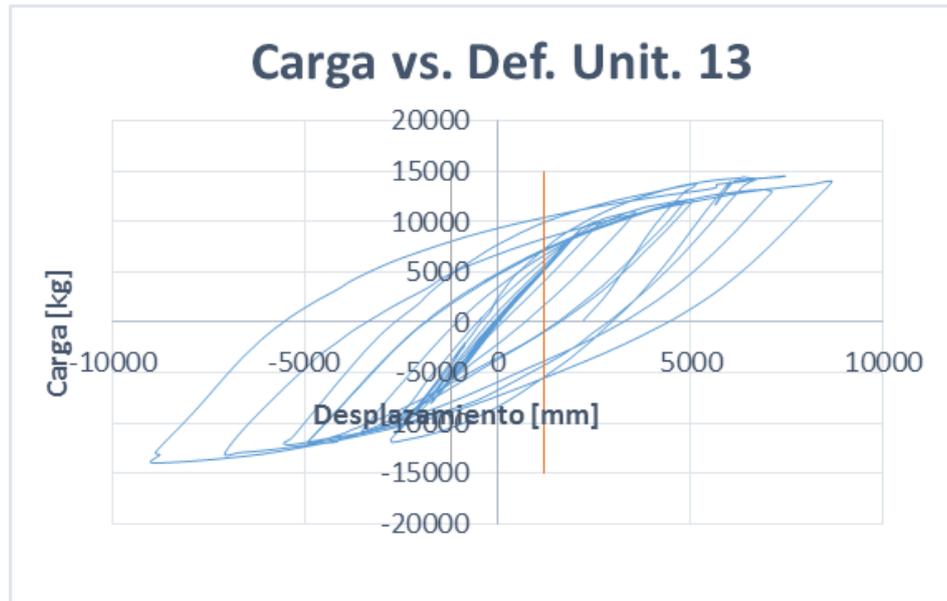


Figura 78. Deformación strain gauge 13 - Pórtico 2
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.11 ENSAYO DE PROBETA 3

4.11.1 DESCRIPCIÓN

Pórtico reforzado con diafragmas transversales tipo placa de continuidad rectangular: En este pórtico el nudo se rigidiza, como se lo hace comúnmente en las columnas tipo H y tubulares laminadas en caliente (elemento laminado en caliente y conformado por placas soldadas respectivamente) y consiste en la continuación de los patines de vigas conectados a las columnas manteniendo su espesor y que se proyecten hacia el extremo para abarcar la sección de columna en su totalidad. Lo que permite transmitir los esfuerzos de patines de viga hacia el nudo rigidizado y este a su vez a la columna mixta.

Adicionalmente, tomando en cuenta que el espaciamiento entre el diafragma de rigidización y la columna tubular es pequeño, se consideró un hormigón estructural con agregado grueso tipo “chispa”.

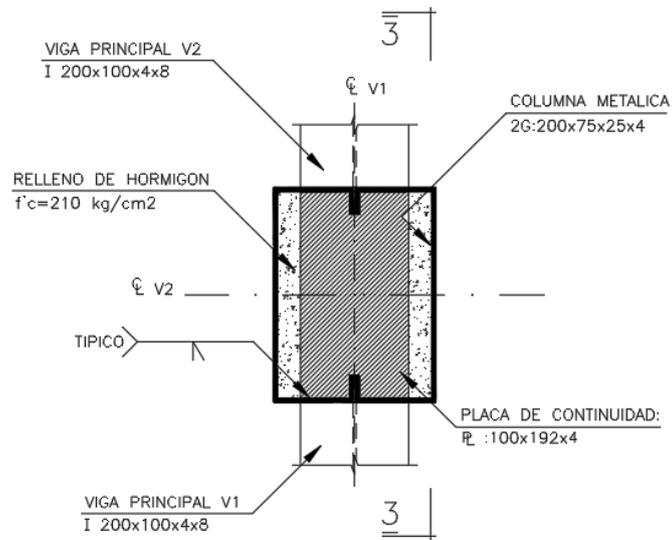


Figura 79. Conexión reforzada
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares



Figura 80. Elementos sin deformar
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares



Figura 83. Elementos deformados (-)
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

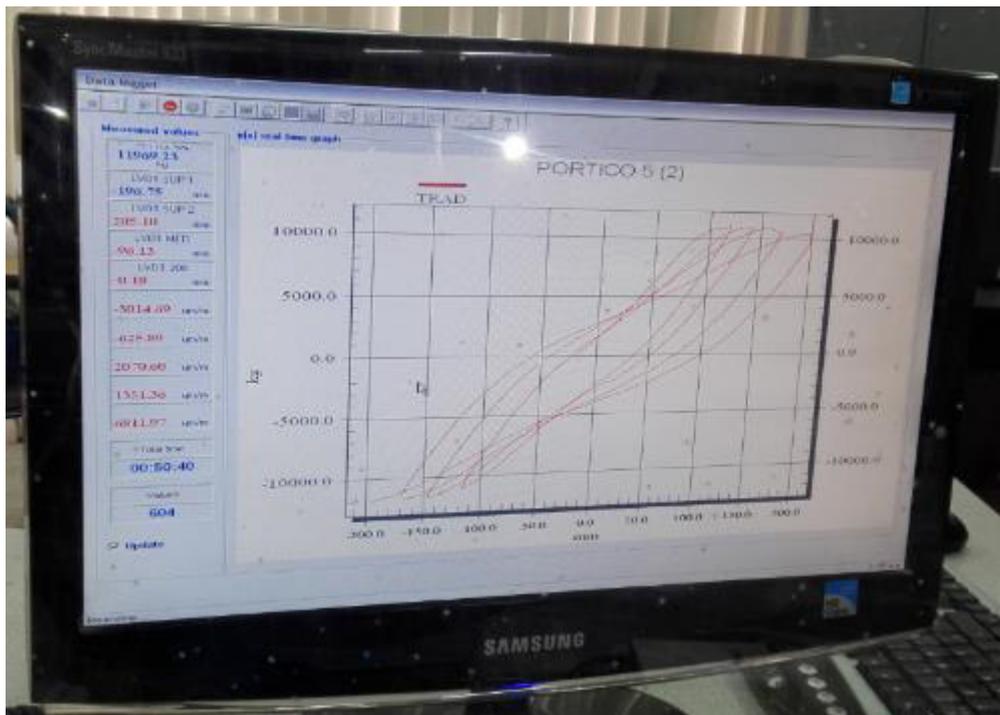


Figura 84. Curva histerética experimental (-) – Probeta 3
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

En la Figura 85 se puede observar los ciclos de carga aplicados a la probeta 3 donde podemos ver el incremento de la deformación en función de la carga, tendencia definida en dos rangos; elástico e inelástico.

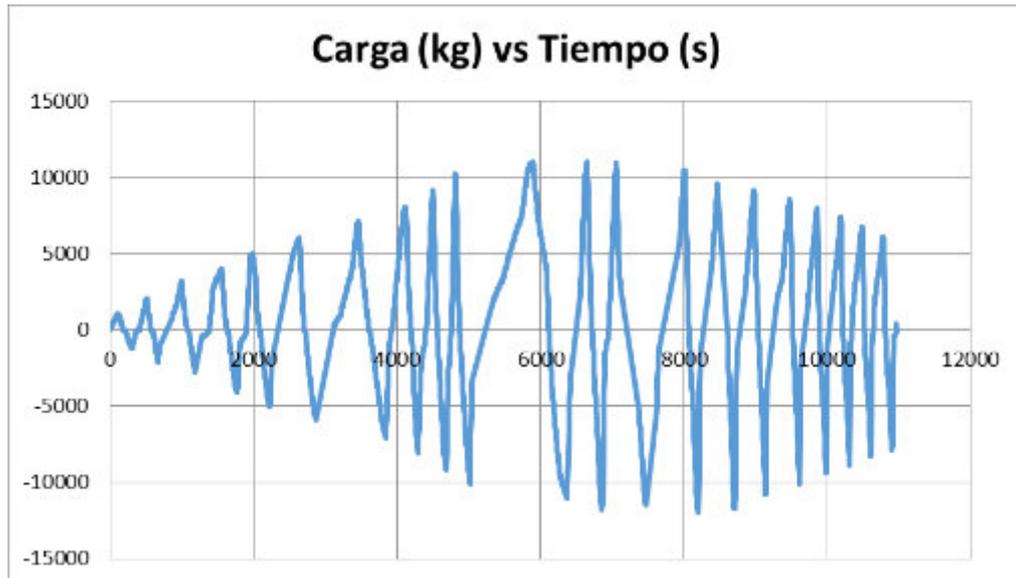


Figura 85. Ciclos de carga – Probeta 3
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Tabla 10

Carga – deformación máxima y mínima – Probeta 3.

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

	Descripción	Carga (kg)	Def (mm)
CICLO 14	MIN (Exp)	-11969,2334	-196,56705
	MAX (Exp)	10464,8916	199,778414
CICLO 14	Min (Teor)	-10325,2589	-165,23731
	Max (Teor)	11701,7636	177,68733

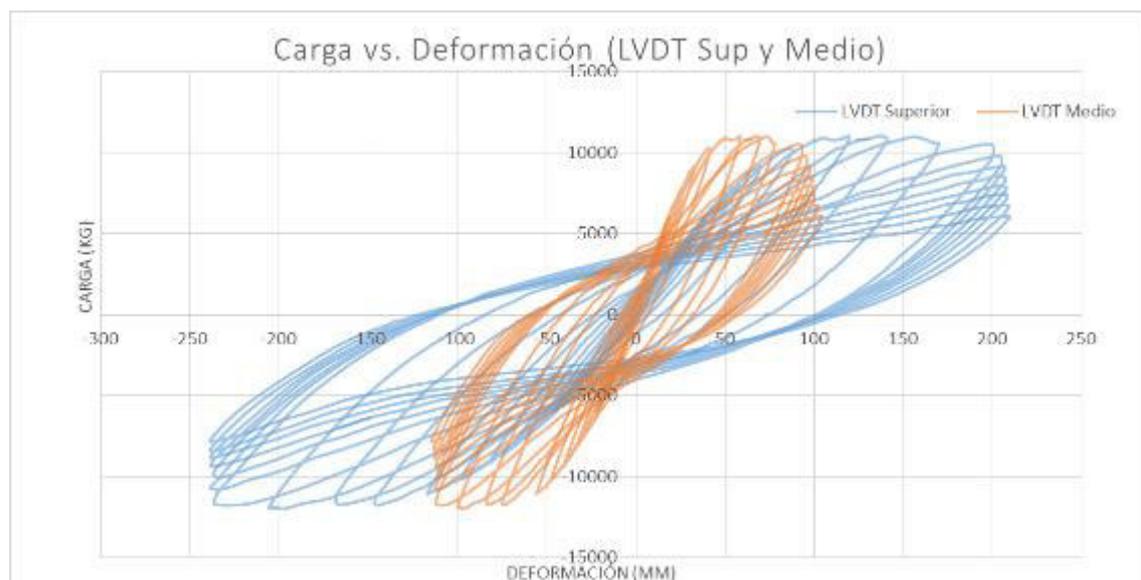


Figura 86. Curva carga deformación – Probeta 3
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

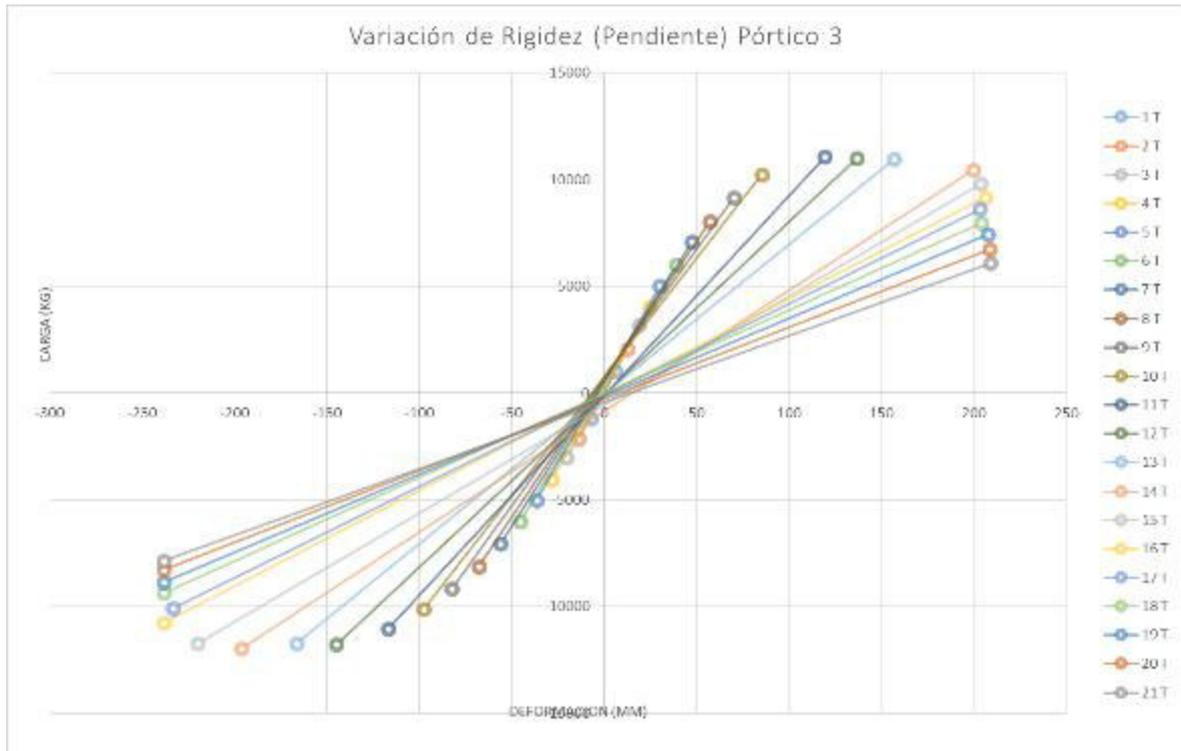


Figura 87. Variación de rigidez – Probeta 3
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.11.2 SECCIONES Y UBICACIÓN DE LA FALLA



Figura 88. Comportamiento de la conexión exterior (punto de carga).
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Para el presente pórtico, se incluyeron elementos de rigidización adicionales, para evitar pandeos locales en elementos. La falla observada se ubica en la conexión de la base (soldadura entre rigidizador y columna). En la zona superior se pudieron observar rotaciones similares al pórtico anterior. Existió una reducción importante en la capacidad resistente del pórtico, dado que constructivamente se hizo imprescindible realizar ventanas para la fundición correcta de la columna y en la zona del nudo, al colocar una placa de continuidad del tamaño del patín de la viga, no se garantiza la fundición monolítica en esta área.



Figura 89. Agrietamiento en rigidización de placa base
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

4.11.3 ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS DE LA CONEXIÓN

Para asemejar el comportamiento del ensayo experimental del pórtico se utilizó el software SOLIDWORK, con el cual se realizó el análisis de elementos finitos para la simulación de efectos de cargas sobre el modelo específico.

