

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LOS TIPOS DE CONEXIÓN VIGA –
COLUMNA CON SECCIONES TUBULARES DE ACERO PARA
PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO**

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL MENCIÓN EN ESTRUCTURAS**

NICOLE ESTEFANIA GUERRERO SÁNCHEZ
nicole.guerrero@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO M.Sc.
maria.corream@epn.edu.ec

CO-DIRECTOR: LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRIGUEZ PH.D.
luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, Mayo 2022

DECLARACIÓN

Yo, **Nicole Estefania Guerrero Sánchez** declaro que el trabajo aquí escrito es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, y que he consultado las referencias que se incluyen en este documento.

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

NICOLE ESTEFANIA GUERRERO SÁNCHEZ

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Nicole Estefania Guerrero Sánchez, bajo nuestra supervisión.

Msc. ING. MARÍA BELÉN CORREA
DIRECTORA DEL PROYECTO

PhD. ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ
CODIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por darme fuerza, sabiduría, conocimiento e inteligencia en cada paso y en cada decisión tomada, gracias por sostenerme en los momentos más difíciles y estar conmigo dondequiera que voy.

A mis padres, Marcelo y Marcia por su apoyo y amor incondicional, por los valores, consejos y enseñanzas compartidos, gracias por ser un ejemplo de valentía y esfuerzo, por los sacrificios que han hecho para que tengamos una vida maravillosa. Es una bendición ser su hija, los amo.

A mis hermanos Adrián, Mattew y Andrés, que han sido una parte fundamental de mi vida, por su apoyo, su ayuda, por todas las risas compartidas y por el inmenso amor que les tengo.

A mi abuelita Isabel Delgado, por cuidarme, ayudarme a crecer y por su cariño incondicional

A mi familia, que en todo momento se han preocupado de mi crecimiento personal y profesional, gracias por el cariño y el apoyo brindado.

A mis amigos, que han sido parte de este camino, gracias por todos los momentos compartidos, por su ayuda en momentos difíciles y por enseñarme que pese a las diferencias su amistad siempre será valiosa e incondicional.

A la Escuela Politécnica Nacional, a la facultad de Ingeniería Civil y Ambiental y a mis profesores por su tiempo y por compartir sus conocimientos para que pueda crecer como profesional.

Mis sinceros agradecimientos a mi directora de tesis M.Sc. Ing. María Belén Correa y a mi codirector PhD. Ing. Luis Hernández por su ayuda y guía durante todo este proceso de titulación para llevarlo a cabo con éxito.

Nicole Guerrero Sánchez

DEDICATORIA

A Dios, que me acompaña en todas las etapas de mi vida y es el que me levanta en cada tropiezo y me da fuerza para seguir adelante.

A mis padres, Marcelo y Marcia por ser parte de cada logro, por siempre creer en mí y animarme a alcanzar mis sueños.

A mis hermanos Adrián, Mattew y Andrés porque la vida no sería igual sin ustedes.

A mis abuelitos María Flores y Luis Sánchez, que en vida me dieron su cariño y apoyo, estarían muy orgullosos de esta meta cumplida.

Nicole Guerrero Sánchez

ÍNDICE

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
DEDICATORIA	VI
ÍNDICE.....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	X
ÍNDICE DE TABLAS	XV
RESUMEN	XVI
ABSTRAC	XVII
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. GENERALIDADES.....	1
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	1
1.3. OBJETIVOS	2
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	2
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
1.4. HIPÓTESIS	3
1.5. ALCANCE	3
CAPÍTULO 2	4
MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE	4
2.1. MARCO TEÓRICO.....	4

2.1.1.	ACERO ESTRUCTURAL	4
2.1.2.	DISEÑO POR CAPACIDAD	7
2.1.3.	REQUISITOS GENERALES	8
2.1.4.	CONEXIÓN VIGA-COLUMNA	9
2.1.5.	COMPORTAMIENTO DE LAS CONEXIONES EN MARCOS DE MOMENTO 20	
2.1.6.	FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DESEMPEÑO DE LA CONEXIÓN 21	
2.1.7.	CONCEPTOS DE LA INVESTIGACIÓN	28
2.2.	ESTADO DEL ARTE	42
2.2.1.	ESTUDIOS A NIVEL REGIONAL	42
	CAPÍTULO 3	48
	METODOLOGÍA	48
3.1.	DEFINICIÓN DE LAS CONEXIONES A SER ANALIZADAS	48
3.1.1.	CONEXIÓN VIGA COLUMNA DIRECTA	48
3.1.2.	CONEXIÓN EXPERIMENTAL	49
3.2.	DESCRIPCIÓN DE LA CONEXIÓN	49
3.2.1.	DIMENSIONES DE LAS SECCIONES TUBULARES	49
3.2.2.	RELACIONES ANCHO ESPESOR	50
3.2.3.	DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA – COLUMNA	53
3.2.4.	DISEÑO DE LA SOLDADURA	56
3.3.	ENSAYOS	56
3.3.1.	ESTRUCTURACIÓN DE LAS PROBETAS	56
3.3.2.	DESCRIPCIÓN DEL MONTAJE DE LAS PROBETAS	57

3.3.3.	CARGAS.....	61
3.3.4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	62
CAPÍTULO 4		73
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....		73
4.1.	ANÁLISIS DE LAS DIFERENCIAS ENTRE CONEXIONES.....	73
4.1.1.	CONEXIÓN DIRECTA	73
4.1.2.	CONEXIÓN EXPERIMENTAL	74
4.1.3.	COMPARACIÓN	76
4.2.	COMPORTAMIENTO DE LAS CONEXIONES	78
4.2.1.	CONEXIÓN DIRECTA	79
4.2.2.	CONEXIÓN EXPERIMENTAL	83
CAPÍTULO 5		88
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		88
5.1.	CONCLUSIONES	88
5.2.	RECOMENDACIONES.....	90
BIBLIOGRAFÍA.....		91
ANEXO		95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Curva de esfuerzo-deformación de varios aceros estructurales	6
Figura 2.2 Comportamiento Inelástico de Pórticos con Rótulas Plásticas en Vigas	7
Figura 2.3 Conexión simple	10
Figura 2.4 Conexión rígida.....	10
Figura 2.5 Conexión parcialmente rígida.....	11
Figura 2.6 Ángulo de deriva de entrepiso	13
Figura 2.7 Aceptable degradación de resistencia	14
Figura 2.8 Ubicación de rótulas plásticas	15
Figura 2.9 Comportamiento dúctil, rotula plástica en la viga	15
Figura 2.10 Ductilidad de una conexión viga-columna en acero estructural	15
Figura 2.11 Comportamiento de un pórtico resistente a momento sometido a cargas sísmicas	20
Figura 2.12 Representación esquemática de la curva esfuerzo – deformación típica de un acero estructural Gr.50.....	21
Figura 2.13 Esquema del equipo para soldadura manual	22
Figura 2.14 Socavación en soldadura	24
Figura 2.15 Falta de fusión	25
Figura 2.16 Radiografía de falta de fusión entre el cordón y el material base	25
Figura 2.17 Falta de penetración.....	25
Figura 2.18 Radiografía de falta de penetración en la soldadura	26
Figura 2.19 Inclusión de escoria.....	26
Figura 2.20 Radiografía de inclusión de escoria	26

Figura 2.21 Porosidad	27
Figura 2.22 Radiografía de porosidad en la soldadura	27
Figura 2.23 Fallas en la conexión viga – columna en sismo de Northridge	27
Figura 2.24 Fallas en la columna en sismo de Northridge	28
Figura 2.25 Conexión directa	28
Figura 2.26 Conexión Experimental.....	29
Figura 2.27 Gato hidráulico.....	30
Figura 2.28 Sensores de desplazamiento (LVDT).....	30
Figura 2.29 Relaciones de fuerza-deformación de acero estructural.....	31
Figura 2.30 Curva de Histéresis con pandeo en vigas de acero	32
Figura 2.31 Curvas de histéresis según su comportamiento estructural	32
Figura 2.32 Columna, conexión directa.....	33
Figura 2.33 Viga, conexión directa	33
Figura 2.34 Columna, conexión experimental.....	34
Figura 2.35 Viga, conexión experimental	34
Figura 2.36 Propiedades del acero A36	35
Figura 2.37 Propiedades del acero A36	35
Figura 2.38 Conexión directa	36
Figura 2.39 Vista frontal y lateral de la conexión directa.....	36
Figura 2.40 Conexión experimental	37
Figura 2.41 Vista frontal y lateral de la conexión directa”.....	37
Figura 2.42 parámetros para el análisis	38
Figura 2.43 Interacción en la conexión directa	38
Figura 2.44 Interacción en la conexión experimental	39
Figura 2.45 Carga en la conexión directa.....	39

Figura 2.46 Carga en la conexión experimental.....	40
Figura 2.47 Mesh en la conexión directa.....	40
Figura 2.48 Mesh en la conexión directa.....	41
Figura 2.49 Análisis en la conexión	41
Figura 2.50 Resultados de la modelación de la conexión directa	42
Figura 2.51 Conexión propuesta entre perfiles tubulares y respuesta histórica ...	44
Figura 2.52 Conexión viga tubular – columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo.	45
Figura 2.53 Conexión viga I - columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo.	45
Figura 2.54 Probeta 4 y respuesta histórica	46
Figura 3.1 Conexión viga columna directa	48
Figura 3.2 Conexión viga columna experimental	49
Figura 3.3 Montaje del ensayo	57
Figura 3.4 Ubicación de la columna para ser soldada a las placas	57
Figura 3.5 Ubicación de la columna para ser soldada a las placas (columna para la conexión experimental)	58
Figura 3.6 Soldadura de la columna a las placas.....	58
Figura 3.7 Soldadura de la conexión viga columna.....	59
Figura 3.8 Resultado final de la probeta.....	59
Figura 3.9 Montaje de la probeta.....	60
Figura 3.10 Ubicación de los Strain Gauges	60
Figura 3.11 Ubicación de los LVDT	61
Figura 3.12 Dimensiones de la conexión directa.....	62