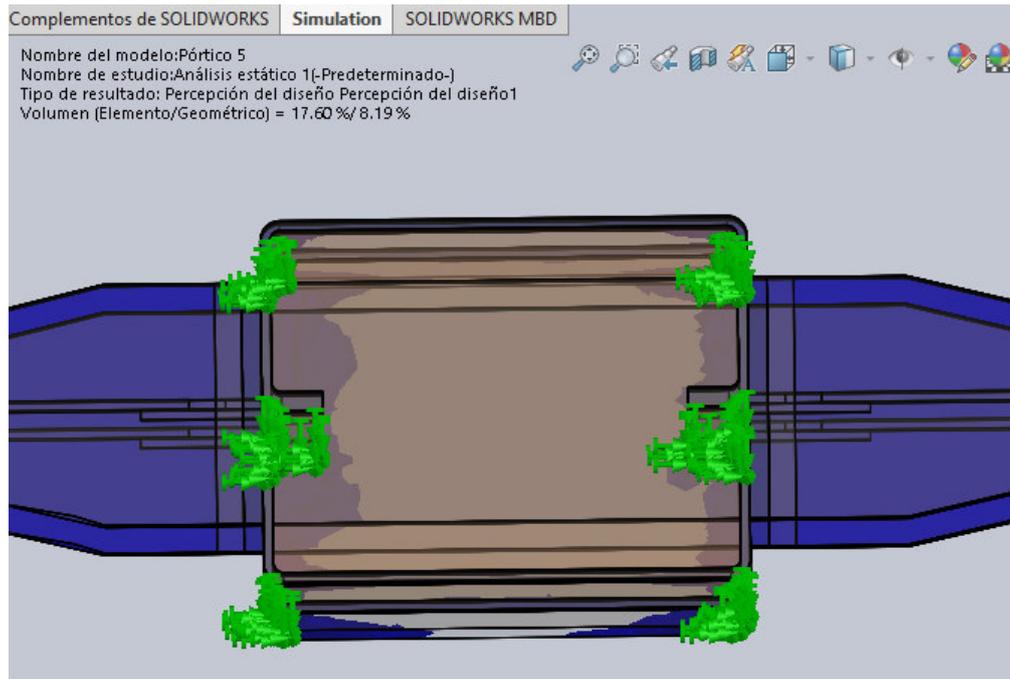


Figura 90. Esfuerzos ante la aplicación de carga lateral
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Se modeló matemáticamente la conexión reforzada con diafragmas transversales tipo placa de continuidad, elementos que también son usados comúnmente en la construcción de edificios metálicos. Esta configuración permite que los esfuerzos obtenidos en los patines de vigas se transfieran completamente al nudo rígido y con esto, tener un comportamiento o performance adecuado.

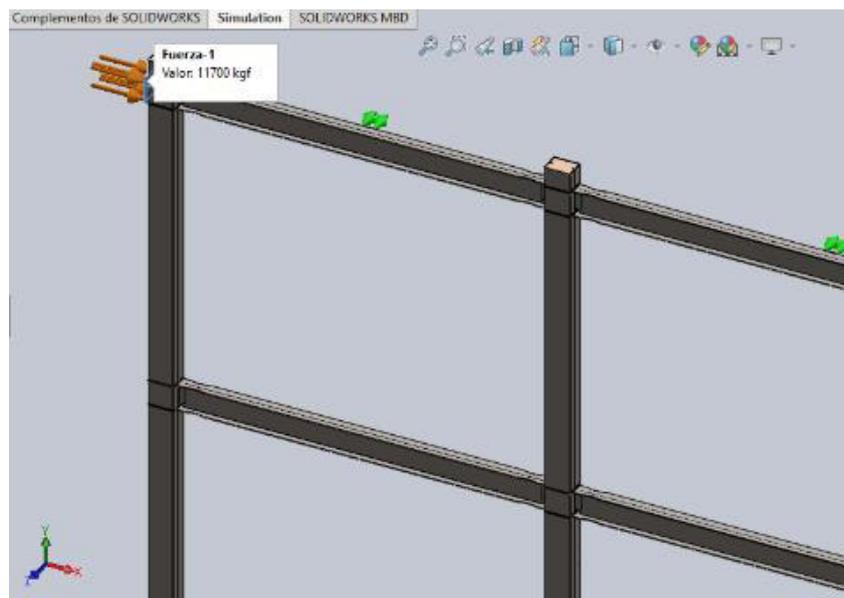


Figura 91. Esfuerzos ante la aplicación de carga lateral
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

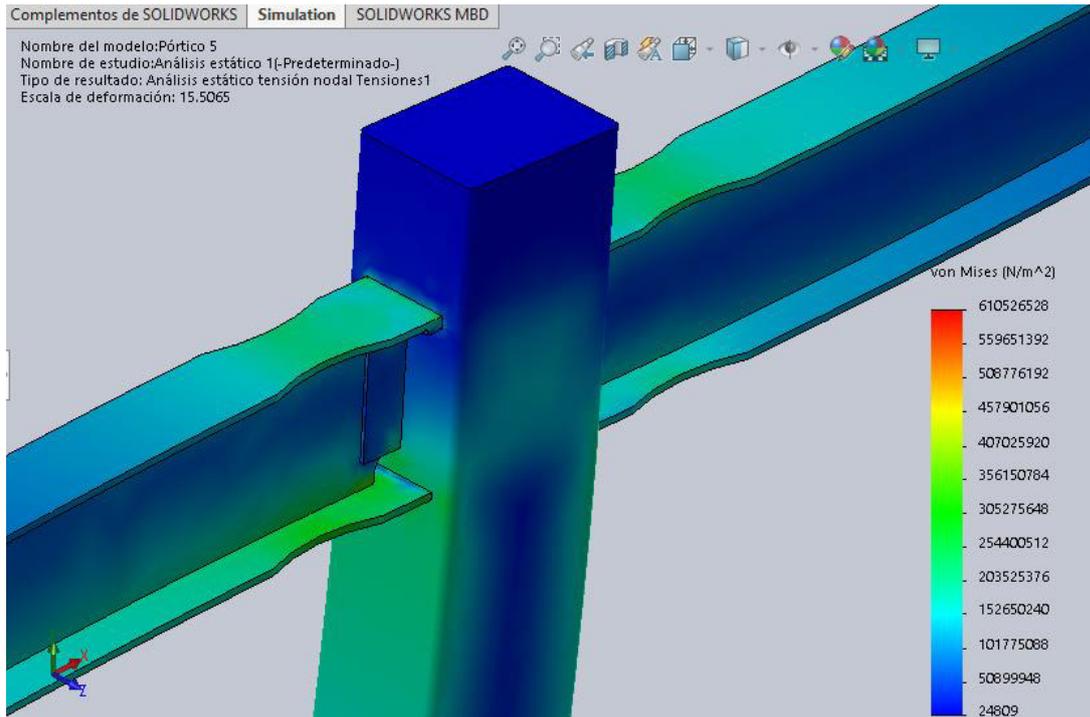


Figura 92. Tensiones de Von Mises-Nudo superior
 Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

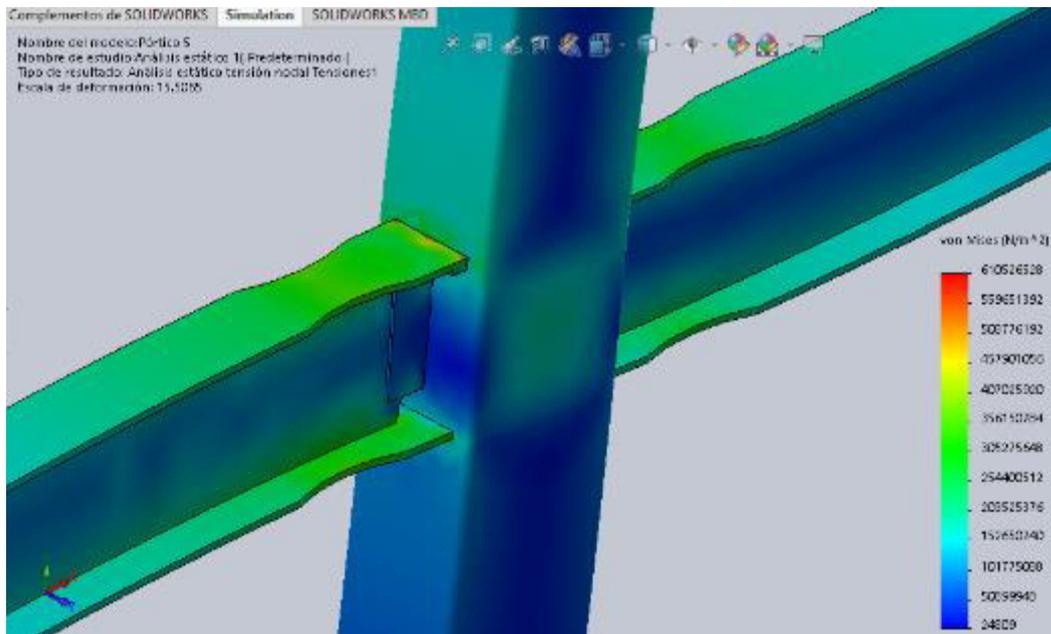


Figura 93. Tensiones de Von Mises-Nudo central
 Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

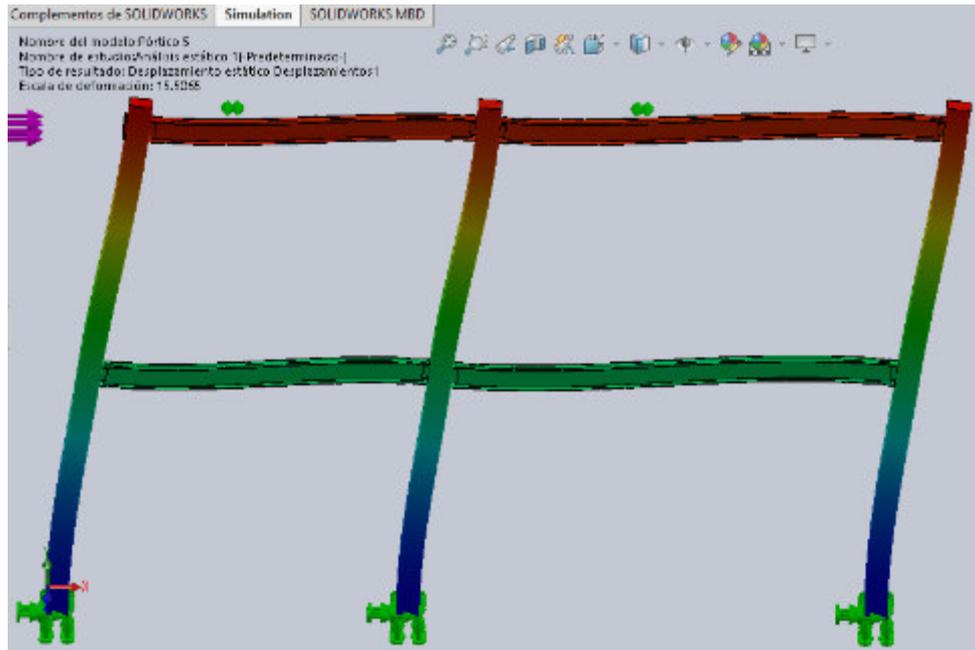


Figura 94. Desplazamientos del Pórtico 3
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

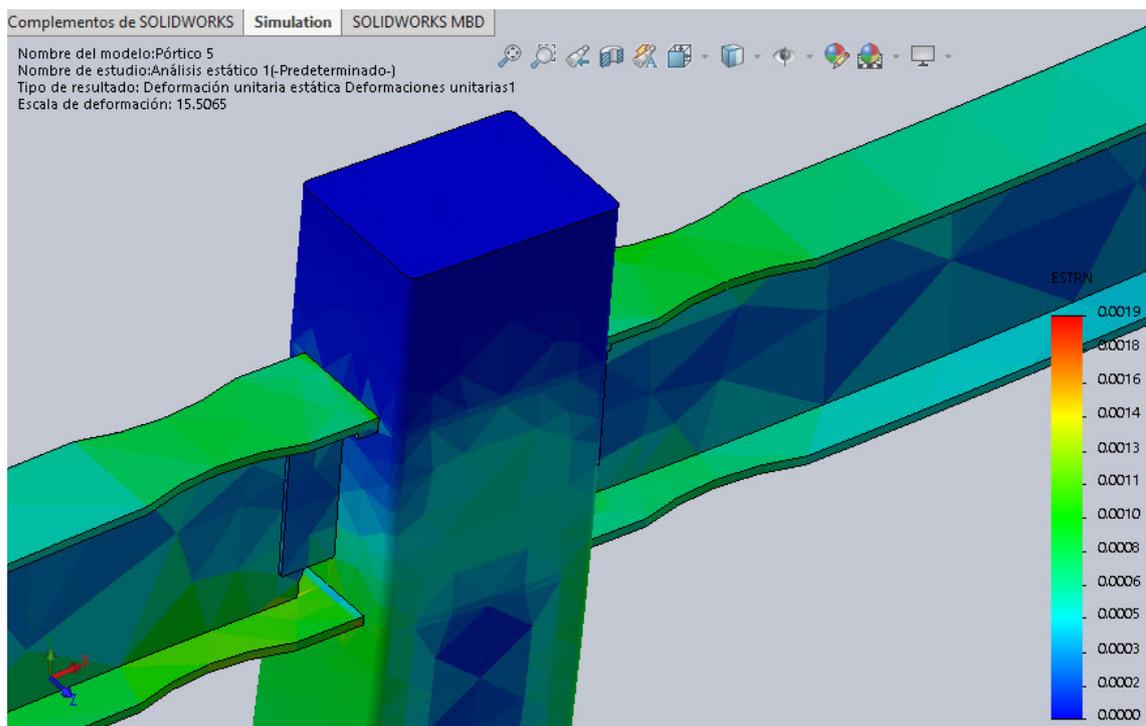


Figura 95. Deformaciones unitarias-Nudo superior
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

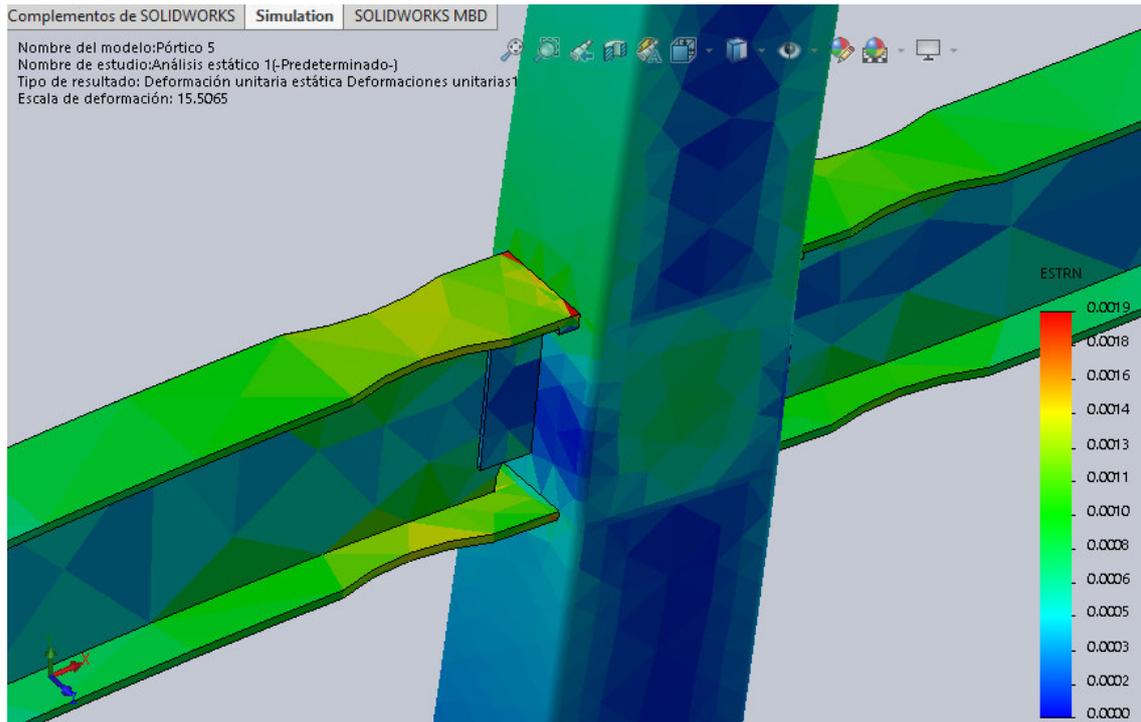


Figura 96. Deformaciones unitarias-Nudo central
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Para la comparación con los resultados experimentales es importante indicar que en este pórtico se ubicaron veinte y seis (26) strain gauges y dos (2) LVDT para su instrumentación, ubicados de acuerdo con la Figura 987.

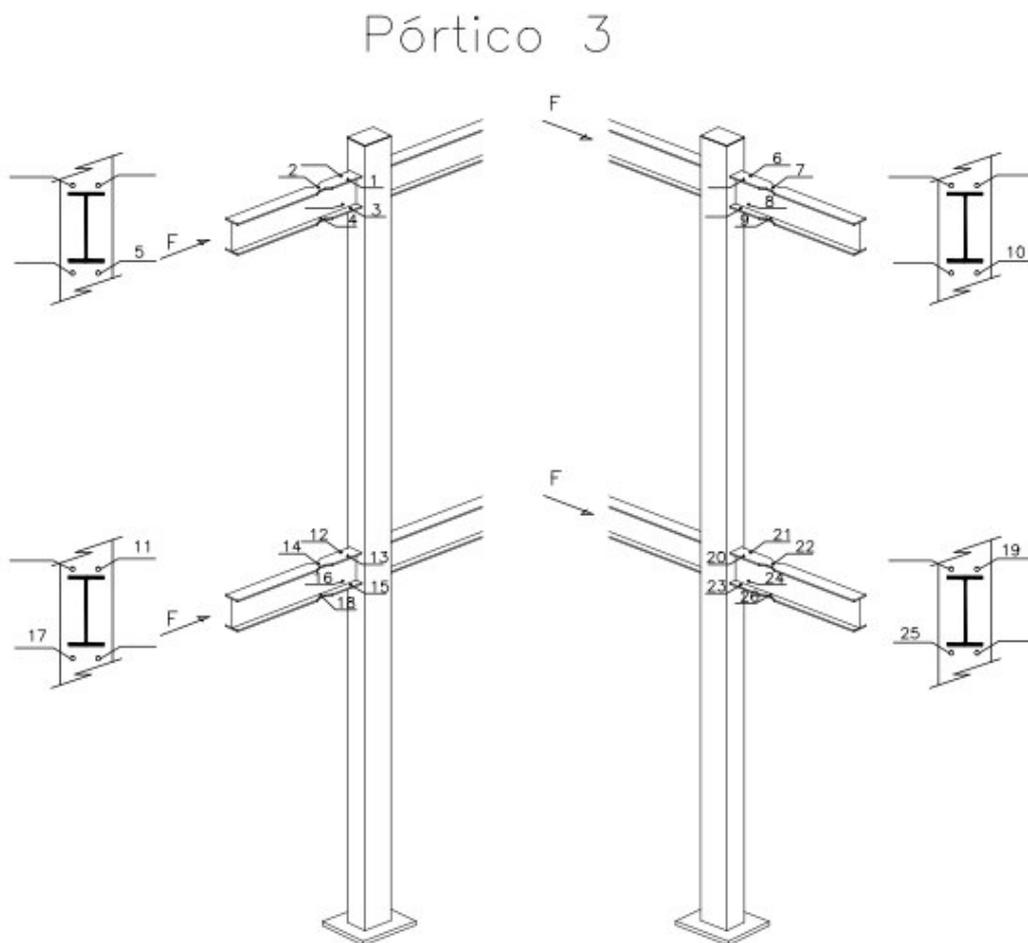


Figura 97. Ubicación de strain gauges en Pórtico 3.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

A continuación, se muestran el procesamiento de los resultados obtenidos en los strain gauges, que sirven de ayuda para observar el comportamiento de las zonas periféricas a las conexiones de vigas y columnas.

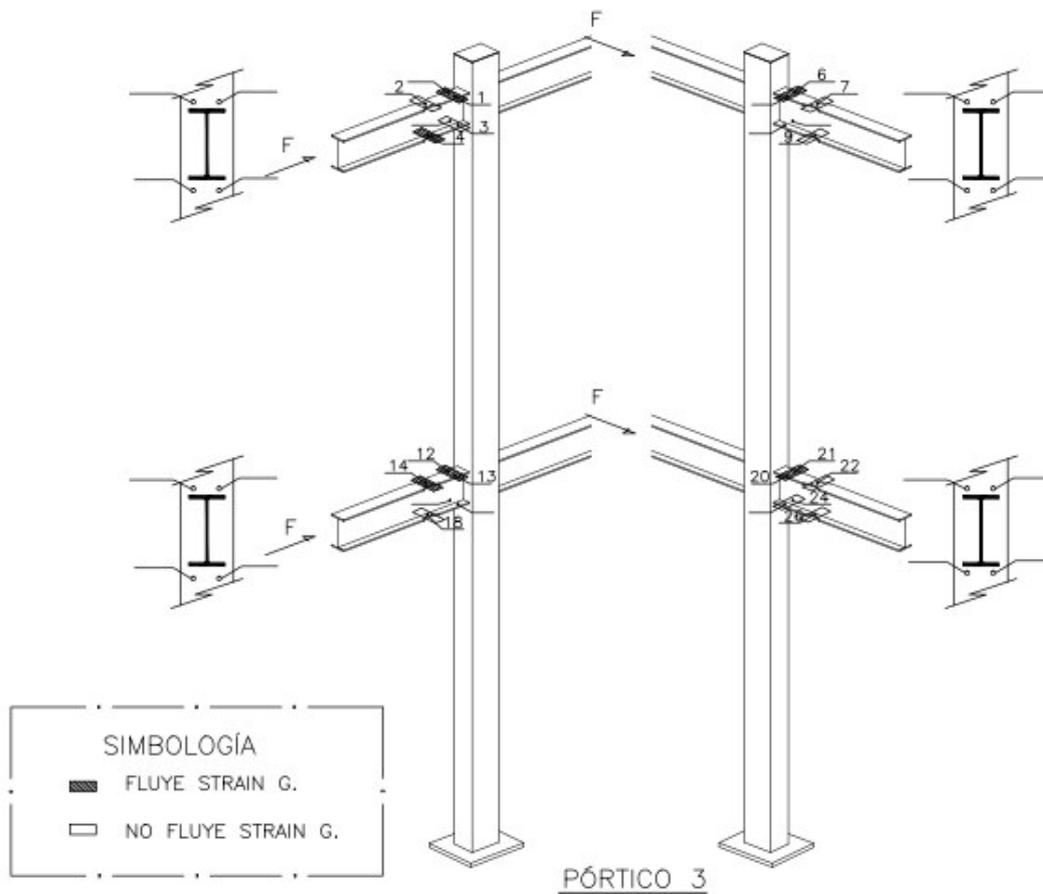


Figura 98. Resultados de strain gauges en Pórtico 3.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Se puede observar que, en algunas zonas, los esfuerzos exceden los esfuerzos de fluencia del material, principalmente en la mayoría de las zonas de viga y columnas, lo que implica que el pórtico se comportó de la manera esperada, y corrobora los resultados obtenidos dentro del modelo matemático.

A continuación, se muestran ejemplos de comportamiento de *strain gauges* en algunas zonas instrumentadas.

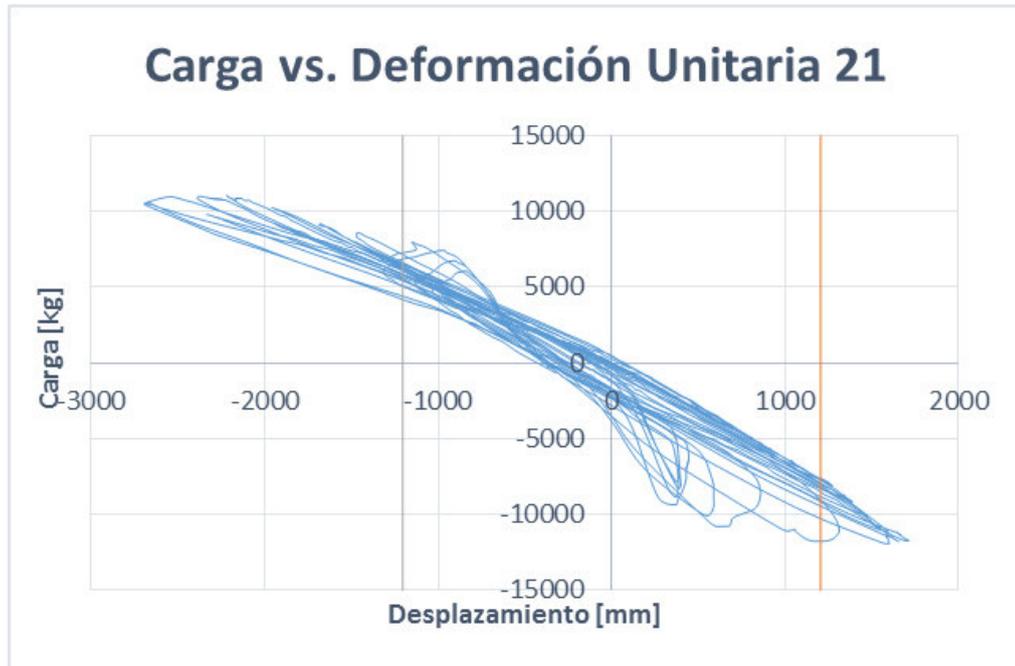


Figura 99. Deformación strain gauges 21 - Pórtico 3.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

En la Figura 99 se muestra el comportamiento de una zona donde el sensor de deformación unitaria ha sobrepasado el rango elástico. El lazo histerético indica que, al aplicar la carga máximo, en estas zonas, los elementos sobrepasan en gran porcentaje al límite de fluencia, sin embargo, su funcionamiento estructural es coherente con el comportamiento del material utilizado.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 CALIBRACIÓN MATEMÁTICA

Considerando los ensayos realizados y descritos en el capítulo anterior, y para tener parámetros ajustados a la experimentación, se realiza una calibración de información de cada probeta con su respectivo modelo matemático realizado en el paquete computacional SEISMOSTRUCT 2016, con la finalidad de determinar una curva de histéresis similar a la obtenida experimentalmente.

La calibración matemática se la realiza modificando tanto propiedades físico-mecánicas del material, como características propias de la estructura (rigidización de nudos).

El análisis que realiza el programa mediante la utilización de elementos finitos es “Time-History” o “Historia en el tiempo”, que se define como la aplicación de una curva de carga cíclica a la estructura modelada, con la finalidad de obtener una Curva Histerética de respuesta del pórtico que contempla carga (kg) y su respectiva deformación (mm). Este comportamiento puede ser elástico o inelástico, para el caso de análisis es inelástico.

Este tipo de procedimiento se basa en utilizar una demanda en la estructura mediante un acelerograma. Si usamos un registro de aceleraciones. También puede ser lineal si la aplicación de cargas no genera disipación de energía o no lineal si la energía se disipa, generalmente representada por la respuesta histerética, vía lazos abiertos, de la estructura.

En la presente investigación, para el modelo matemático, se utilizará el siguiente ciclo de cargas, emulando una demanda con registro de aceleraciones:

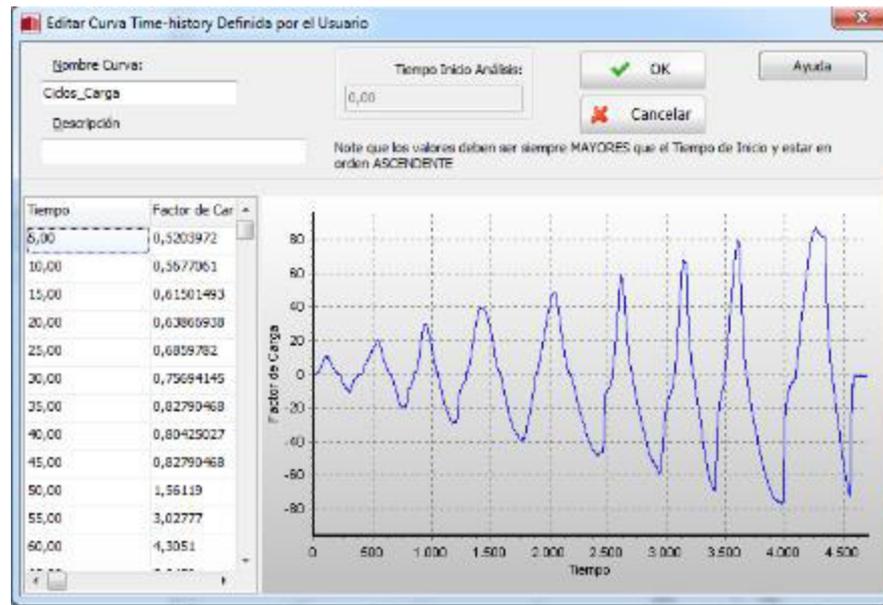


Figura 100. Aplicación de la carga cíclica.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Los modelos histeréticos pretenden representar matemáticamente la relación entre la carga y el desplazamiento en una secuencia cíclica de carga y descarga.

Luego del análisis del modelo matemático de cada probeta ensayada en el CIV de la EPN, se obtiene como resultado la generación de las curvas histeréticas de cada pórtico, como se muestra en las Figuras 101, 102, 103.