Figura 3.13 Desplazamiento aplicado en la Probeta 1 según el protocolo de carga.....	63
Figura 3.14 Carga aplicada en la Probeta 1 según el protocolo de carga	63
Figura 3.15 Histéresis P vs Δ de la probeta 1	64
Figura 3.16 Histéresis M vs ϕ de la probeta 1	65
Figura 3.17 Falla en la probeta 1	65
Figura 3.18 Falla en la probeta 1	66
Figura 3.19 Falla en la probeta 1	66
Figura 3.20 Desplazamiento de la viga en la probeta 1	67
Figura 3.21 Dimensiones de la conexión experimental	67
Figura 3.22 Desplazamiento aplicado en la Probeta 2 según el protocolo de carga.....	68
Figura 3.23 Carga aplicada en la Probeta 2 según el protocolo de carga	68
Figura 3.24 Histéresis P vs Δ de la probeta 2.....	69
Figura 3.25 Histéresis M vs ϕ de la probeta 2.....	70
Figura 3.26 Falla en la probeta 2.....	70
Figura 3.27 Falla en la probeta 2	71
Figura 3.28 Falla en la probeta 2	71
Figura 3.29 Desplazamiento de la viga en la probeta 2.....	72
Figura 4.1 Histéresis M vs ϕ de la probeta 1	73
Figura 4.2 Resumen del comportamiento de la probeta 1	74
Figura 4.3 Histéresis M vs ϕ de la probeta 2	75
Figura 4.4 Resumen del comportamiento de la probeta 2	76
Figura 4.5 Resumen comparativo del comportamiento de la probeta 1 y 2.....	78

Figura 4.6 Curva idealizada esfuerzo-deformación del acero	79
Figura 4.7 Deformación unitaria en SG1 de la probeta 1	79
Figura 4.8 Deformación unitaria en SG2 de la probeta 1	80
Figura 4.9 Vista frontal y lateral de la probeta 1.....	81
Figura 4.10 Esfuerzos en la Probeta 1 vista frontal.....	81
Figura 4.11 Esfuerzos en la Probeta 1 vista lateras derecha	82
Figura 4.12 Esfuerzos en la Probeta 1 vista lateral izquierda.....	82
Figura 4.13 Esfuerzos máximos en la Probeta 1.....	83
Figura 4.14 Deformación unitaria en SG1 de la probeta 2	83
Figura 4.15 Deformación unitaria en SG2 de la probeta 2	84
Figura 4.16 Vista frontal y lateral de la probeta 2	85
Figura 4.17 Esfuerzos en la Probeta 2 vista frontal.....	85
Figura 4.18 Esfuerzos en la Probeta 2 vista lateral derecha	86
Figura 4.19 Esfuerzos en la Probeta 2 vista lateral izquierda.....	86
Figura 4.20 Esfuerzos máximos en la Probeta 2 vista lateral derecha.....	87
Figura 4.21 Esfuerzos maximos en la Probeta 2 vista lateral izquierda	87

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Propiedades a Tensión Especificadas por la Norma ASTM (ASTM 2005)	9
Tabla 2.2 Valores de los Factores de Fluencia y Tensión Probables para las planchas de los aceros ASTM A36, A572 Gr.50 y A588 Gr.50.	9
Tabla 2.3 Límites de las proporciones de ancho espesor para elementos de compresión de moderada y alta ductilidad.	18
Tabla 2.4 Clasificación de electrodos	23
Tabla 3.1 Propiedades de la columna	50
Tabla 3.2 Propiedades de la viga	50
Tabla 3.3 Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero a compresión en miembros compuestos sometidos a compresión axial.	51
Tabla 3.4 Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sometidos a flexión.	51
Tabla 3.5 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings.	62
Tabla 3.6 Resultados obtenidos según protocolo de carga aplicado a la Probeta 1	64
Tabla 3.7 Resultados obtenidos según protocolo de carga aplicado a la Probeta 2	69
Tabla 4.1 Resumen de resultados obtenidos de la probeta 1	74
Tabla 4.2 Resumen de resultados obtenidos de la probeta 2	75
Tabla 4.3 Resultados comparativos de la Probeta 1 y la Probeta 2.....	77

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo comparar dos tipos de conexiones viga- columna usando secciones tubulares de acero, la Probeta 1 es una conexión directa, mientras que la Probeta 2 es una conexión experimental, la cual se construye al insertar la viga por una de las caras de la columna, ambas conexiones se unen mediante una soldadura estableciendo conexiones rígidas.

Se realizaron ensayos de cargas cíclicas a la probeta 1 y a la Probeta 2 para determinar por medio a la resistencia a flexión en la cara de la columna si las conexiones cumplen con los requisitos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15) para ser conexiones que se puedan usar en Pórticos Resistentes a Momentos.

Las cargas cíclicas en el extremo libre de la viga seguirán el protocolo sugerido por el FEMA 2000, donde en el historial de carga básico, los ciclos serán simétricos en cuanto a las deformaciones máximas. Con los resultados obtenidos al aplicar este protocolo se obtienen las curvas de histéresis que reflejaran el comportamiento de las conexiones y estas, deben resistir un momento flector en la cara de la columna superior al 80% del momento probable plástico de la viga para determinar si las probetas califican como conexión parcialmente rígida o como conexión completamente rígida.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la probeta 2 tiene un mejor comportamiento que la probeta 1, sin embargo, ninguna de las dos probetas califica como conexión parcialmente rígida ni como conexión completamente rígida, concluyendo que no pueden ser usadas en Pórticos Resistentes a Momentos.

Palabras clave: Conexiones, resistencia a flexión, pórticos resistentes a momento, carga cíclica.

ABSTRAC

The purpose of this research is to compare two types of beam-column connections using tubular steel sections, Specimen 1 is a direct connection, while Specimen 2 is an experimental connection, which is constructed by inserting the beam through one of the column faces, both connections are joined by welding to establish rigid connections.

Cyclic load tests were applied on specimen 1 and specimen 2 to determine by means of the bending resistance at the column face if the connections comply with the requirements established in the Ecuadorian Building Code (NEC 15) to be connections that can be used in Steel Moment Resisting Frames.

The cyclic loads at the free end of the beam will follow the protocol suggested by FEMA 2000, where in the basic load history, the cycles will be symmetric in terms of maximum deformations. With the results obtained by applying this protocol, the hysteresis curves are obtained which will reflect the behavior of the connections and they must resist a bending moment on the column face higher than 80% of the probable plastic moment of the beam to determine if the specimens qualify as partially stiff connection or fully stiff connection.

According to the results, specimen 2 have a better behavior than specimen 1, however, neither of the two specimens qualifies as partially stiff connection nor as fully stiff connection, concluding that they cannot be used in Steel Moment Resisting Frames.

Keywords: Connections, flexural strength, moment resisting portal frames, cyclic loading.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

Ecuador al ser un país altamente sísmico ha tenido la necesidad de implementar métodos constructivos que cumple con las condiciones de sismo resistencia, debido a esto es importante la investigación y la búsqueda de métodos que aseguren la estabilidad de las estructuras durante un evento sísmico.

En esta investigación se estudiará un método diferente para la construcción de estructuras en acero, el cual consiste en insertar la viga por una de las caras de la columna, lo que causa que la longitud de la viga sea tomada desde las caras externas de las columnas, ya que a más de tener una estructura sismorresistente se pretende encontrar un mejor comportamiento entre los elementos, esto podría reducir la plastificación de la cara de la columna que se genera al tener una conexión directa entre vigas y columnas tubulares.

El ensayar y estudiar distintos tipos de conexiones nos permite verificar que las conexiones cumplan los estándares requeridos según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15) y que al usarla en construcciones no se presenten fallas relacionadas con la soldadura o con la geometría de los elementos ante la presencia de un sismo.

1.2. JUSTIFICACIÓN

Las conexiones viga-columna deben tener una resistencia superior a los elementos unidos por estas, de esta manera estamos garantizando que no existan fallas prematuras que de alguna manera impidan la formación de rotulas plásticas en los extremos de las vigas (Enderica, 2018). De no cumplir con esta condición de resistencia el desempeño de las estructuras presentaría falla como

en el sismo de enero de 1994 en Northridge en donde se presentaron fracturas en las soldaduras de vigas y columnas en el 32% de las estructuras inspeccionadas, de este porcentaje el 15,7% de las conexiones tenían fractura (Tapia, 2020), el daño inició en las conexiones a niveles muy bajos de demanda plástica (Loges, 2016).

Al conocer la importancia de las conexiones en los pórticos resistentes a momentos, la investigación propuesta busca determinar si existe una diferente solución viable y funcional en las conexiones viga - columna, que cumpla con el comportamiento sismo resistente necesario en nuestro medio sísmico. Independientemente del tipo de conexión que se use, es elemental evitar por completo la unión directa de miembros estructurales mediante soldaduras sin utilizar o añadir elementos que permitan una correcta transferencia de esfuerzos en los puntos de unión y miembros estructurales (Loges, 2016).

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

- Comparar dos tipos de conexiones viga columna de secciones tubulares de acero para pórticos resistentes a momento por medio de ensayos.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Ensayar una probeta de la conexión viga columna directa con soldadura y una probeta experimental, usando secciones tubulares huecas de acero laminadas en caliente, tanto para las columnas como para las vigas.
- Interpretar los resultados obtenidos de las conexiones viga columna directa con soldadura y experimental.
- Comparar los resultados obtenidos al realizar ensayos en la conexión directa de elementos estructurales y la conexión experimental de secciones tubulares de acero para determinar su comportamiento.

- Detallar las ventajas y desventajas en cada conexión, llegando a concluir la que tiene un mejor comportamiento.

1.4. HIPÓTESIS

Una conexión viga columna experimental, en la cual la viga se inserta en la columna y finalmente se conectan con soldadura, tiene un mejor comportamiento sismorresistente y menor pandeo en las columnas, que una conexión viga columna directa con soldadura.