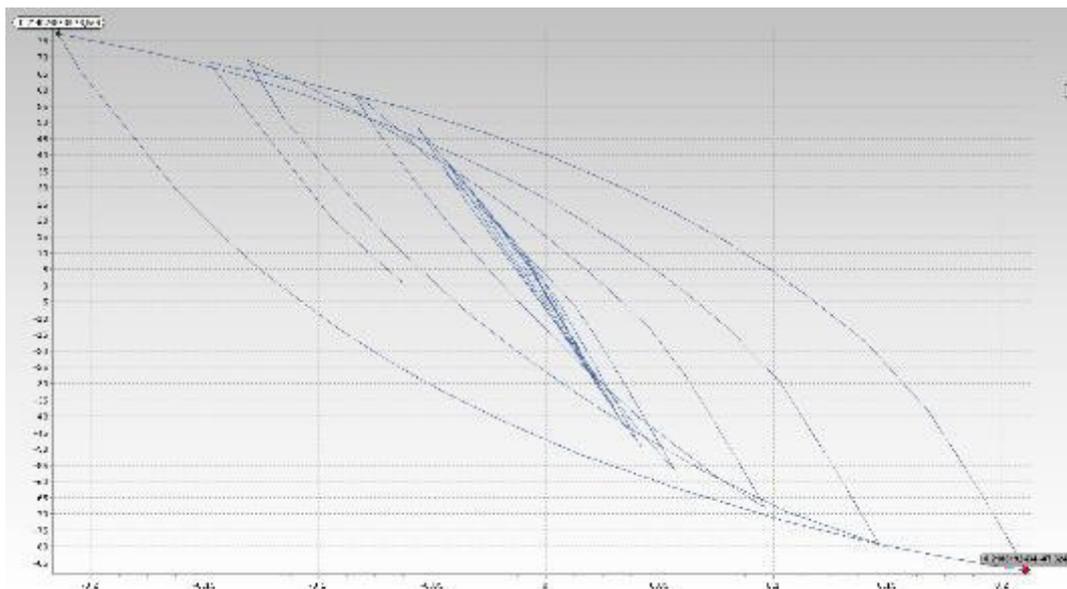


Figura 101. Curva de histéresis – Pórtico 1 calibrado.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

De acuerdo con la gráfica teórica se obtienen los siguientes valores máximos y mínimos de carga y deformación del modelo matemático de la Probeta 1.

Tabla 11

Carga y deformación modelo calibrado Probeta 1

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

Descripción		Carga (kg)	Def (mm)
Noveno Ciclo (Teórico)	Max	-6958,2834	-147,75362
	Min	8904,52397	210,81924

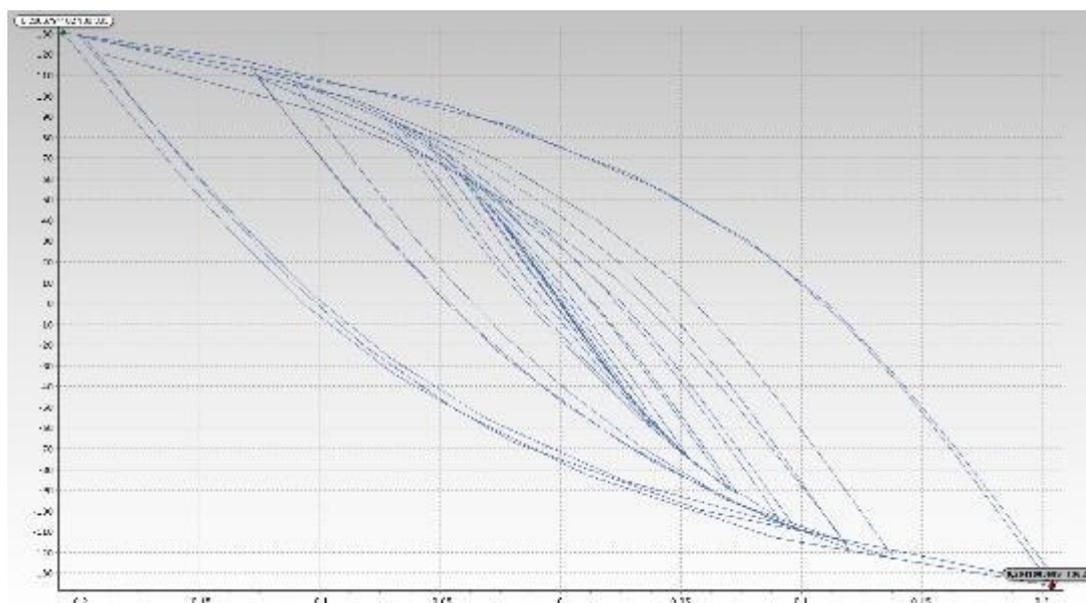


Figura 102. Curva de histéresis – Pórtico 2 calibrado.

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Así mismo, de la curva histerética teórica de la Probeta 2, se obtiene los siguientes valores máximos y mínimos de carga y deformación.

Tabla 12

Carga y deformación modelo calibrado Probeta 2.

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Descripción		Carga (kg)	LVDT SUP (mm)
CICLO 15	Min (Teor)	-13290,2979	-206,67942
	Max (Teor)	13895,3363	204,19037

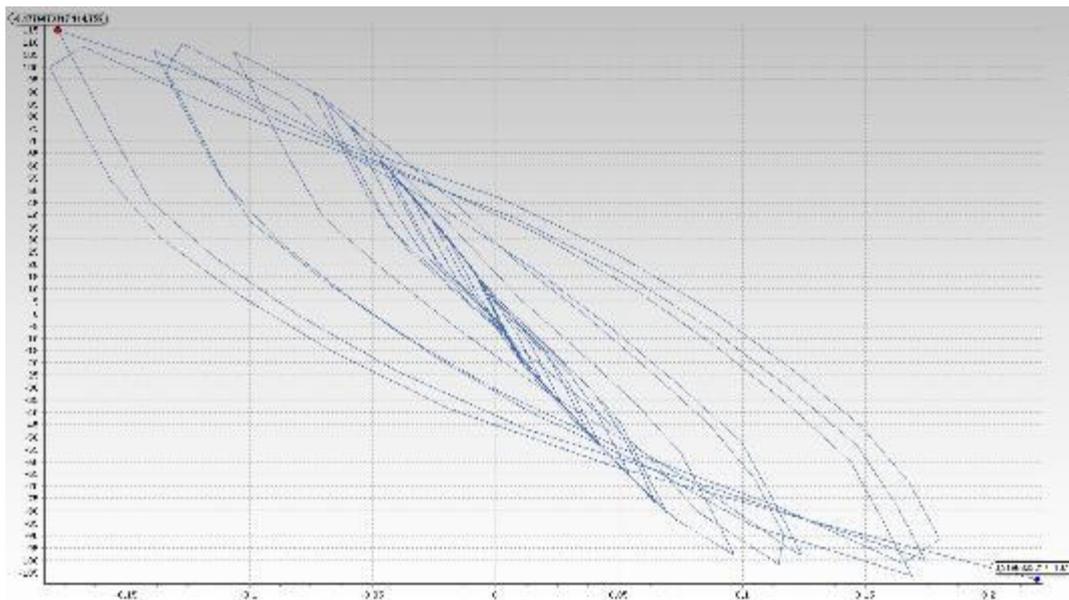


Figura 103. Curva de histéresis – Pórtico 3 calibrado.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Finalmente, a continuación, se presente los valores máximos y mínimos de carga y deformación de la Probeta 3, obtenidos de la curva histerética teórica.

Tabla 13

Carga y deformación modelo calibrado Probeta 2.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Descripción		Carga (kg)	Def (mm)
CICLO 14	Min (Teor)	-10325,2589	-165,23731
	Max (Teor)	11701,7636	177,68733

5.2 COMPARACIÓN ENTRE MODELOS MATEMÁTICOS Y EXPERIMENTALES

Luego de la calibración matemática realizada con cada pórtico ensayado se compara los resultados de las curvas histeréticas obtenidas matemática y experimentalmente.

5.2.1 MODELO Y PROBETA # 1

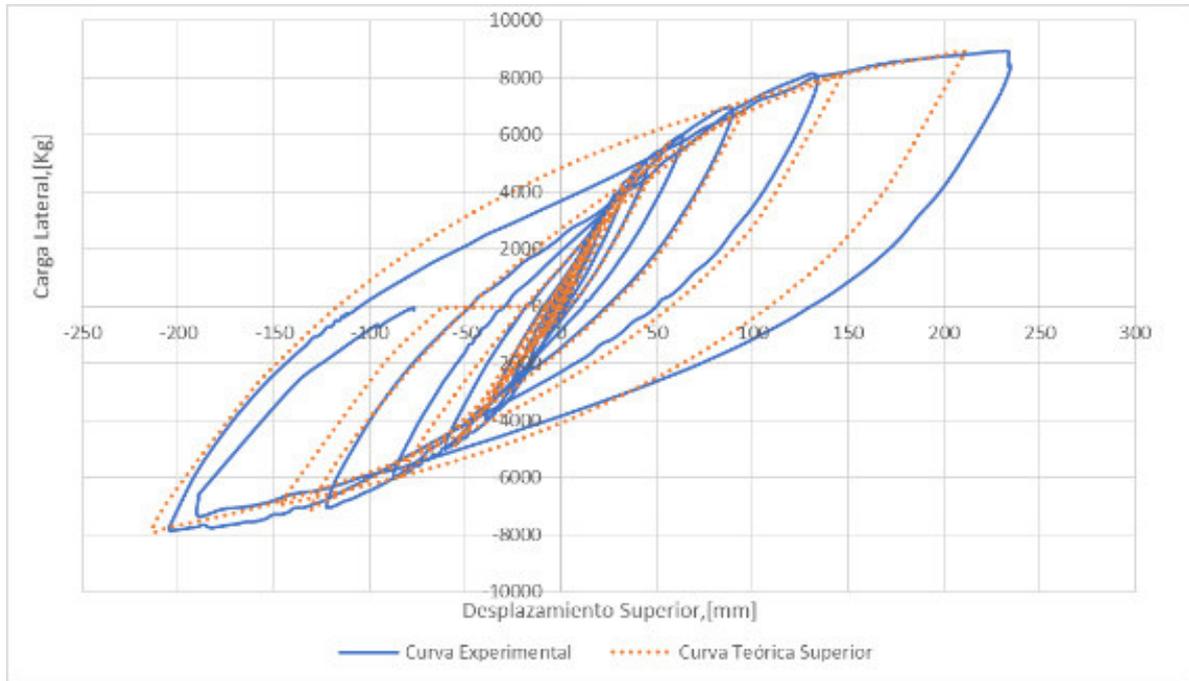


Figura 104. Comparación curva histerética experimental y matemática – Probeta 1. Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Dentro de la Figura 104, se puede observar que existe un comportamiento similar entre el modelo matemático y el ensayo experimental, con una variación mínima de 0.1% en la carga máxima, por lo que se valida dicha calibración.

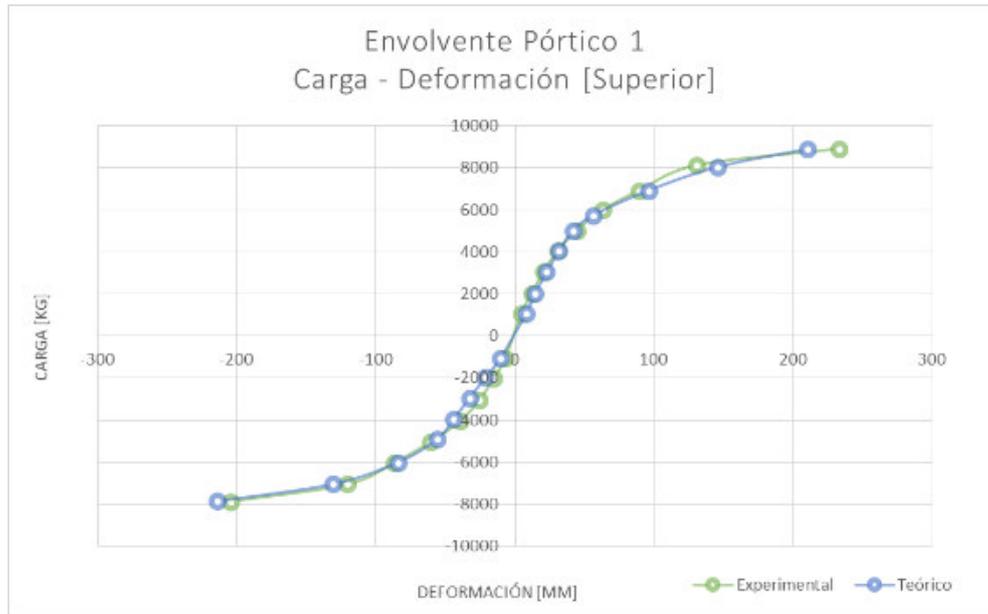


Figura 105. Envolverte carga deformación Probeta 1.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

En la Figura 105 se puede observar la similitud entre el comportamiento teórico y experimental de la Probeta 1 sobre todo dentro del rango elástico, en el tramo que comprende la carga desde 0 kg hasta 4500 kg aproximadamente, posteriormente existe una pérdida importante de rigidez hasta llegar a su colapso en 9000 kg.

Al perder rigidez, el pórtico plastifica de manera anticipada y permite tener un desplazamiento máximo de alrededor de 22 cm en esta carga de colapso.

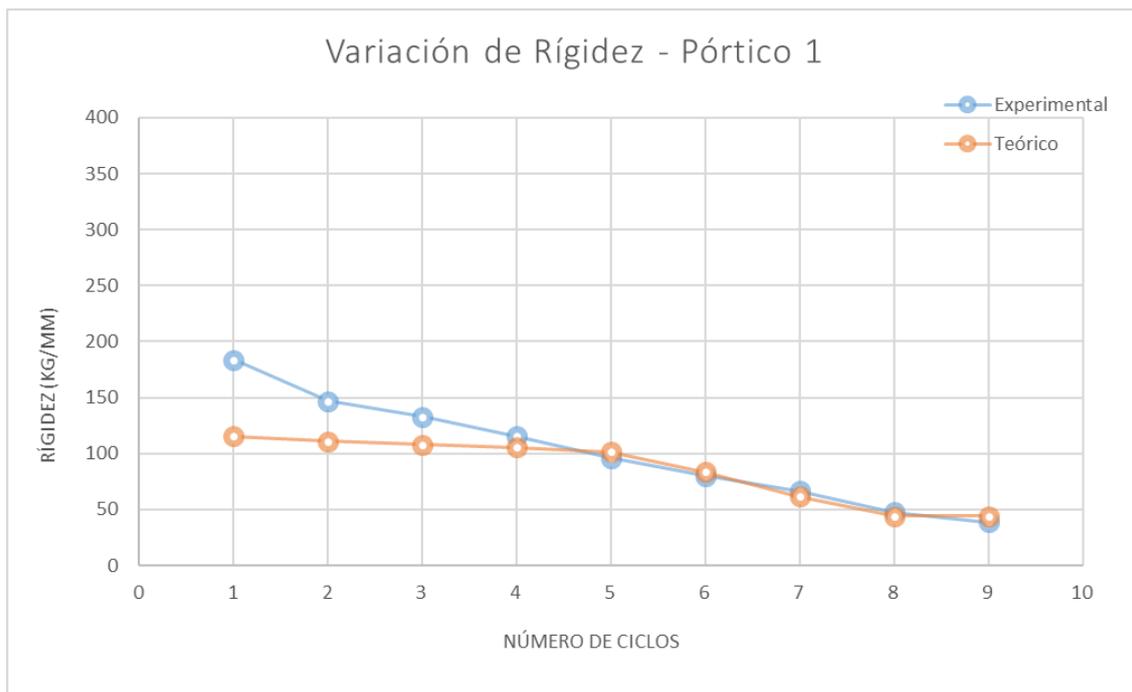


Figura 106. Variación de rigidez - Probeta 1.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

La Figura 106 indica la rigidez (kg/mm) calculada para ambos casos (teórica y experimental), donde se puede observar que en el modelo físico existe una rigidez inicial mayor a la calibrada, sin embargo, existe una reducción más acelerada en los primeros cuatro ciclos, en comparación a la rigidez teórica del pórtico. Finalmente, a partir del quinto ciclo existe coincidencia entre ambas variaciones.