1.5. ALCANCE

La investigación se realizará para comparar cuantitativa y descriptivamente una conexión viga columna directa con soldadura y una conexión experimental, dichas conexiones estarán conformadas por secciones tubulares huecas de acero laminadas en caliente.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

2.1. MARCO TEÓRICO

2.1.1. ACERO ESTRUCTURAL

El sector de la construcción ha avanzado de tal manera, que los métodos tradicionales han sido reemplazados por el uso de acero estructural, que es un material muy versátil, es usado en la construcción de edificios puentes, coliseos, entre otros, permitiendo un desarrollo urbano y de infraestructura vial (MIDUVI, 2015), su uso se expande rápidamente debido a sus ventajas en cuanto a resistencia, ductilidad, fácil manejo y fabricación (Ugel y Vielma, 2011)

El acero estructural está formado principalmente de hierro y carbono, también presenta otros elementos como silicio, fósforo, azufre y magnesio, se debe considerar que mientras más carbono se añade a la aleación, mayor será la resistencia y dureza, pero menor la ductilidad y la soldabilidad del producto final (Guzhñay, F. 2012).

El acero cuenta con las siguientes características:

- **Resistencia:** El acero estructural es un material que soporta grandes cargas y mejora la seguridad de las estructuras.
- **Ductilidad:** El acero estructural puede soportar deformaciones sin romperse.
- **Soldadura:** Este tipo de acero tiene la ventaja de que se puede soldar para formar uniones o conexiones.
- **Tenacidad:** Es resistente a la flexión, la rotura.
- **Corrosión:** La resistencia a la corrosión puede variar ya que depende de las condiciones climáticas de la ubicación de la estructura.

Según la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales, por sus siglas en inglés ASTM, cuenta con los siguientes tipos de aceros estructurales de acuerdo con su composición:

- **ASTM 36:** Tiene un esfuerzo de fluencia de 2530 kg/cm² (250 MPa, 36 ksi) y un esfuerzo mínimo de ruptura en tensión de 4080 kg/cm² a 5620 kg/cm² (400 a 550 MPa, 58 a 80 ksi). Es una aleación que cuenta con 98% de hierro, con menos del 1% de carbono y cantidades pequeñas de minerales como manganeso, fósforo, azufre, sílice y vanadio para mejorar su soldabilidad y resistencia a la intemperie.
- **ASTM A529:** Los esfuerzos F_y y F_u mínimos son 2950 kg/cm² y 4220 a 5975 kg/cm² (42 y 60 - 85 ksi), es un grado de acero común en barras y perfiles.
- **ASTM A572:** Tiene un esfuerzo de fluencia de 3515 kg/cm² (345 MPa o 50 ksi) y un esfuerzo de ruptura 4570 kg/cm² (450 MPa o 65 ksi).
- **ASTM A992:** Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de 3515 kg/cm² (345 MPa o 50 ksi) y el esfuerzo de ruptura de 4570 kg/cm² (65 ksi). La relación F_y /F_u no es mayor de 0.85 y el carbono equivalente no excede de 0.50, tiene una gran soldabilidad y ductilidad.
- **ASTM A53:** Esfuerzo de fluencia de 2400 kg/cm² (35 ksi) y resistencia a la ruptura en tensión de 3515 kg/cm² (50 ksi).
- **ASTM A500:** Disponible en tubos de sección circular hueca, el grado más común tiene un esfuerzo de fluencia y una resistencia de ruptura a la tensión de 3200 kg/cm² y 4100 kg/cm² (320 MPa o 46 y 405 MPa o 58 ksi).

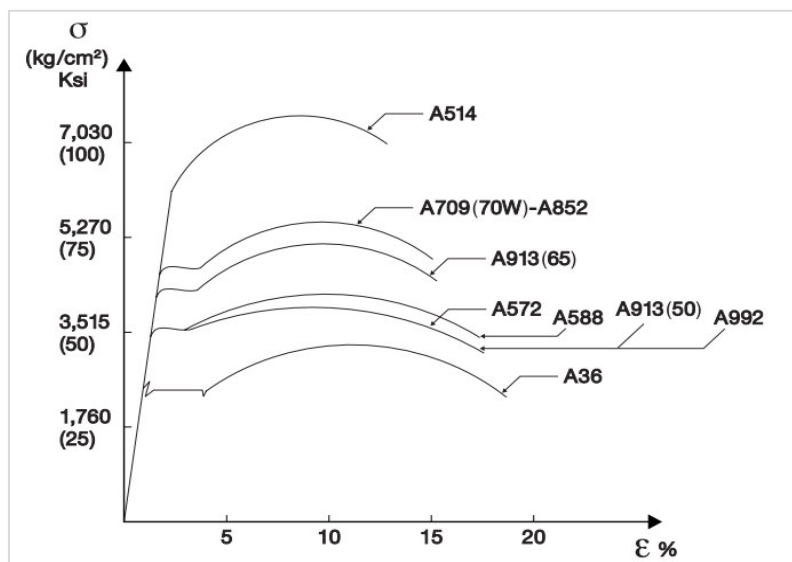


Figura 2.1. Curva de esfuerzo-deformación de varios aceros estructurales
Fuente: (Manual de Diseño para la Construcción con Acero)

2.1.1.1. Ventajas y desventajas del acero estructural

2.1.1.1.1. Ventajas

- **Alta resistencia:** Puede soportar grandes pesos, sin dañarse ni deformarse. Por lo que permite construir estructuras relativamente livianas.
- **Homogeneidad:** El acero estructural mantiene la calidad y fiabilidad del acero pues no cambia su aspecto con el paso del tiempo, incluso cuando se expone a altas temperaturas.
- **Alta ductilidad:** El acero puede ser sometido a grandes cargas, soportando deformaciones sin que la estructura se derrumbe.
- **Alta tenacidad:** Este acero puede ser doblado ya que resiste grandes cantidades de energía de deformación.
- Permite ser soldado.

2.1.1.1.2. Desventajas

- **Temperaturas altas:** Las propiedades mecánicas se deterioran significativamente a altas temperaturas, al ser sometido a altas esfuerzos,

puede empezar a mostrar un comportamiento similar al de los materiales plásticos.

- **Corrosión:** Los aceros son susceptibles de sufrir corrosión cuando están constantemente expuestos al agua y al aire, por lo que es necesario recubrirlos periódicamente con esmaltes anticorrosivos.
- **Fatiga:** la resistencia del acero disminuye cuando es sometido a cambios frecuentes de carga.

2.1.2. DISEÑO POR CAPACIDAD

El diseño por capacidad se basa en crear una jerarquía de resistencia, lo que quiere decir que en caso de fallo de los componentes que conforman el sistema estructural, existe un mecanismo de deformación plástica. Esto se hace identificando ciertas áreas de la estructura sísmica que están diseñadas y detalladas para disipar la energía de forma dúctil y estable que se denominan rotulas plásticas (Salas, N. s.f.).

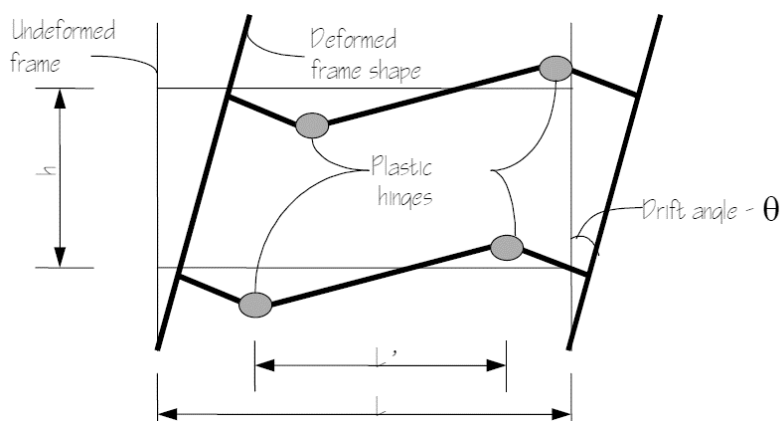


Figura 2.2 Comportamiento Inelástico de Pórticos con Rótulas Plásticas en Vigas
Fuente: (FEMA 350)

Se debe tomar en cuenta los siguientes principios para que el diseño por capacidad de las estructuras sea realizado con éxito:

- Se debe considerar que un edificio se comporta de manera inelástica durante un sismo de gran magnitud.

- Las áreas de la estructura que entraran en el rango inelástico deben estar en las vigas para satisfacer el criterio de columna fuerte - viga débil.

2.1.3. REQUISITOS GENERALES

Es necesario conocer la resistencia probable del acero usando la metodología de Diseño por Capacidad, para cumplir las demandas de ductilidad en miembros que tienen requerimientos específicos para asegurar comportamiento dúctil. Para cumplir con estos requerimientos la NEC – SE – AC, 2015 cuenta con los siguientes parámetros:

2.1.3.1. Esfuerzo de fluencia probable

El esfuerzo de resistencia probable de un material se determina al multiplicar el mínimo esfuerzo de fluencia del acero y el factor de esfuerzo de fluencia probable el cual se define como una relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el mínimo esfuerzo de fluencia especificado del material.

$$F_{yp} = R_y f_y$$

Donde:

F_{yp} : Esfuerzo de fluencia probable

f_y : El mínimo esfuerzo de fluencia especificado del acero

R_y : El factor de esfuerzo de fluencia probable

2.1.3.2. Resistencia a la fluencia probable

Resistencia a la fluencia en tensión de un miembro, se determinará a partir del esfuerzo de fluencia probable, por medio de la siguiente ecuación:

$$R_{fp} = F_{yp} A_g$$

Donde:

R_{fp} : Resistencia a la Fluencia Probable

F_{yp} : Esfuerzo de fluencia probable

A_g : El área de la sección transversal del elemento

2.1.3.3. Factor de resistencia probable

El factor de esfuerzo a la fluencia probable se determinó al evaluar las propiedades mecánicas de distintos tipos de acero A 36, A 572 Gr 50 y A 588 Gr 50. y se llegó a determinar los siguientes valores:

Tabla 2.1

Propiedades a Tensión Especificadas por la Norma ASTM (ASTM 2005)

Especificación ASTM	Esfuerzo de Fluencia (F_y) (ksi)	Resistencia a la Tensión (F_u) (ksi)
ASTM A36	36	58 - 80
ASTM A572 Gr 50	50	65
ASTM A588 Gr 50	50	70

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 15)

Se tienen los factores R_y y R_t para diversos tipos de acero, estos factores basados en las especificaciones de la American Society of Testing and Materials (ASTM) proporcionan las propiedades mecánicas mínimas del esfuerzo a fluencia, F_y , y de la resistencia a la tensión, F_u , con lo que se tiene la siguiente tabla:

Tabla 2.2

Valores de los Factores de Fluencia y Tensión Probables para las planchas de los aceros ASTM A36, A572 Gr.50 y A588 Gr.50.