5.2.2 MODELO Y PROBETA # 2

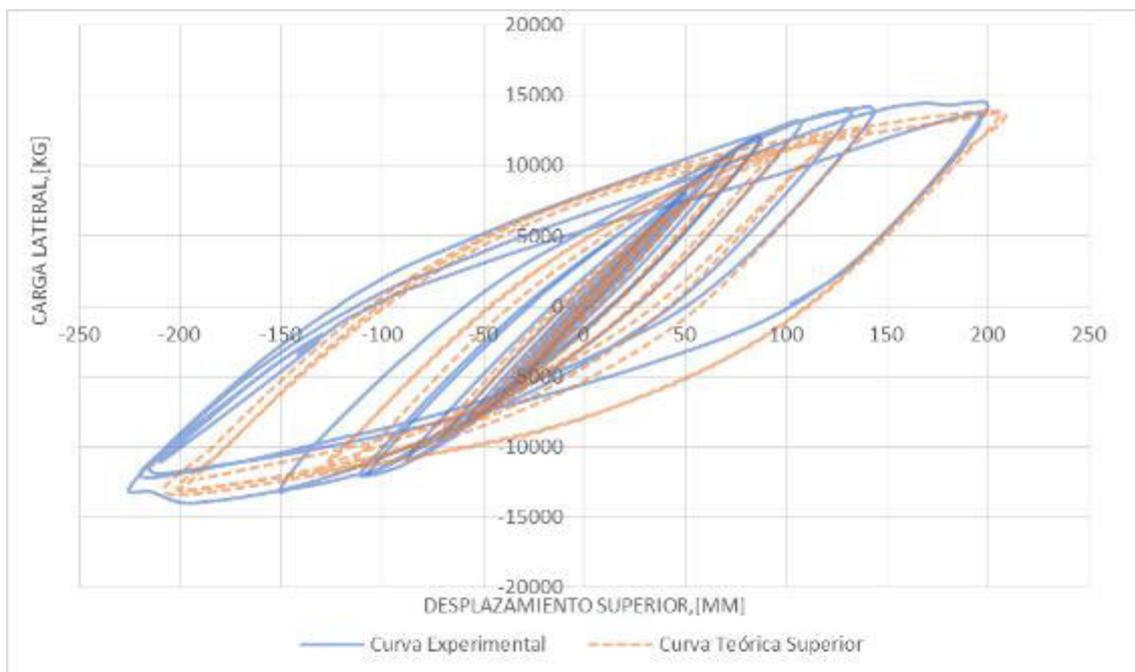


Figura 107. Comparación curva histerética experimental y matemática – Probeta 2. Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

El modelo matemático calibrado se asemeja al comportamiento del pórtico experimental, con una variación aproximada del 5% en sus cargas máximas y un 3% en la deformación lateral, razón por la cual la calibración es aceptable y se continúa con el desarrollo de los análisis adicionales.

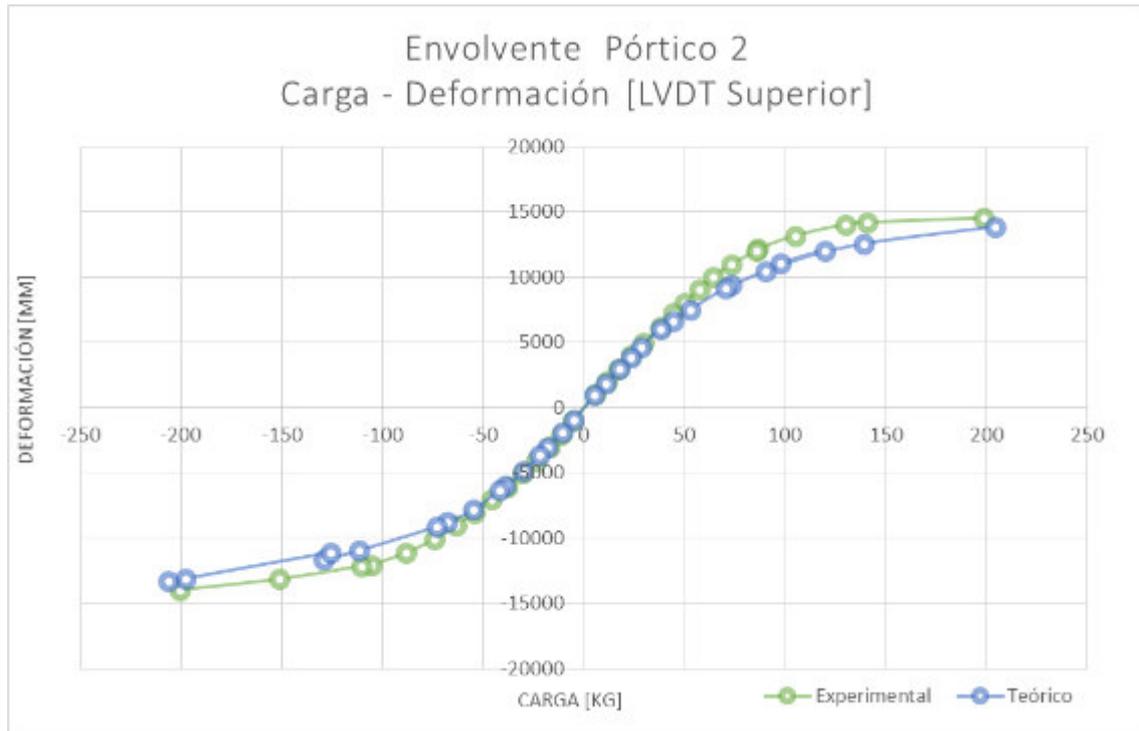


Figura 108. Envolvente carga deformación Probeta 2.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

En la Figura 108 se observa que, dentro del rango elástico, el comportamiento, experimental y teórico, es muy similar, mientras que en el rango inelástico se muestra una variación entre ambas gráficas, presentándose una mayor pérdida de rigidez en el análisis teórico del pórtico.

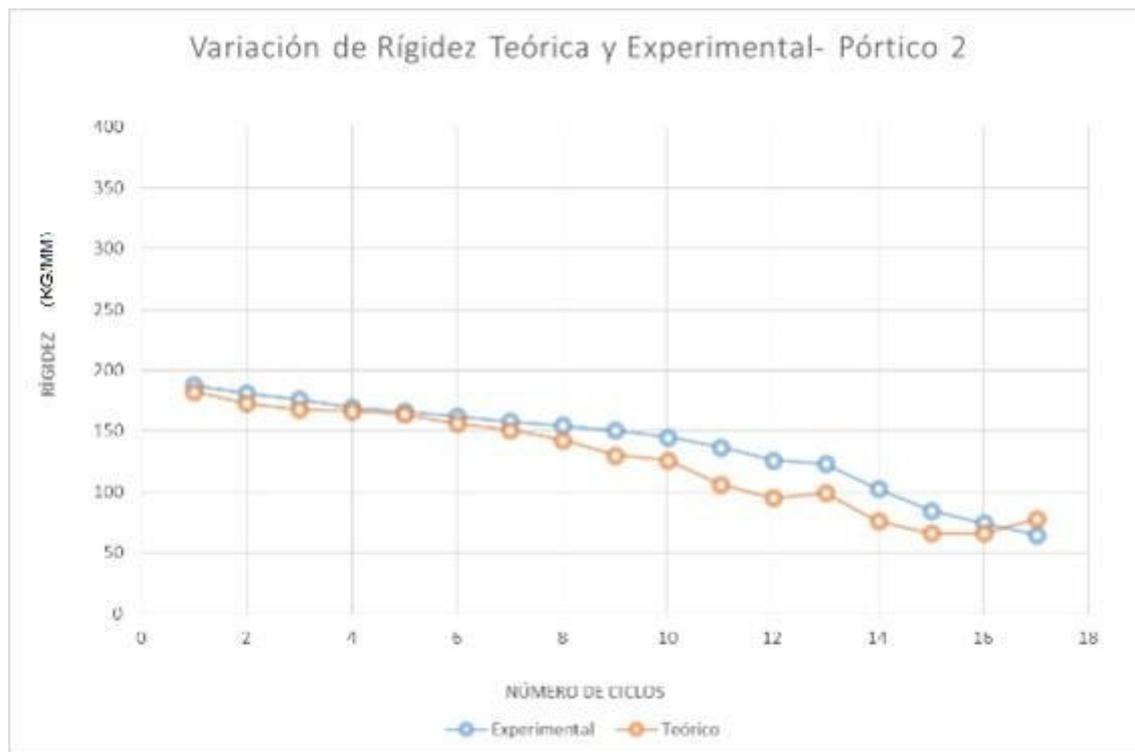


Figura 109. Variación de rigidez - Probeta 2.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Respecto a la variación de rigidez que se presenta en el ensayo experimental comparado con el modelo matemático, se observa en la Figura 109 que los dos análisis muestran una pérdida de rigidez similar hasta el sexto ciclo de carga, posteriormente existe un cambio de comportamiento ligero, pero a partir del treceavo ciclo de carga se muestra una caída pronunciada en la rigidez en el análisis teórico, lo que evidencia que el rango elástico es prolongado y el rango inelástico reduce sus límites a 5 ciclos de carga adicionales.

Una ventaja adicional constructiva de este tipo de reforzamiento es que permite el colado del hormigón, núcleo de la columna, sin inconvenientes, por su geometría y permite también que el concreto ingrese en toda la sección de columna, incluido el nudo.

5.2.3 MODELO Y PROBETA # 3

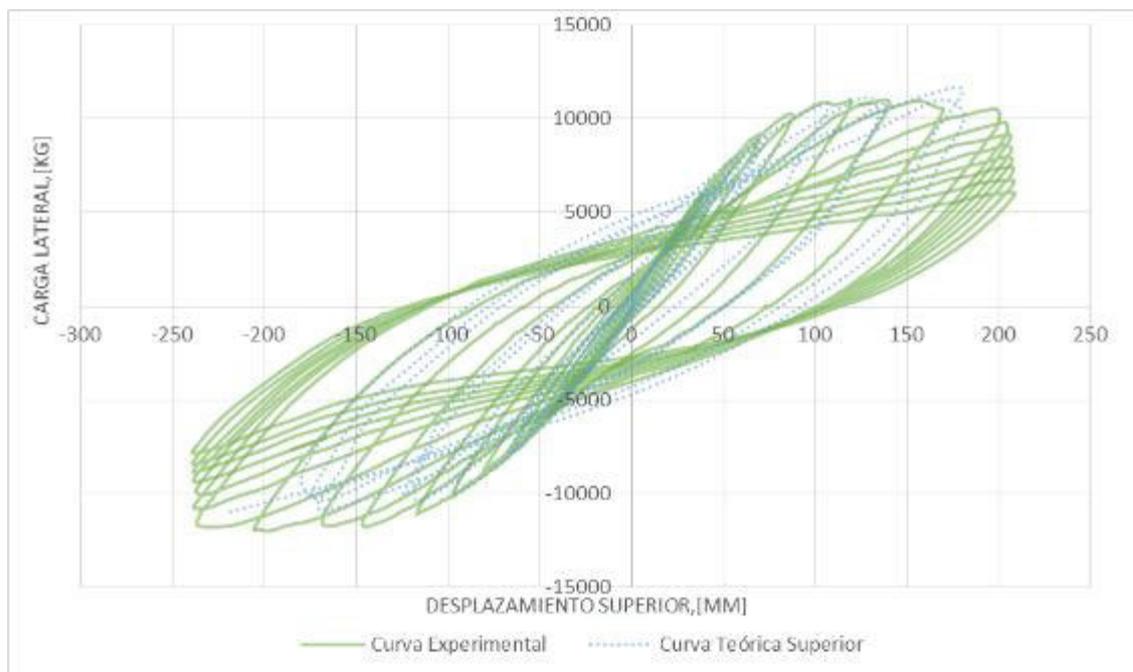


Figura 110. Comparación curva histerética experimental y matemática – Probeta 3. Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

En la Figura 110 se muestra un comportamiento similar entre el ensayo físico y el modelo matemático, sin embargo, como se explicó anteriormente al continuar cargando la probeta experimental después de su capacidad máxima, el lazo histerético decae en su pendiente significativamente, mostrando una degradación de la rigidez de pórtico muy importante. Esta zona no se observa en el modelo matemático, ya que el análisis se lo realiza hasta la carga máxima esperada.

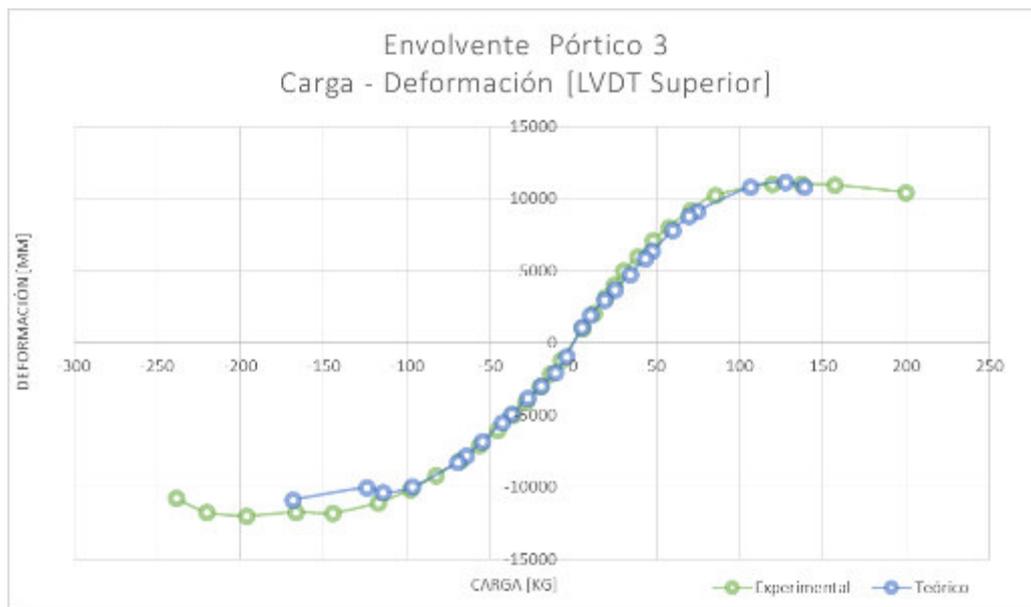


Figura 111. Envolvente carga deformación Probeta 3.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

El comportamiento analizado tanto teórico como experimental muestra, según la gráfica anterior, que tiene gran similitud en la zona positiva.