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 15)

2.1.4. CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

La conexión viga - columna se da al momento en que estos elementos se cruzan en un punto nodal para transmitirse fuerzas entre sí, según las condiciones del modelo ideal de la estructura; las conexiones pueden realizarse mediante pernos y/o soldaduras de alta resistencia (Cházaro, C. 2021).

2.1.4.1. Tipos de conexiones viga – columna

2.1.4.1.1. Conexión simple

En una conexión simple el apoyo fijo y móvil se consideran articulaciones, es decir, permiten una resistencia a la rotación muy baja, la resistencia a la rotación es del 20% como máximo, el 20%, sólo se utilizan para el dimensionamiento de las vigas simplemente apoyadas.

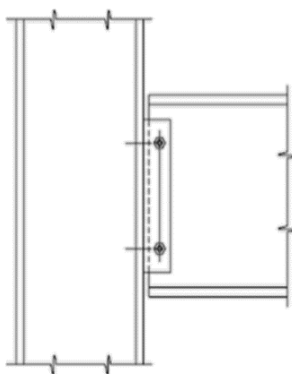


Figura 2.3 Conexión simple

Fuente: (Cházaro, C. 2021)

2.1.4.1.2. Conexión rígida

En la conexión rígida, no hay rotación en el nudo, debido a que los elementos están conectados entre sí de forma continua, y con un límite de rotación del 90% o más, la conexión permite una mayor rigidez de los pórticos contra los movimientos laterales.

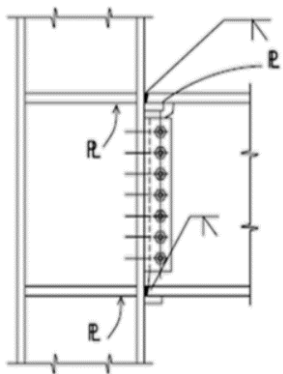


Figura 2.4 Conexión rígida

Fuente: (Cházaro, C. 2021)

2.1.4.1.3. Conexión parcialmente rígida

La conexión parcialmente rígida forma una restricción de la rotación entre el 20% y el 90%, es decir, esta conexión genera una transferencia de momento mayor a las conexiones simples y menor a las conexiones rígidas.

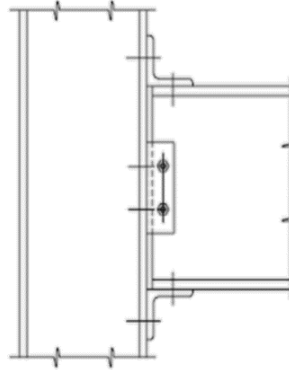


Figura 2.5 Conexión parcialmente rígida
Fuente: (Cházaro, C. 2021)

Los pórticos resistentes a momentos son aquellos que están formados por columnas y vigas en dos direcciones conectadas entre sí, de tal manera que se transmitan los momentos flectores y la rigidez lateral a la estructura, según la NEC – SE – AC 2015 se necesitan cumplir los siguientes criterios para formar conexiones viga – columna pertenecientes a pórticos resistentes a momentos.

2.1.4.2. Criterio de columna fuerte – viga débil

La conexión viga columna debe cumplir con el criterio columna fuerte – viga débil, asegurando que la formación de rótulas plásticas en un nudo de la estructura no ocurra en las columnas, de esta manera se obtiene un alto nivel de disipación de energía.

Se debe cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1.0$$

Donde:

$\sum M_{pc}^*$: La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta

ΣM_{pv}^* : La suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta

Para determinar la suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta se usa la siguiente ecuación:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - P_{uc} / A_g \right)$$

Donde:

ΣM_{pc}^* : La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta

A_g : Área gruesa

F_{yc} : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado para las columnas

P_{uc} : Resistencia a carga axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga para las columnas

Z_c : Módulo plástico de la columna

Para determinar la suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta se usa la siguiente ecuación:

$$\sum M_{pv}^* = \sum (1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv})$$

Donde:

ΣM_{pv}^* : La suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta

F_{yv} : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado para las vigas

M_{uv} : Momento adicional basado en combinaciones, producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna

R_y : Factor de esfuerzo de Fluencia probable

Z_v : Módulo plástico de la viga

2.1.4.3. Ángulo de deriva

El ángulo de deriva es el desplazamiento relativo de entrepiso dividido para la altura de entrepiso.

2.1.4.3.1. Estructuras tipo 1

Son estructuras en donde tanto los pórticos externos como internos, son pórticos resistentes a momento, por lo que se cuenta con mayor número de pórticos para resistir fuerzas laterales lo que permite reducir el tamaño de los elementos. Estos pórticos deben ser capaces de resistir un ángulo de deriva de entre piso de por lo menos 0.035 radianes.

2.1.4.3.2. Estructuras tipo 2

Las estructuras tipo dos solamente cuentan con pórticos resistentes a momentos en el exterior del edificio, el ángulo de deriva de entrepiso debe ser mínimo 0.040 radianes ya que eventualmente puede generar inestabilidad al momento de que uno o más elemento del edificio falle.

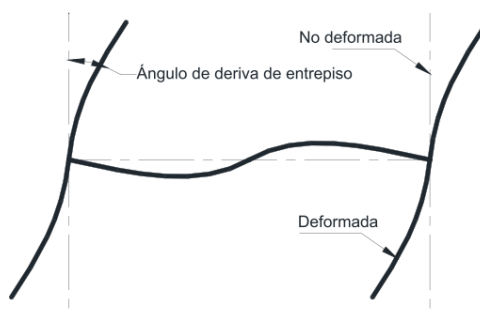


Figura 2.6 Ángulo de deriva de entrepiso
Fuente: (FEMA 350)

2.1.4.4. Resistencia a flexión

La resistencia a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o por lo menos el 80% del momento plástico de la viga (0.80Mp) de la viga conectada cuando el ángulo de deriva de entrepiso sea de 0.035 ó 0.040 radianes.

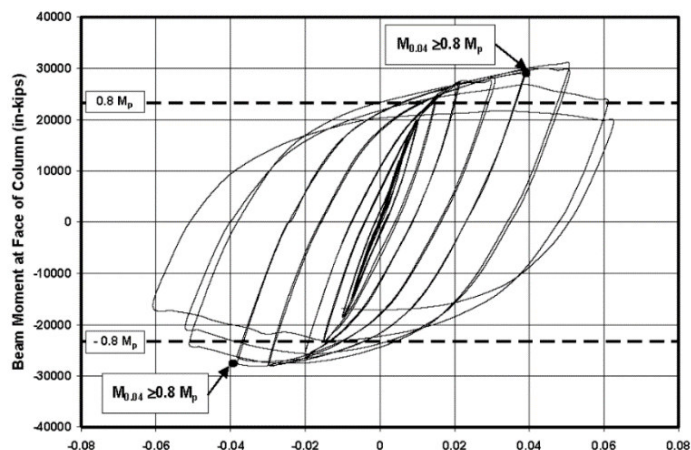


Figura 2.7 Aceptable degradación de resistencia
Fuente: (ANSI/AISC 341-05)

2.1.4.5. Resistencia requerida a cortante

La resistencia a corte requerida se determina por el corte resultante de las cargas gravitatorias más el corte generado, teniendo en cuenta que se han formado articulaciones plásticas en los extremos de las vigas.

$$V_E = 2(1.1 R_y M_p) / L_h$$

Donde:

L_h : Distancia entre las articulaciones plásticas

M_p : Resistencia plástica nominal a flexión

R_y : Factor de esfuerzo de fluencia probable

2.1.4.6. Localización de la rótula plástica

Las ubicaciones de las rótulas plásticas se aplican a las vigas con cargas de gravedad que muestran una pequeña parte de la demanda total de flexión y no en las columnas ya que la estabilidad de la estructura se vería en riesgo. En el caso de pórticos en los que las cargas gravitatorias generen tensiones de flexión en los elementos, los sitios de la formación de rótulas plásticas deberían determinarse mediante métodos de análisis plástico.

Para garantizar un comportamiento inelástico es importante que, en cada elemento en todas las situaciones de carga posibles, la resistencia a corte debe ser mayor que la resistencia a flexión. La rotula plástica debe ubicarse en las vigas para cumplir con el criterio columna fuerte – viga débil.

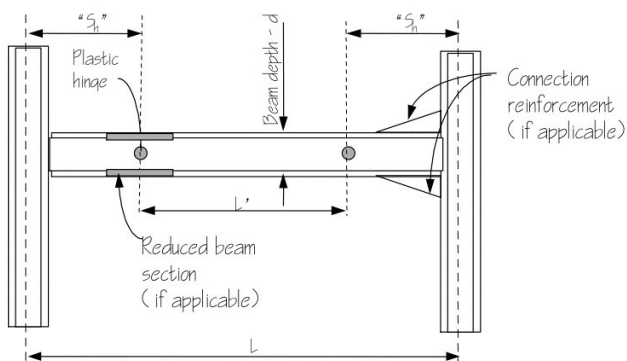


Figura 2.8 Ubicación de rótulas plásticas
Fuente: (FEMA 350)

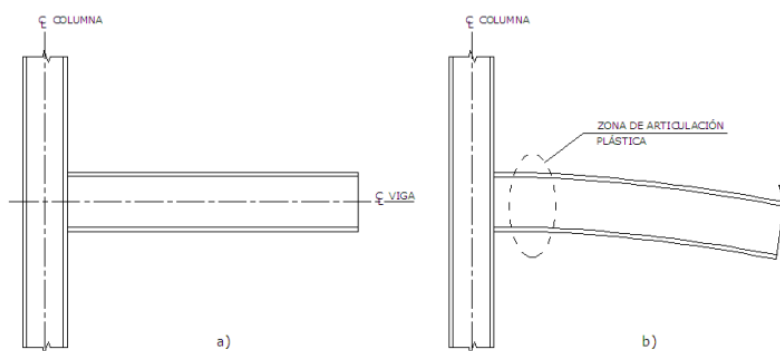


Figura 2.9 Comportamiento dúctil, rotula plástica en la viga
Fuente: (Del Campo, I. 2013)



Figura 2.10 Ductilidad de una conexión viga-columna en acero estructural
Fuente: (Guía práctica para el diseño de estructuras de aceros, NEC 15)

2.1.4.7. Máximo momento probable a la articulación plástica

El máximo momento probable en la articulación plástica deberá determinarse de la siguiente manera:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e$$

Dónde:

C_{pr} : Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, reforzamiento adicional y otras condiciones de conexión.

F_y : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado del tipo de acero usado en el elemento.

M_{pr} ; Máximo momento probable en la articulación plástica.

R_y : Factor de esfuerzo de fluencia probable

Z_e : Módulo plástico efectivo de la sección (o conexión) en la articulación plástica.

El factor C_{pr} se determina con la siguiente ecuación:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.20$$

Dónde:

F_y : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado del tipo de acero usado en el elemento

F_u : Resistencia mínima a tensión especificada del acero

C_{pr} : Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, reforzamiento adicional y otras condiciones de conexión

2.1.4.8. Arriostramiento lateral en vigas

El arriostramiento lateral de las conexiones viga – columna deben ubicarse cerca de las cargas concentradas y a través de su sección transversal, para evitar el pandeo lateral torsional.

$$M_r = M_u = R_y F_y Z$$

La resistencia requerida a la flexión probable de los arriostramientos en las vigas se determina de la siguiente manera:

Donde:

Mr: Resistencia a flexión probable

Mu: Resistencia a la flexión requerida

Ry: Factor de esfuerzo de Fluencia probable

Fy: Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z: Módulo plástico de sección

2.1.4.9. Secciones compactas

Es importante desarrollar un comportamiento dúctil en los pórticos resistentes a momento, y de igual manera es necesario asegurar que no existan fallos por pandeo local de los elementos de un perfil estructural.

Tabla 2.3

Límites de las proporciones de ancho espesor para elementos de compresión de moderada y alta ductilidad.

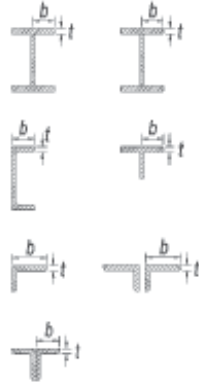
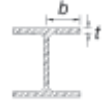







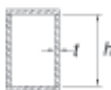
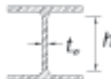



TABLE D1.1 Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements For Moderately Ductile and Highly Ductile Members					
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	bt	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	bt	$0.45\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Stems of tees	dt	$0.30\sqrt{E/F_y}^{[a]}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
Stiffened Elements	Walls of rectangular HSS	bt	$0.55\sqrt{E/F_y}^{[b]}$	$0.64\sqrt{E/F_y}^{[c]}$	
	Flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections	bt			
	Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	ht			
	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as diagonal braces	h/t_w	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$1.49\sqrt{E/F_y}$	

TABLE D1.1 (CONTINUED)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for
Compression Elements For Moderately Ductile
and Highly Ductile Members

	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Stiffened Elements	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns ¹⁴¹	h/t_w	For $C_a \leq 0.125$ $2.45\sqrt{E/F_y} (1 - 0.93C_a)$	For $C_a \leq 0.125$ $3.76\sqrt{E/F_y} (1 - 2.75C_a)$	
	Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns	ht	For $C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	For $C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{E/F_y} (2.33 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Webs of built-up box sections used as beams or columns	ht	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	
	Webs of H-Pile sections	h/t_w	$0.94\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Walls of round HSS	D/t	$0.038E/F_y$	$0.044E/F_y$ ^[2]	
Composite Elements	Walls of rectangular filled composite members	bt	$1.4\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
	Walls of round filled composite members	D/t	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	

¹⁴¹ For tee shaped compression members, the limiting width-to-thickness ratio for highly ductile members for the stem of the tee can be increased to $0.38\sqrt{E/F_y}$ if either of the following conditions are satisfied:
(1) Buckling of the compression member occurs about the plane of the stem.
(2) The axial compression load is transferred at end connections to only the outside face of the flange of the tee resulting in an eccentric connection that reduces the compression stresses at the tip of the stem.

¹⁴² The limiting width-to-thickness ratio of flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections of columns in SMF systems shall not exceed $0.6\sqrt{E/F_y}$.

¹⁴³ The limiting width-to-thickness ratio of walls of rectangular HSS members, flanges of boxed I-shaped sections and flanges of built-up box sections used as beams or columns shall not exceed $1.12\sqrt{E/F_y}$.

¹⁴⁴ For I-shaped beams in SMF systems, where C_a is less than or equal to 0.125, the limiting ratio h/t_w shall not exceed $2.45\sqrt{E/F_y}$. For I-shaped beams in IMF systems, where C_a is less than or equal to 0.125, the limiting width-to-thickness ratio shall not exceed $3.76\sqrt{E/F_y}$.

¹⁴⁵ The limiting diameter-to-thickness ratio of round HSS members used as beams or columns shall not exceed $0.07E/F_y$.

Fuente: (ANSI/AISC 341-10, 2012)

2.1.4.10. Zona protegida

Una zona protegida es aquella que va a estar sometida a deformaciones inelásticas importantes, y por esto no debe ser alterada por otros sistemas de operación del edificio.

En general, para conexiones no reforzadas, la zona protegida se extiende desde la cara de la columna a una distancia igual a la mitad del peralte de la viga más allá del centro de gravedad de la articulación plástica.

2.1.5. COMPORTAMIENTO DE LAS CONEXIONES EN MARCOS DE MOMENTO

Un pórtico resistente a momento necesita que la conexión viga – columna sea una conexión rígida ya que el ángulo de rotación entre los elementos conectados debe permanecer constante. Los pórticos resistentes a momentos deben ser capaces de resistir grandes deformaciones inelásticas cuando se someten a las fuerzas generadas por el sismo de diseño. Un pórtico resistente a momentos correctamente diseñado sólo genera los nodos plásticos en las vigas y lo hace de forma secuencial.

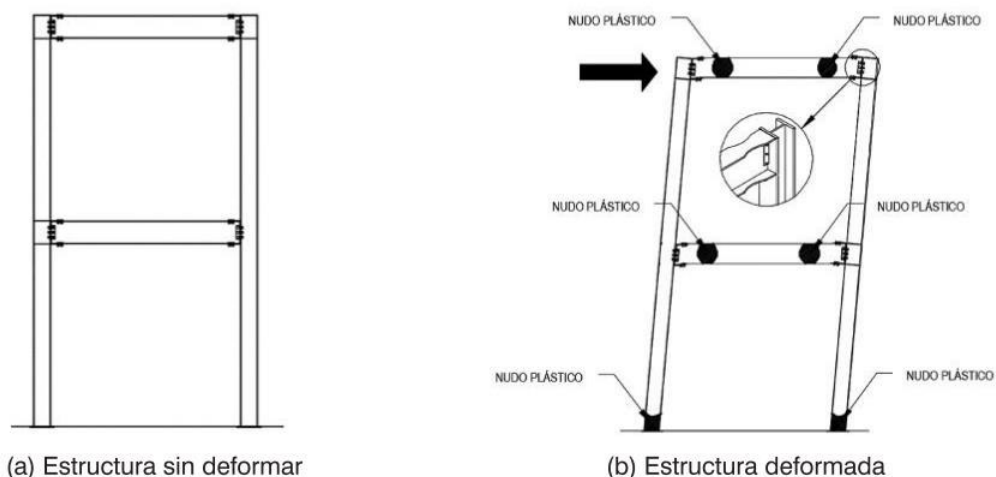


Figura 2.11 Comportamiento de un pórtico resistente a momento sometido a cargas sísmicas

Fuente: (Guía práctica para el diseño de estructuras de aceros, NEC 15)

2.1.6. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DESEMPEÑO DE LA CONEXIÓN

2.1.6.1. Propiedades del acero estructural

El acero estructural usado en edificios tiene dos propiedades, alta resistencia mecánica y alta ductilidad, cuya combinación permite a la construcción resistir sismos de gran magnitud.

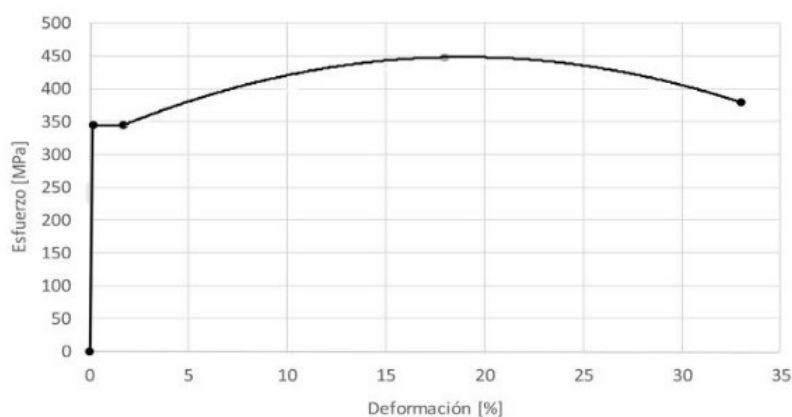


Figura 2.12 Representación esquemática de la curva esfuerzo – deformación típica de un acero estructural Gr.50

Fuente: (Guía práctica para el diseño de estructuras de aceros, NEC 15)

2.1.6.2. Estructuras viables

Es esencial que las edificaciones puedan deformarse de manera dúctil, absorbiendo la energía sísmica mediante la plastificación de los elementos, y aceptando deformaciones relativamente grandes, se asegura que los edificios conformados de acero puedan soportar sismos de gran magnitud, por ende, no es posible diseñar estructuras que tengan un comportamiento elástico.