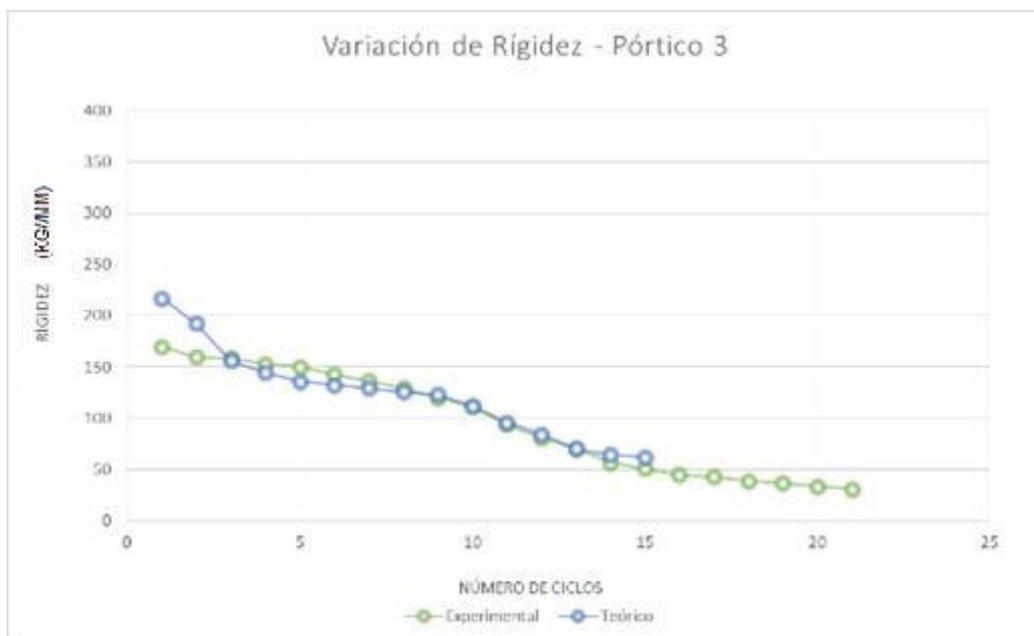


Figura 112. Variación de rigidez - Probeta 3.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

5.3 COMPARACIONES GENERALES

Tabla 14

Comparación entre ensayos experimentales carga deformación

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Item	PÓRTICO 1		PÓRTICO 2		PÓRTICO 3	
	Carga Lateral	Deformación	Carga Lateral	Deformación	Carga Lateral	Deformación
1	8917,842773	233,5651906	14560,5752	198,3641805	10464,8916	199,7784143
2	8134,513184	130,7807379	14221,12695	140,8529492	10964,81738	156,9752171
3	6929,665527	89,46812591	14070,23145	130,0068863	11008,22168	136,8044097
4	6000,289551	63,05949191	13206,13965	104,751902	11057,25195	119,4065203
5	5023,282227	44,45349056	12179,01074	86,38639879	10247,69043	85,17709439
6	4065,236816	30,86113347	12061,51074	85,56978469	9171,589844	70,17213769
7	3068,757568	20,54024601	11014,9873	73,29624113	8057,397949	57,12950534
8	2028,65686	12,16764248	10042,69238	63,93133424	7095,65332	47,54943343
9	1068,448242	4,570712421	9119,606445	57,18930836	6022,962891	38,75696541
10	-1046,741577	-6,940722408	8068,214844	49,68050741	5005,185547	30,0776703
11	-2004,825073	-15,29365444	7225,707031	44,42458496	4028,853271	24,55166936
12	-3030,376221	-25,3309465	6236,305176	37,74851982	3187,125977	18,9585886
13	-4017,081787	-39,07768695	5008,883789	29,57598314	2058,050049	12,49951762
14	-5023,282227	-60,3971206	4025,614502	23,50741932	1025,480103	5,808294432
15	-6022,148926	-86,92647582	3022,596924	17,1182259	-1174,966187	-7,308827821
16	-7044,12207	-120,4131468	2023,970093	11,17928056	-2135,25708	-13,76081954
17	-7863,054199	-204,4574547	1051,61499	5,484093752	-3037,394287	-20,30872276
18			-1043,629272	-5,676383171	-4076,90625	-28,53385234
19			-2056,908691	-11,35707982	-5019,65918	-36,70961368
20			-3018,85376	-17,15626626	-6020,405762	-45,58347494
21			-4039,098389	-24,02779048	-7069,123535	-56,22820755
22			-5036,833008	-30,88489246	-8110,454102	-67,9109306
23			-6020,695801	-37,87653758	-9152,738281	-82,43272281
24			-7038,102539	-45,75736649	-10128,29102	-97,80504871
25			-8033,089355	-54,48678082	-11054,30664	-117,1405685
26			-9004,933594	-63,36082636	-11777,47168	-144,9590676
27			-10057,66406	-74,48098487	-11719,0332	-166,708809
28			-11081,36621	-88,2066135	-11969,2334	-196,5670496
29			-12020,09082	-105,5915184	-11725,13574	-220,1713531
30			-12108,10156	-110,5262112	-10760,69824	-238,4649632
31			-13103,32031	-151,4700755		
32			-13936,58008	-200,8947264		

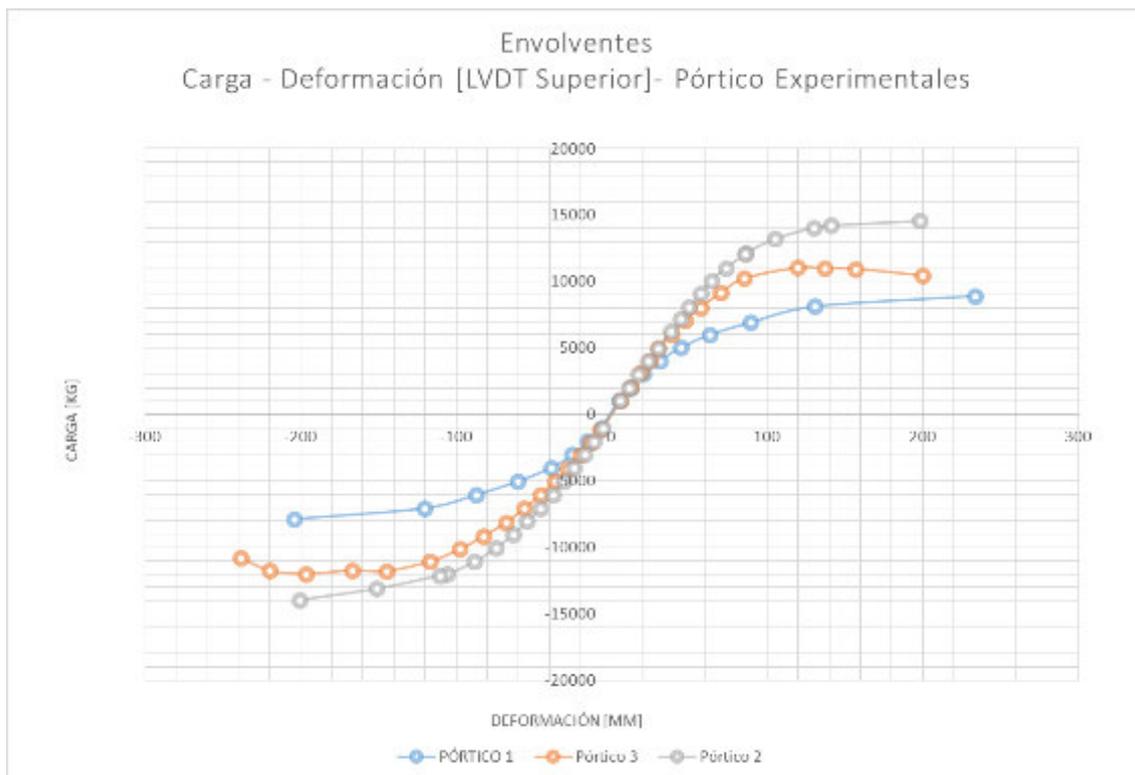


Figura 113. Envolventes carga deformación Pórticos experimentales.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Las gráficas envolventes de Carga vs Deformación de los pórticos experimentales muestran la diferencia de capacidades resistentes de acuerdo a la aplicación de los ciclos de carga, hasta llegar a la deformación máxima permitida por el equipo utilizado en el CIV. Se observa también que la rigidez efectiva de los pórticos con nudos reforzados, en los primeros ciclos es similar.

El rango elástico del pórtico 2 alcanza a una carga aproximada de 9000 kg, mientras que en el pórtico 3 es aproximadamente 7500 kg.

La capacidad máxima de carga de las probetas 2 y 3 es 14560 kg y 11970 kg, respectivamente.

Ambos casos superan de sobremanera la capacidad de carga del pórtico sin rigidización, que llega en su rango elástico a una carga de 4500 kg y su capacidad máxima fue de 8917 kg. En resumen, las diferencias presentadas, se indican en la Tabla 15.

Tabla 15*Resumen de capacidad de carga máxima y comparación**Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares*

PÓRTICOS	CARGA MÁXIMA		Δi	%	
	ELASTICA	INELASTICA		ELASTICO	INELASTICO
	(KG)				
P1	4500	8917,842773	0		
P2	9000	14560,5752	5642,732422	200,00%	163,27%
P3	7500	11057,25195	2139,40918	166,67%	123,99%

% El porcentaje representa el incremento de capacidad máxima de carga con respecto al P1.

Tabla 16*Resumen de valores de rigidez para pórticos 1, 2 y 3**Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares*

ITEM	Rigidez		
	P1	P2	P3
1	183,75	187,74	187,74
2	146,88	181,08	177,67
3	132,96	176,27	176,51
4	115,56	169,66	170,68
5	95,818	166,15	168,09
6	80,157	162,08	160,78
7	66,579	158,17	154,48
8	47,72	154,57	147,29
9	38,449	150,35	138,07
10		145,22	129,35
11		136,82	111,47
12		125,98	98,858
13		123,34	88,07
14		102,68	74,592
15		84,638	68,787
16		74,322	62,82
17		64,686	60,753

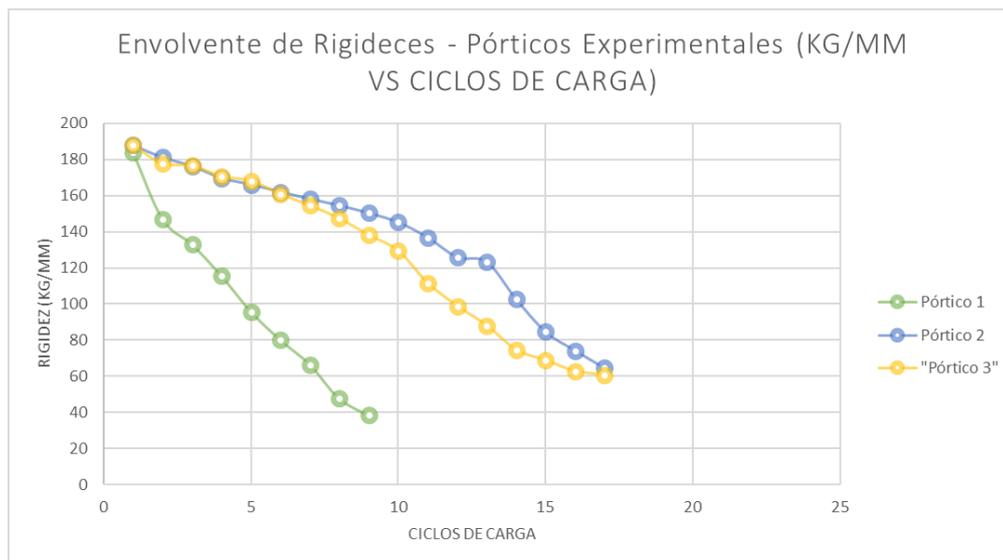


Figura 114. Pérdida de rigidez - Pórticos experimentales.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Se puede verificar en la Figura 114, la degradación de rigidez de cada una de las probetas ensayadas. En las curvas que representan la rigidez de los pórticos reforzados, existe un comportamiento homogéneo diferenciando el rango elástico en la zona donde la degradación de la rigidez es constante y el rango inelástico cuando existe un cambio brusco de inclinación, aproximadamente en el ciclo 10.

Si bien el comportamiento de la disminución de rigidez es similar, se presenta una variación del 10% entre la probeta 2 y 3. En cuanto al comportamiento del pórtico sin rigidización se diferencia notoriamente, ya que la degradación de rigidez se produce desde el primer ciclo de carga.

Esto ocurre debido a la falta de un elemento que permita la transferencia adecuada de esfuerzos entre vigas (patines) y columna. Además, la inadecuada transmisión de esfuerzos implica una concentración exagerada de esfuerzos en las zonas de conexión lo que conlleva a la falla de la estructura.

Al realizar un análisis no lineal dinámico experimental mediante la aplicación de cargas cíclicas, semejante a un análisis *Time-History*, se pueden determinar diferentes parámetros para cuantificar el amortiguamiento propio de la estructura y su consecuente energía disipada mediante deformaciones de los elementos.

El amortiguamiento se define como la capacidad de un sistema o cuerpo para disipar energía cinética, inducida experimentalmente por la aplicación de cargas laterales, mediante deformaciones y rotaciones de elementos.

El amortiguamiento por histéresis es un parámetro fundamental en el desarrollo de modelos matemáticos que permiten el estudio de la disipación de energía.

La determinación del amortiguamiento en los lazos histeréticos se obtiene mediante la aplicación de la siguiente fórmula y se define como la relación entre áreas al interior de la curva histerética por ciclo y el área de la línea de rigidez por ciclo, multiplicado por un coeficiente.

$$h_e = \frac{1}{2\pi} * \frac{A_{tc}}{A_1 + A_2} \quad \text{Ec.3}$$

En la Figura 1157 se indica la curva de variación de amortiguamiento por ciclos de carga aplicados y por probeta ensayada, mostrando valores máximos en las zonas de máxima capacidad de cada pórtico. Los valores máximos obtenidos se asemejan a los valores utilizados regularmente para simplificar el análisis del amortiguamiento en estructuras convencionales, el mismo que es aproximadamente 5%, ya que estos son valores para estructuras de hormigón armado.