Con lo antes mencionado se espera obtener construcciones viables al cumplir con criterios expuestos en la normativa ecuatoriana de la construcción y aplicando criterios de funcionalidad para preservar la seguridad en caso de sismos de gran magnitud.

2.1.6.3. Soldaduras

La soldadura es uno de los métodos más importantes para unir estructuras metálicas, ya que garantiza la fiabilidad y la seguridad de un producto final de óptima calidad. Es responsabilidad de los fabricantes de productos de soldadura verificar que la calidad de sus productos cumple con los requisitos de los clientes y las disposiciones de los reglamentos y especificaciones de soldadura.

El método de soldadura aceptado en el sector de la construcción es la soldadura por arco eléctrico con electrodo metálico que puede utilizarse de forma manual, semiautomática y automática (Cházaro, C., 2019).

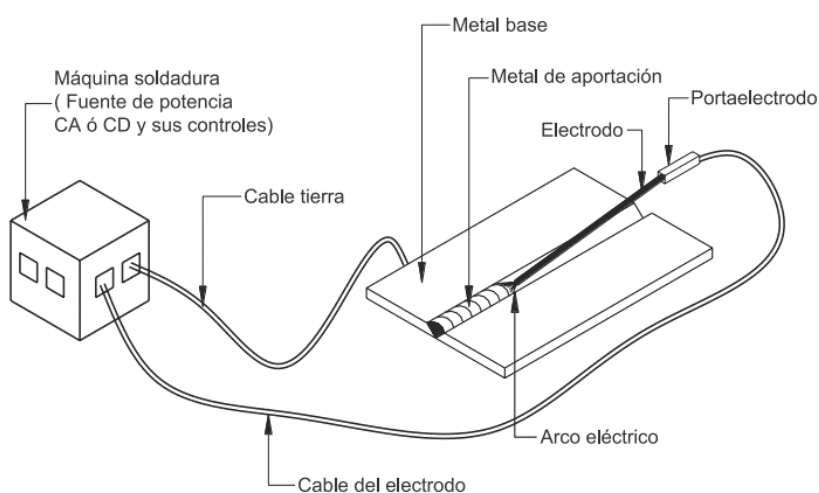


Figura 2.13 Esquema del equipo para soldadura manual
Fuente: (Cházaro, 2019)

El electrodo es una varilla revestida, clasificada según su resistencia, que puede consumirse o no durante el proceso, y que se mueve manual o mecánicamente a lo largo de la conexión. El arco eléctrico se caracteriza por una temperatura elevada y constante de 6000 °C (Cházaro, C., 2019).

Tabla 2.4
Clasificación de electrodos

Clasificació AWS	Diámetro		Long.	Características	Usos y Aplicaciones
	Pulg	mm			
E 6010 (S)	3/32	2.4	14"	Alta penetración, toda posición, poca escoria, calidad radiográfica y buena aplicación. Utilizar C.D. P.I. (+)	Trabajos de fondeo y/o de raíz. Fabricación de recipientes a presión, estructuras, oleoductos, carrocerías y pailerías.
	1/8	3.2	14"		
	5/32	4.0	14"		
	3/16	4.8	14"		
E 6010 (P)	1/8	3.2	14"	Arco fuerte y penetrante. Calidad radiográfica. C.D. P.I (+)	Astilleros, constructoras, líneas de conducción, pailería y plataformas marinas. Recomendado para aceros al carbono.
	5/32	4.0	14"		
	3/16	4.8	14"		
E 6011	3/32	2.4	14"	Toda posición, buen acabado, calidad radiográfica y rendimiento dentro de su genero. Utilizar C.A. C.D. P.I. (+)	Fabricación de estructuras ligeras y pesadas, tanques, carrocerías, cobertizos, recipientes a presión, herrería y ventanería.
	1/8	3.2	14"		
	5/32	4.0	14"		
E 7024	1/8	3.2	14"	Arco suave, alto rendimiento al deposito, escoria de fácil desprendimiento y calidad radiográfica. Buenas propiedades mecánicas, similares al E 7018, solo en posición plana y horizontal. Utilice C.A. C.D. P.D. ó P.I.	Fabricación de tanques, maquinaria, estructuras, vigas tipo "I" y "H". Reconstrucción de ejes y flechas, bases y cubiertas soldadas. Metal mecánica ligera y pesada.
	5/32	4.0	14"		
E 7018	3/32	2.4	14"	Buen encendido y reencendido, calidad radiográfica, depositos de alta calidad metalurgica. Utilizar C.D. P.I.	Fabricación de maquinaria y de estructuras pesadas sujetas a cargas dinámicas. En la industria petrolera, petroquímica, cementera, pailería y astilleros.
	1/8	3.2	18"		
	5/32	4.0	18"		
	3/16	4.8	18"		
E 7018 (PLUS)	3/32	2.4	14"	Depósitos de elevada calidad radiográfica, altos valores de tenacidad a baja temperatura. Utilizar C.D. P.I.	Fabricación de recipientes a presión, calderas, tuberías, plataformas marinas, astilleros, etc.
	1/8	3.2	18"		
	5/32	4.0	18"		
	3/16	4.8	18"		
E 9018 B3	1/8	3.2	14"	Alta resistencia a la tensión y calidad radiográfica. Su composición química y bajo contenido hidrógeno permiten aplicarlo con mayor seguridad y confianza en diversos tipos de acero C.D. P.I.	Soldadura de aceros de baja aleación. Fundiciones de forja, calderas de mediana aleación y tuberías de cromo - molibdeno. Temperatura de servicio de hasta 600° C
	5/32	4.0	14"		
	3/16	4.8	14"		
	1/8	3.2	14"		
E 9016 B3	5/32	4.0	14"	Arco suave y estable, poco chisporroteo, mediana penetración, escoria de fácil desprendimiento, aleado con Cromo - Molibdeno. Calidad radiográfica. Utilizar C.D. P.I. o C.A.	Mantenimiento de fluxes, espejos y cuerpos de calderas. Construcción de implementos agrícolas y tuberías de alta presión. En la industria eléctrica, petrolera, petroquímica y agroindustrial. Temperatura de servicio de hasta 600° C.

Fuente: (Cházaro, 2019)

Antes de iniciar una soldadura es importante prepararla, es decir, determinar los parámetros de diseño de la soldadura, la forma y la geometría de las probetas, determinar si las probetas deben cortarse mecánica o térmicamente, preparar y limpiar los bordes de acuerdo con el diseño y el tipo de soldadura, y eliminar cualquier impureza o contaminación y todo lo que dificulte que la soldadura sea efectiva (Niebles y Arnedo, 2009).

Las conexiones viga – columna de los pórticos especiales a momento necesitan soldaduras de ranura de penetración completa, estas se utilizan en las alas de vigas, placas de cortante y almas de vigas conectadas a las columnas,

deben ser soldaduras de demanda crítica, por lo tanto, las soldaduras se realizarán con electrodos 60 10 (E6010) debido a que este tipo de electrodos cuenta con la fuerza de penetración más fuerte y es usado para soldadura de tubería estructural.

2.1.6.3.1. Fallas en las conexiones viga – columna por soldadura

Las fallas en las conexiones viga – columna se dan a raíz de un mal diseño y ejecución al momento de realizar las soldaduras en las conexiones, se podrían presentar distintos tipos de fallas como se describe a continuación.

- **Socavación:** se forma como una depresión en el material base, cuando el material base se funde durante el proceso de soldadura. Los socavones son causados por un mal manejo del electrodo y una corriente demasiado alta.

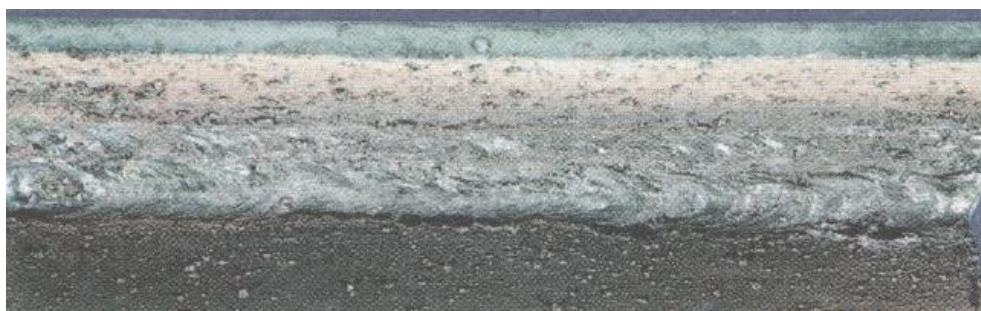


Figura 2.14 Socavación en soldadura

Fuente: (AWS, 2008)

- **Falta de fusión:** es una discontinuidad que se forma cuando hay una fusión incompleta entre el metal de soldadura y las paredes del material base, este fallo debe a la mala técnica de soldadura, a impurezas, un mal diseño de la unión que dificulta la penetración del material soldado. En una radiografía, este fallo es visible como líneas oscuras de mayor densidad.