Figura 115. Área bajo la curva de rigidez por ciclo
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares



Figura 116. Área bajo la curva de rigidez por ciclo
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Tabla 17

Resumen de valores de amortiguamiento para pórticos 1, 2 y 3
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

ITEM	COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO		
	P1	P2	P3
1	0,003278799	0,000105569	0,000253807
2	0,000845111	0,000929747	0,000684342
3	0,011194733	0,000717602	0,001218733
4	0,035102887	0,001704053	0,002113294
5	0,091538458	0,00441881	0,003483394
6	0,187309028	0,007124962	0,005781564
7	0,286379715	0,012029575	0,009462566
8	0,427930229	0,021395783	0,01625637
9		0,036286699	0,029398588
10		0,055653834	0,05227207
11		0,095152002	0,104424232
12		0,159111594	0,152963941
13		0,178419347	0,236795776
14		0,291790452	0,284640164
15		0,476378922	0,343920312
16			0,365110796
17			0,381448255

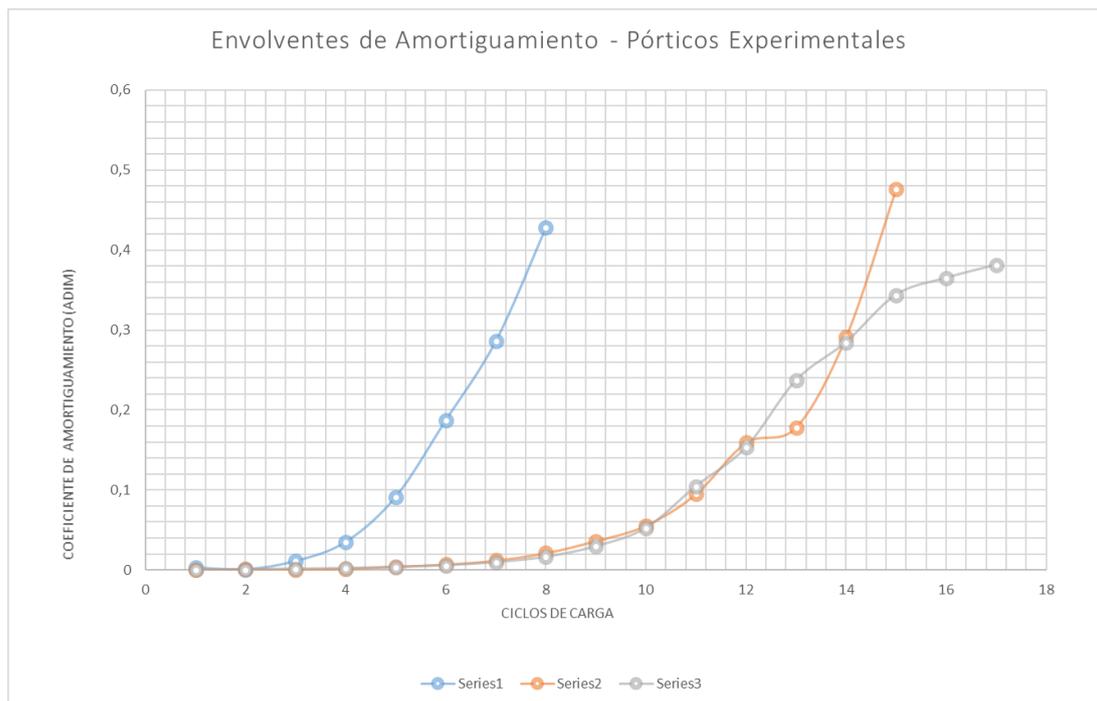


Figura 117. Curva de envolvente de valores de amortiguamiento de pódicos 1, 2 y 3. Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

Otro parámetro determinante, producto del análisis no lineal dinámico realizado, es la energía disipada por el elemento estructural, que se define como la multiplicación de un coeficiente por el amortiguamiento calculado previamente, de acuerdo con lo expresado en la siguiente fórmula:

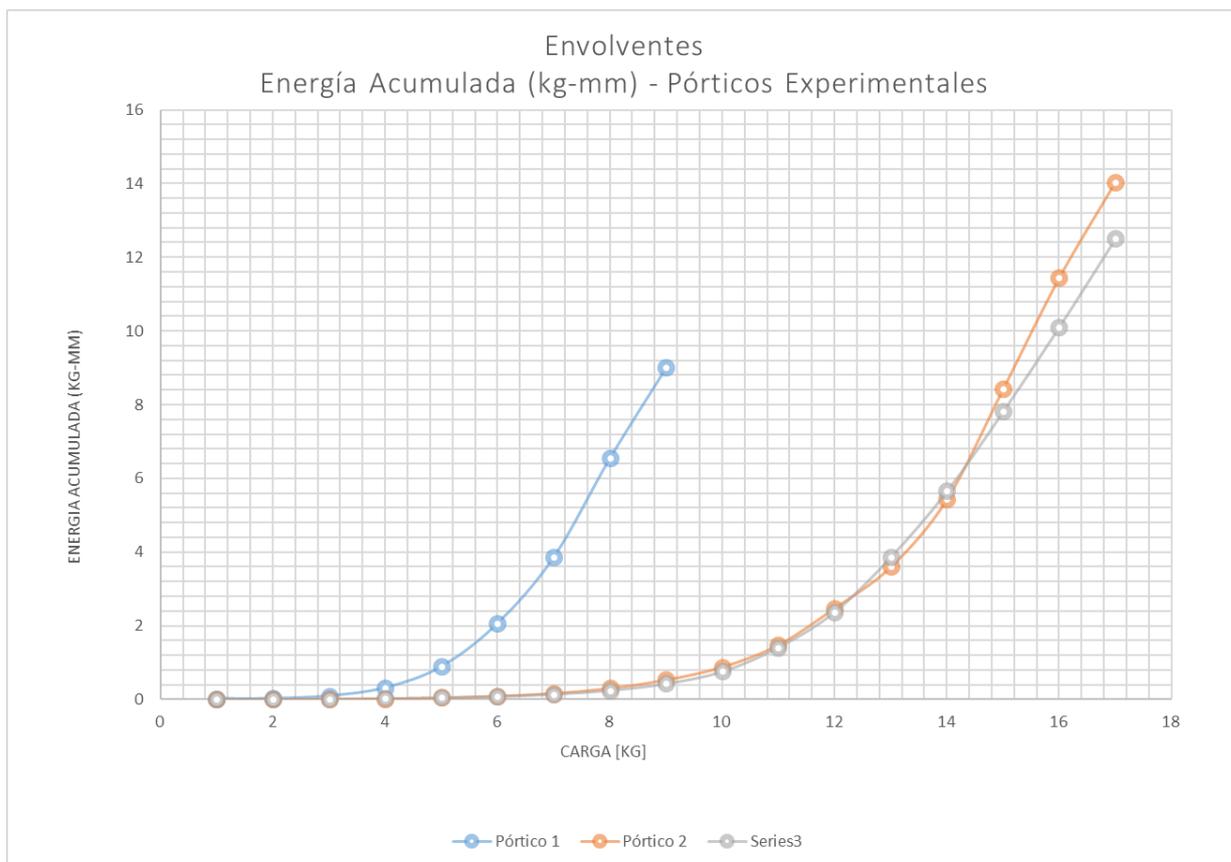
$$E_d = 2 \cdot \pi \cdot h_e \quad \text{Ec.4}$$

La disipación de energía en el diseño convencional se concentra en los nudos de unión de vigas y columnas, donde el comportamiento inelástico conduce a daños estructurales.

En la Gráfica 5.13 se representa la energía disipada acumulada en cada uno de los pódicos ensayados, con el fin de determinar las relaciones correspondientes. Además, se puede observar que el pódico sin reforzamiento disipa menor cantidad de energía en respuesta a la carga aplicada en comparación a los pódicos reforzados con ambos criterios. Lo que confirma la hipótesis de mejoramiento del comportamiento o performance de los pódicos con nudos rigidizados con diafragmas transversales con ambas tipologías.

Tabla 18*Energía disipada acumulada – Pórticos experimentales**Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares*

ITEM	ENERGÍA ACUMULADA (KG-MM)		
	P1	P2	P3
1	0,0206013	0,000663307	0,001594717
2	0,025911288	0,006505081	0,005894563
3	0,09624987	0,011013908	0,013552086
4	0,316807811	0,021720791	0,026830302
5	0,891960908	0,049484991	0,048717114
6	2,068858241	0,094252448	0,085043749
7	3,868235057	0,169836497	0,144498807
8	6,556999982	0,304270166	0,246640591
9	9,010167581	0,532266222	0,43135737
10		0,881949573	0,759792475
11		1,479807235	1,415909278
12		2,479534861	2,377010067
13		3,600576678	3,864841804
14		5,433950157	5,653288702
15		8,427127201	7,814203752
16		11,44713293	10,10826254
17		14,04598524	12,50497261

**Figura 118.** Energía acumulada ensayos experimentales

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- La configuración arquitectónica escogida de base para la presente investigación tiene una configuración estructural que se utiliza generalmente en el medio de la construcción de vivienda unifamiliar, por lo que el presente proyecto servirá para incluir en el análisis y diseño, de este tipo de estructuras, elementos que por su funcionalidad son muy importantes en comparación a su costo, para la rigidización de las uniones de vigas y columnas.
- Las geometrías utilizadas se adoptaron a las limitantes que se presentan en el Centro de Investigación de la Vivienda, perteneciente a la Escuela Politécnica Nacional.
- La utilización de estructuras mixtas para el diseño y construcción de edificaciones se ha generalizado en el medio por su excelente comportamiento ante diferentes acciones y facilidad constructiva. El código nacional vigente no indica parámetros mínimos de verificación de estos, sin embargo, existen códigos internacionales (AISC, Eurocódigo, etc.) que pueden ser utilizados, pero deben ser adaptados a los materiales y procedimientos constructivos propios del país. Todo esto se tomó en cuenta para la idealización de la estructura tanto para el modelo matemático en ETABS, como para los modelos experimentales físicos.
- Según la normativa vigente y tomando en cuenta la peligrosidad sísmica del país, es importante utilizar elementos que sean sísmicamente compactos, principalmente en las vigas, en este caso. El análisis para la columna mixta se lo realizó con la normativa AISC que indica que esta tipología debe ser compacta.

- Para evitar problemas de pandeo torsional en los ensayos experimentales, se deben colocar rigidizadores tomando en cuenta la longitud calculada utilizando el radio de giro en el sentido de menor rigidez del elemento, especialmente en vigas tipo I.
- Para determinar la fuerza sísmica, de acuerdo con el análisis sísmico pseudo estático y capítulo de Peligro Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente, existe un factor R de reducción de la fuerza sísmica, que para estructuras mixtas no se presenta un valor definido. Tomando en cuenta que existen valores para estructuras metálicas aporcadas ($R = 6$) y valores para estructuras que utilizan elementos metálicos conformados en frío ($R = 2.5$), se asumió un valor medio, calculado en base a el incremento de capacidad de una columna compuesta comparada a una columna tubular de acero, obteniendo un valor de $R = 4.00$.
- El análisis y diseño estructural de la vivienda tipo unifamiliar realizado (columnas y vigas), cumple con las exigencias sísmicas que rigen en el capítulo correspondiente de la NEC, referido a: derivas máximas, esfuerzos máximos, cumplimiento del detallamiento estructural sísmico (revisión columna fuerte viga débil) y demás.
- Mediante la utilización del software de análisis estructural mediante elementos finitos SEISMOSTRUCT, se realizó la modelación matemática de la probeta a ensayarse experimentalmente, y se determinaron la carga y deformación esperada o predictiva. Obteniéndose como resultados la curva de capacidad del pórtico. Todo esto con la finalidad de confirmar las condiciones del ensayo y los equipos a utilizarse. El procedimiento realizado es un PUSHOVER.
- Se idealizaron, además, las tipologías de reforzamiento en los nudos pertenecientes a los pórticos, considerando las prácticas observadas en el medio de la construcción. Para el caso de este proyecto de titulación, el primer pórtico no posee reforzamiento, el segundo pórtico posee reforzamiento de nudo con diafragmas transversales tipo rombo y finalmente,

el tercer pórtico posee reforzamiento de nudo con diafragmas transversales tipo placa de continuidad.

- Los resultados obtenidos se procesaron para determinar diferentes parámetros que permiten conocer el comportamiento o desempeño estructural de las zonas instrumentadas, además de la estructura en general. Los parámetros definidos son los siguientes: desplazamientos laterales de pórtico, desempeño estructural del sistema, determinación del esfuerzo y deformación resultante en cada zona instrumentada, debido a acciones externas, degradación de rigidez del pórtico, amortiguamiento y energía disipada.
- Considerando los resultados obtenidos, se calibran los modelos matemáticos mediante elementos finitos tanto en el software SEISMOSTRUCT como en el software SOLIDWORKS, para determinar la curva histerética en cada pórtico y los esfuerzos y deformaciones en zonas instrumentadas, para ser comparados, procesados y sacar las respectivas conclusiones del caso. La calibración es un procedimiento que permite ajustar el modelo matemático con lo obtenido en el modelo experimental, mediante diferentes métodos de análisis, como colocación de links de rigidización de nudos.
- La capacidad de carga máxima del pórtico sin reforzamiento de nudos, comparado con la carga predictiva (13500 kg), es inferior en un 33,94%, debido a que existe una deficiente transferencia de cargas y momentos entre los patines de vigas y las caras de la columna. Existe una concentración de esfuerzos debido a que los patines de vigas son de 8mm y la placa de la columna es de 4mm, y al soldarlos directamente no existe la transmisión eficiente de esfuerzos. La falla observada en los ensayos experimentales muestra exactamente lo indicado, por lo que al no reforzar el nudo se pierde la capacidad de carga.
- La capacidad de carga máxima en los pórticos con nudos reforzados, en ambas tipologías, se incrementa con respecto al que no posee

reforzamientos, debido a que permite una correcta transmisión de esfuerzos y consecuentemente se logra la rigidización del nudo. El incremento de la capacidad de carga de los pórticos 2 y 3 es 63,27% y 23,99% con respecto al pórtico 1, respectivamente.

- Al realizar una comparación entre el pórtico reforzado con diafragmas transversales tipo rombo (pórtico 2) y el pórtico reforzado con diafragmas transversales tipo placa de continuidad rectangular (pórtico 3), existe un mejor comportamiento del pórtico 2 ya que resiste una carga mayor (14560.58 kg) en relación con la carga máxima resistida por el pórtico 3 (11969.23 kg). El pórtico 2 resiste un 21,65% adicional al pórtico 3, por lo que se concluye que este tipo de reforzamiento de nudo es más recomendable utilizar entre una columna compuesta y una viga de alma llena, así como, para el colado del hormigón.
- Se identificó que la reducción de capacidad de carga del pórtico 3 es debido a que se tuvieron que abrir ventanas en los elementos tipo columnas para asegurar la fundición de dichos elementos, sin embargo, por la complejidad y poco espacio para fundido, no se funde completamente el nudo, por lo tanto, no está rigidizado el nudo en un 100%. Aun así, existe un mejor comportamiento en relación con el pórtico con nudos no rigidizados.