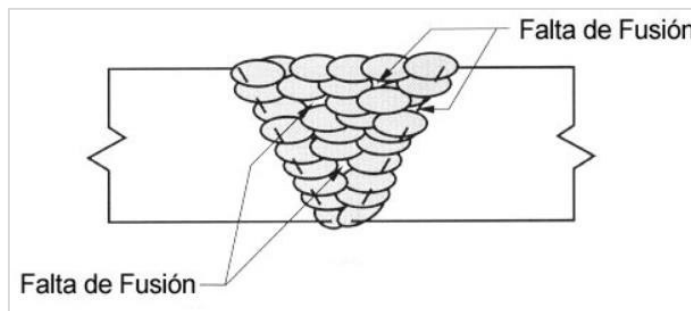


Figura 2.15 Falta de fusión

Fuente: (Metfusion, 2013)

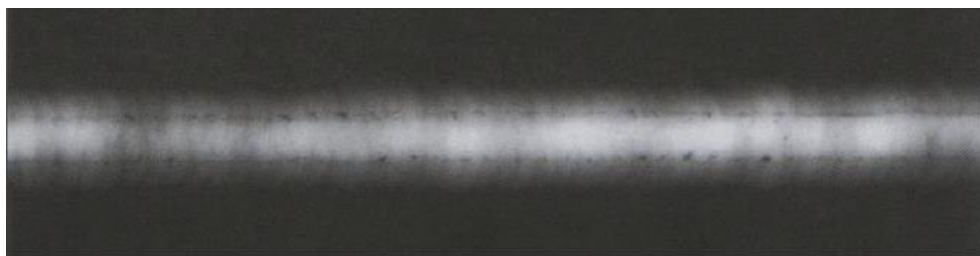


Figura 2.16 Radiografía de falta de fusión entre el cordón y el material base

Fuente: (AWS, 2008)

- **Falta de penetración:** se produce cuando el material de soldadura no se extiende por toda la unión, entre las causas principales de esta falla están una intensidad de soldadura demasiado baja, una velocidad demasiado alta al soldar las juntas y la mal ubicación de los elementos. En una radiografía se puede ver una línea que recorre el centro de la unión.



Figura 2.17 Falta de penetración

Fuente: (Metfusion, 2013)

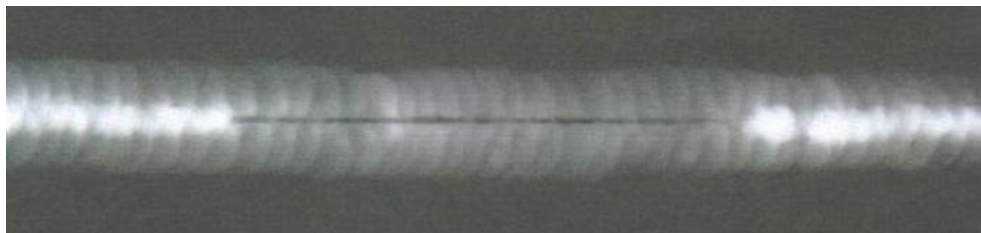


Figura 2.18 Radiografía de falta de penetración en la soldadura
Fuente: (AWS, 2008)

- **Inclusión de escoria:** son inclusiones no metálicas se forman en ausencia de una superficie limpia y una atmósfera oxidante en la soldadura y están relacionadas con la falta de fusión. En una radiografía, la inclusión de escoria es visible en los extremos irregulares.



Figura 2.19 Inclusión de escoria
Fuente: (Castro y Serrano, 2016)

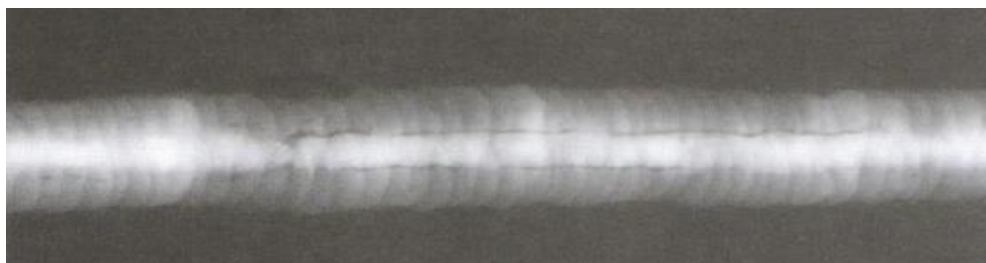


Figura 2.20 Radiografía de inclusión de escoria
Fuente: (AWS, 2008)

- **Porosidad:** la porosidad en la soldadura puede formarse por varias causas como son: cuando gases quedan atrapados en el metal de la soldadura, el tiempo de fusión es insuficiente, el revestimiento es húmedo y por un rápido avance de la soldadura.

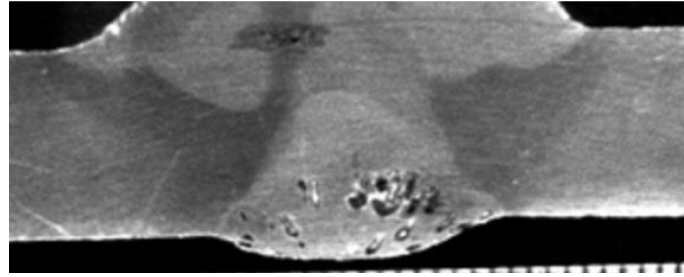


Figura 2.21 Porosidad
Fuente: (AWS, 2008)



Figura 2.22 Radiografía de porosidad en la soldadura
Fuente: (AWS, 2008)

La presencia de una o varias de las fallas mencionadas puede provocar un grave problema de conexión, principalmente cuando las estructuras se ubican en zonas altamente sísmicas, como en el terremoto de enero de 1994 en Northridge en donde se presentaron fracturas en las soldaduras de vigas y columnas en el 32% de las estructuras inspeccionadas, de este porcentaje el 15,7% de las conexiones tenían fractura (Tapia, 2020).



Figura 2.23 Fallas en la conexión viga – columna en sismo de Northridge
Fuente: (FEMA 355F)

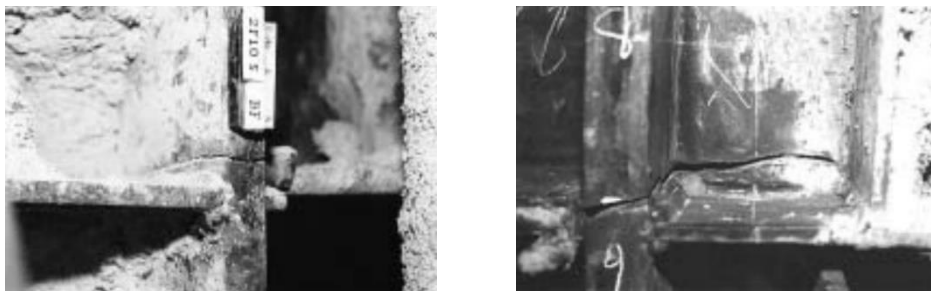


Figura 2.24 Fallas en la columna en sismo de Northridge
Fuente: (FEMA 355F)

2.1.7. CONCEPTOS DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.7.1. Tipos de conexiones

En la presente investigación se analizarán dos tipos de conexiones viga columna para determinar si estas conexiones pueden ser usadas en pórticos resistentes a momentos.

2.1.7.1.1. Conexión directa

La conexión viga columna directa está conformada por secciones tubulares huecas, tanto para las vigas como para las columnas, forman una conexión típica, la viga estará unida a la columna por medio de soldadura (E6010) formando una conexión rígida. Hay que asegurarnos que las conexiones usadas sean de mayor resistencia que los elementos a que une como son las columnas y las vigas.

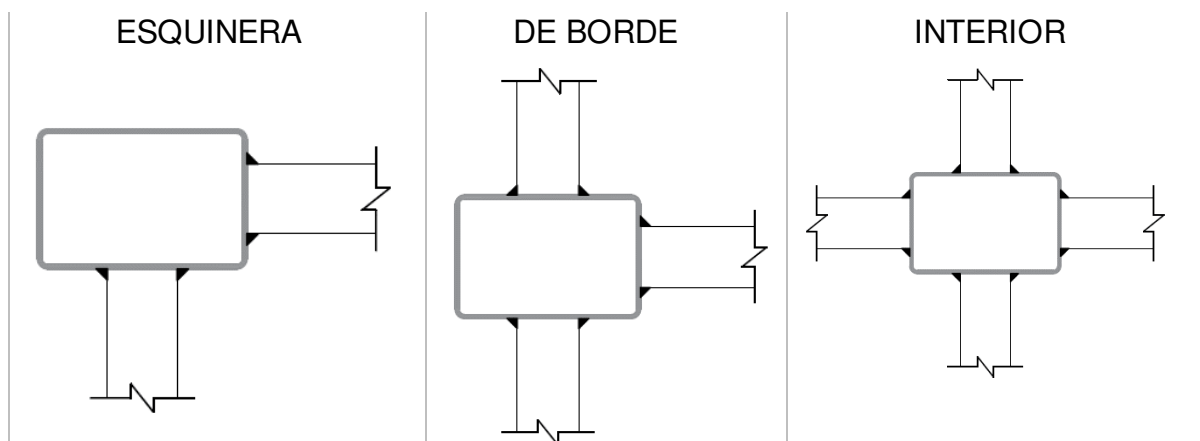


Figura 2.25 Conexión directa
Elaborado por: Nicole Guerrero

2.1.7.1.2. Conexión experimental

La conexión experimental se forma insertando la viga en una de las caras de la columna, lo que causa que la longitud de la viga sea tomada desde las caras externas de las columnas, la viga y la columna se unen por medio de una soldadura (E6010) que pasa por el perímetro de la unión en la cara interna de la columna.