Tabla 19

Resumen de capacidad de carga máxima y comparación.

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

PÓRTICOS	CARGA MÁXIMA		Δi	%	
	ELASTICA	INELASTICA		ELASTICO	INELASTICO
	(KG)				
P1	4500	8917,842773	0		
P2	9000	14560,5752	5642,732422	200,00%	163,27%
P3	7500	11057,25195	2139,40918	166,67%	123,99%

% El porcentaje representa el incremento de capacidad máxima de carga con respecto al P1.

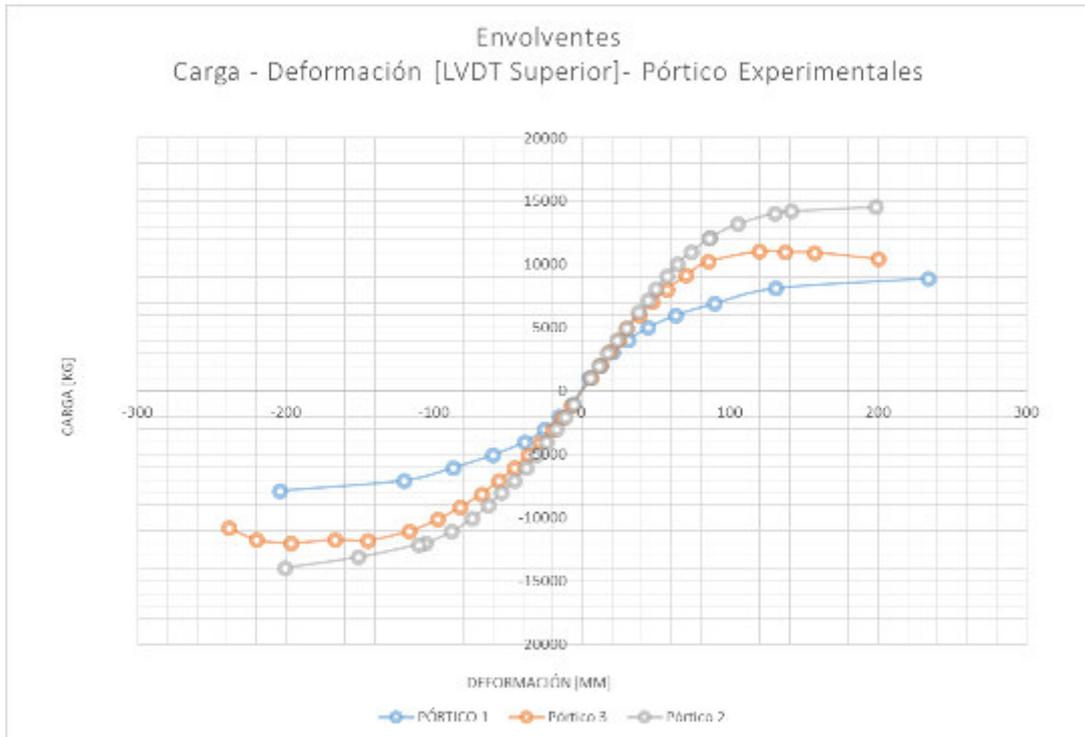


Figura 119. Envolturas carga deformación – Pórticos experimentales
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

- Las derivas determinadas para la capacidad máxima de cada pórtico se muestran a continuación:

Tabla 20

Derivas experimentales.

Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

PÓRTICOS	DERIVA	
	TEORICA	EXPERIMENTAL
P1	3,70%	5,19%
P2	4,37%	4,30%
P3	3,11%	4,19%

Se debe mencionar que estas derivas se obtienen con la capacidad y deformación máxima de los pórticos.

- Las fallas presentadas en los pórticos con nudos reforzados muestran similitud, y principalmente se observa en el pandeo de vigas y aparición de rótulas plásticas en zonas de sección reducida. Además, dentro de los resultados de los strain gauges, otros elementos exceden los valores de fluencia.

- La calibración de los modelos matemáticos con respecto a los ensayos experimentales realizados se realizó de manera adecuada y se obtuvieron resultados similares a los experimentales.
- El pórtico sin reforzamiento presenta una degradación de rigidez importante desde la rigidez inicial, comparándolo con los resultados obtenidos con los pórticos reforzados. Los pórticos rigidizados muestran un comportamiento diferenciado entre el rango elástico e inelástico. Dentro del rango elástico la degradación de la rigidez es uniforme y gradual, sin embargo, al ingresar en el rango inelástico, la degradación es mucho más considerable.

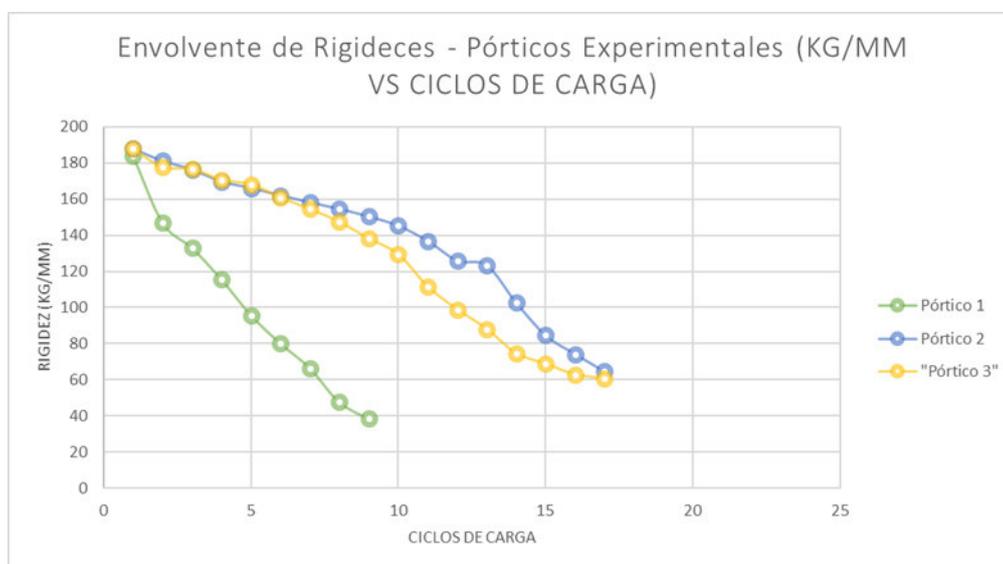


Figura 120. Pérdida de rigidez – Ensayos experimentales
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

- El amortiguamiento obtenido en los pórticos ensayados, presentan valores menores a los comúnmente utilizados en estructuras de hormigón armado (5%), y varía entre 2% al 2.5%. Todo esto considerando también que la estructura es más dúctil que una estructura de hormigón armado. Sin embargo, se observa en el desarrollo de la tesis, que la diferencia es significativa entre el pórtico 1 y los demás pórticos.

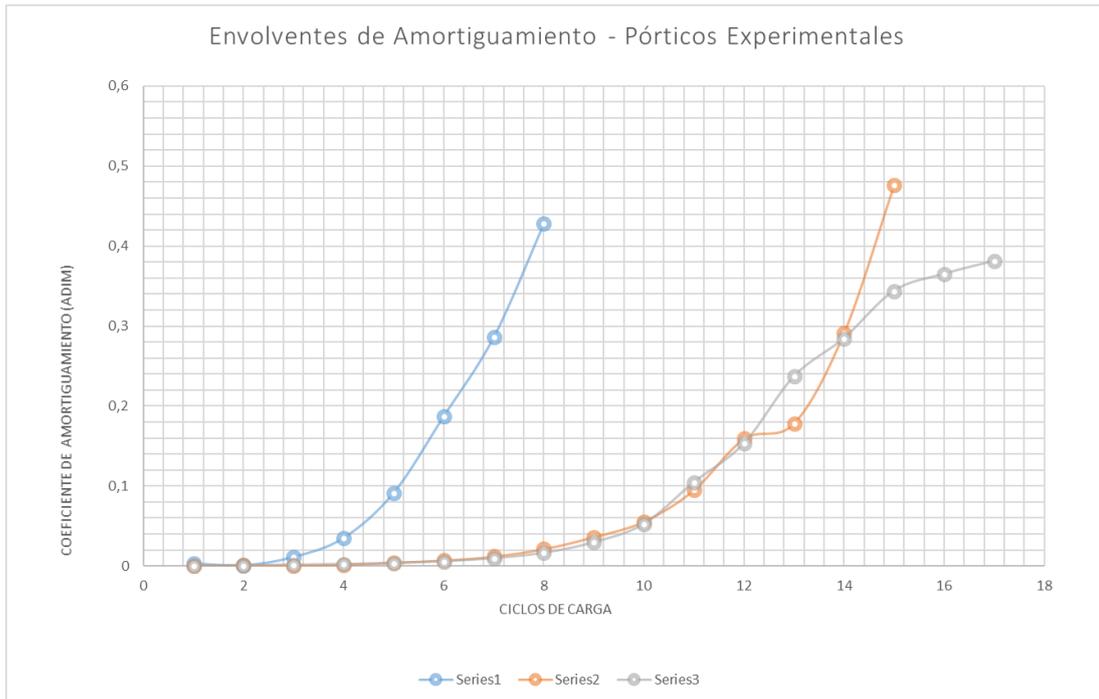


Figura 121. Curva de envolvente de valores de amortiguamiento de Pórticos 1, 2 y 3. Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares.

- La energía disipada muestra una gran diferencia entre el pórtico sin rigidización de nudos y los pórticos rigidizados. Esta reducción se da porque la disipación de energía se la realiza con la deformación adecuada de los nudos. Al ser un concentrador de esfuerzos el pórtico sin rigidización pierde capacidad de disipar energía.

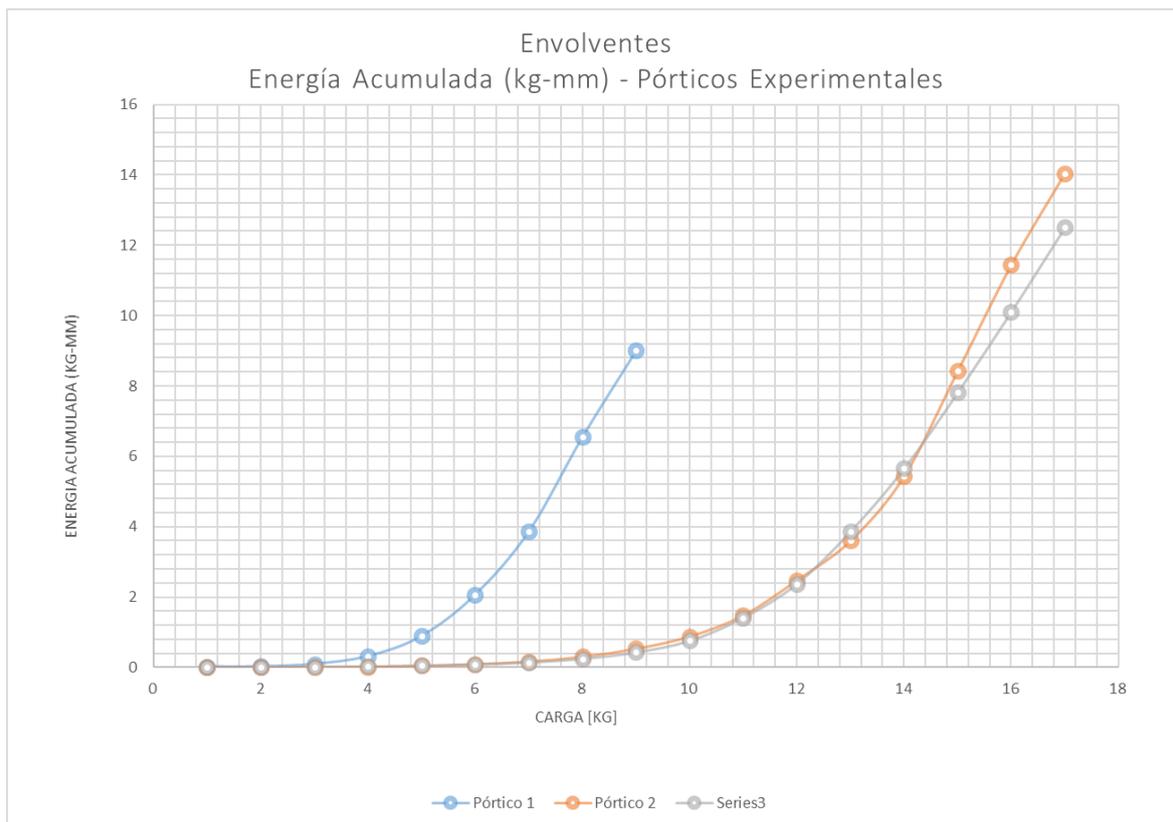


Figura 122. Energía acumulada ensayos experimentales.
Elaboración: Jorge Martínez y Darío Pallares

- Los resultados de la tesis evidencian la necesidad de un reforzamiento de nudos viable tanto técnica como constructivamente que permite la rigidización de esta zona y permite una adecuada transmisión de esfuerzos entre elementos.
- De acuerdo con el estudio desarrollado por los Ingenieros Paúl Zúñiga y Marco Manzano, referente al reforzamiento de la conexión viga-columna con anillos perimetrales, se obtuvo que la configuración de anillos trapezoidales en la unión viga-columna se comporta de mejor manera que un reforzamiento con anillos rectangulares, dando una resistencia de 15.69 Toneladas y un desplazamiento de 210 mm.

- Comparando la capacidad de carga de la probeta reforzada con anillos perimetrales con los resultados obtenidos en la presente investigación, se tiene que el pórtico reforzado con anillos perimetrales de forma trapezoidal tiene un mejor comportamiento sismo resistente.

REFERENCIAS

American Institute of Steel Construction. (2006). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.

American Institute of Steel Construction. (2011). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.

American Iron and Steel Institute. (1996). *Especificaciones para el diseño de miembros estructurales de acero conformados en frío*.

American Welding Society. (2008). *Structural Welding Code – Steel*.

Byron, G. (2003). *Diseño del ensayo de un pórtico plano a carga vertical y a carga lateral*, Quito, Ecuador.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro sísmico Diseño Sismo Resistente*.

Oviedo, E., & Velde, H. V. (2003). *Diseño de conexiones viga-columna para estructuras de acero ante efectos sísmicos*, Caracas, Venezuela.

Ramírez Alva, C. B. (2005). *Diseño de estructuras de acero formado en frío usando las especificaciones AISI-96*, México D.F.

ANEXOS

ANEXO 1
INFORME DE ENSAYO DE MATERIALES

ANEXO 2
PLANOS ESTRUCTURALES