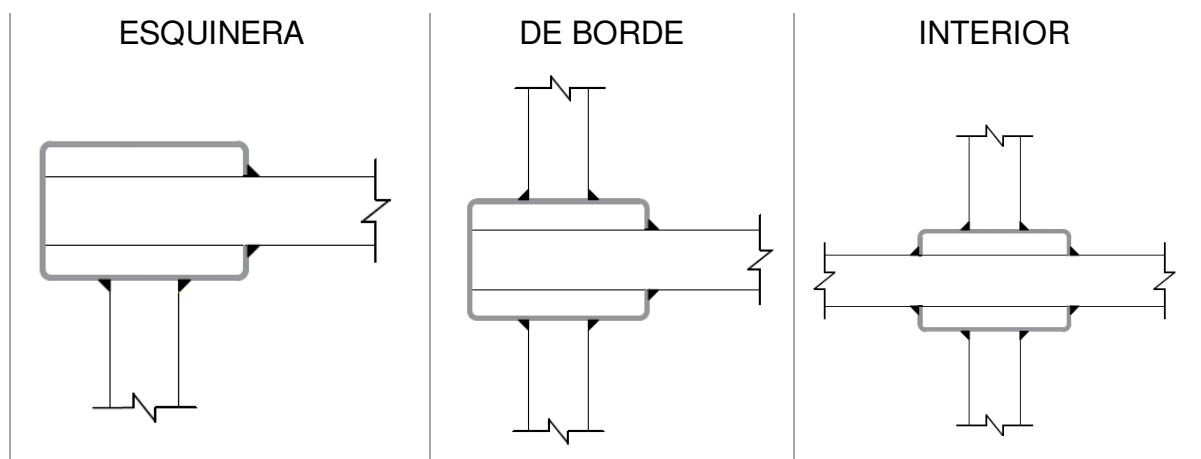


Figura 2.26 Conexión Experimental
Elaborado por: Nicole Guerrero

2.1.7.2. Instrumentación para los ensayos

Los ensayos se realizarán en el Centro de Investigación de la Vivienda, para verificar que las conexiones viga columna califiquen para ser usadas en pórticos resistentes a momento, es necesario usar la instrumentación descrita a continuación:

2.1.7.2.1. Cilindro hidráulico

El cilindro hidráulico está compuesto por dos piezas: un cilindro y un pistón conectado a un vástago y se tiene un buen control de la velocidad de avance, en este caso el cilindro hidráulico tiene una capacidad de 20 toneladas y puede realizar fuerzas a tracción y compresión, siendo un instrumento adecuado para

el momento de realizar los ensayos a las conexiones viga columna (Hidráulica y Neumática S.A., 2019).



Figura 2.27 Gato hidráulico
Foto: Nicole Guerrero

2.1.7.2.2. Sensores de desplazamiento (LVDT)

Los sensores de desplazamiento son un tipo de transformador eléctrico que ayuda a medir desplazamientos lineales, es un sensor sin rozamiento que cuando el núcleo es desplazado en una dirección, el voltaje en una bobina aumenta, mientras que en la otra bobina disminuye (Cortés, T. 2015).”

Para esta investigación los LVDT se usarán para verificar el desplazamiento en milímetros que tiene que desplazarse la viga en cada ciclo de carga y así poder determinar la carga que se aplica en los mimos.



Figura 2.28 Sensores de desplazamiento (LVDT)
Fuente: (Megatron, 2022)

2.1.7.3. Cargas cíclicas

La carga cíclica o también llamada carga alternada es aquella que cambia de dirección o magnitud, produciendo en el material etapas de carga, descarga y recarga, para nuestro caso estas cargas son simétricas y tanto el desplazamiento como la carga aumentan a medida que el ensayo vaya desarrollándose. El fin de aplicar estas cargas a las probetas es poder observar las deformaciones y los daños que se producen en las conexiones.

2.1.7.4. Curvas de histéresis

La curva de histéresis permite determinar el comportamiento fuerza-deformación de los componentes estructurales en condiciones sísmicas, los ensayos cíclicos simulan esta condición en las probetas donde finalmente la fuerza ejercida contra la deformación se muestra periódicamente (Chopra, A., 2014).

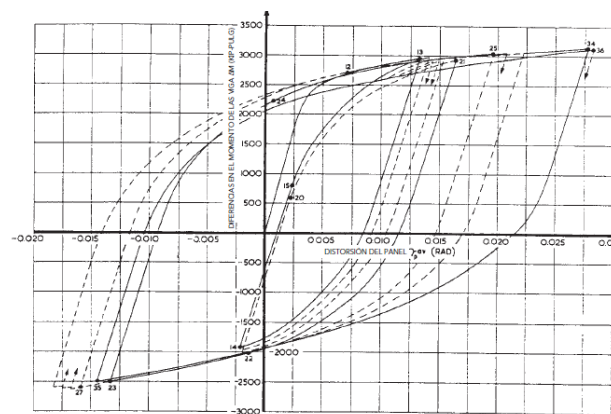


Figura 2.29 Relaciones de fuerza-deformación de acero estructural
Fuente: (Chopra, 2014)

Dependiendo de cómo se comporte la conexión ante las cargas cíclicas, las relaciones fuerza – deformación van a variar, pueden variar de acuerdo con el pandeo y la capacidad de disipación de energía presente en la conexión.

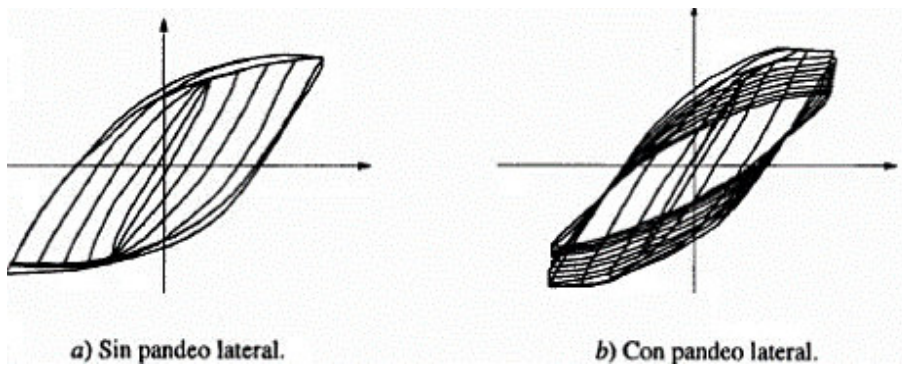


Figura 2.30 Curva de Histéresis con pandeo en vigas de acero

Fuente: (Bazán y Meli, 2002)

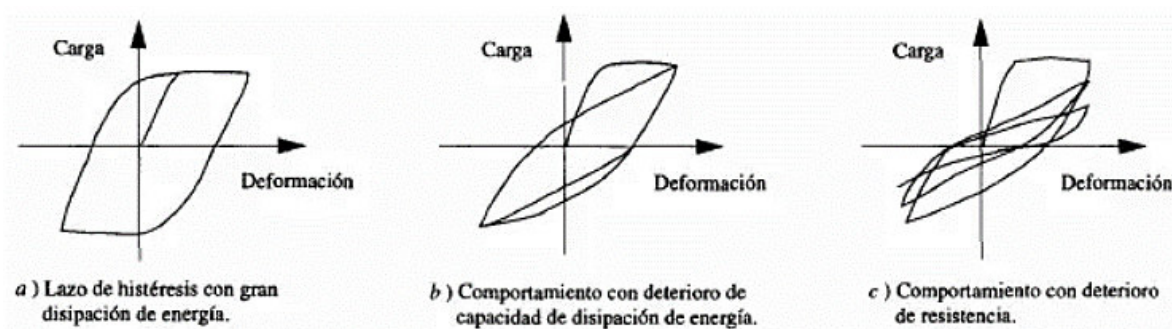


Figura 2.31 Curvas de histéresis según su comportamiento estructural

Fuente: (Bazán y Meli, 2002)

2.1.7.5. Software ABAQUS

El programa ABAQUS está diseñado para poder crear y visualizar de forma rápida y eficiente problemas presentes en la ingeniería, en este caso el modelamiento de la conexión viga – columna, se puede generar una modelación que cumpla con todas las condiciones de las conexiones para así poder visualizar que tan aplicable es en la vida real. A continuación, se presentará los pasos principales para realizar la modelación de la conexión viga columna.

1. Se define la geometría de los elementos de la conexión en el módulo PARTS.

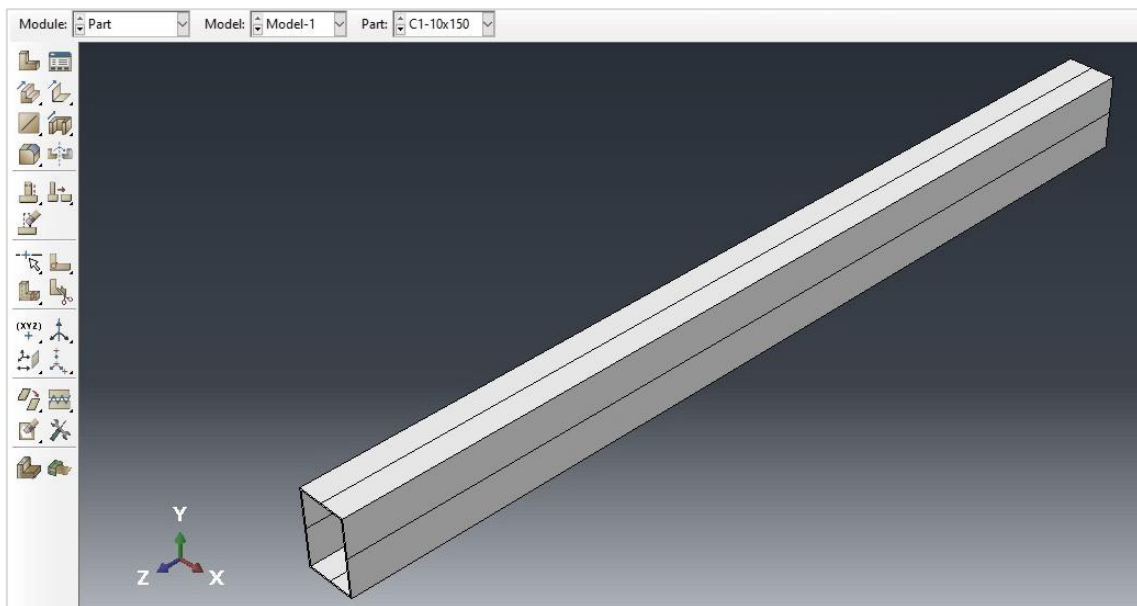


Figura 2.32 Columna, conexión directa
Elaborado por: Nicole Guerrero

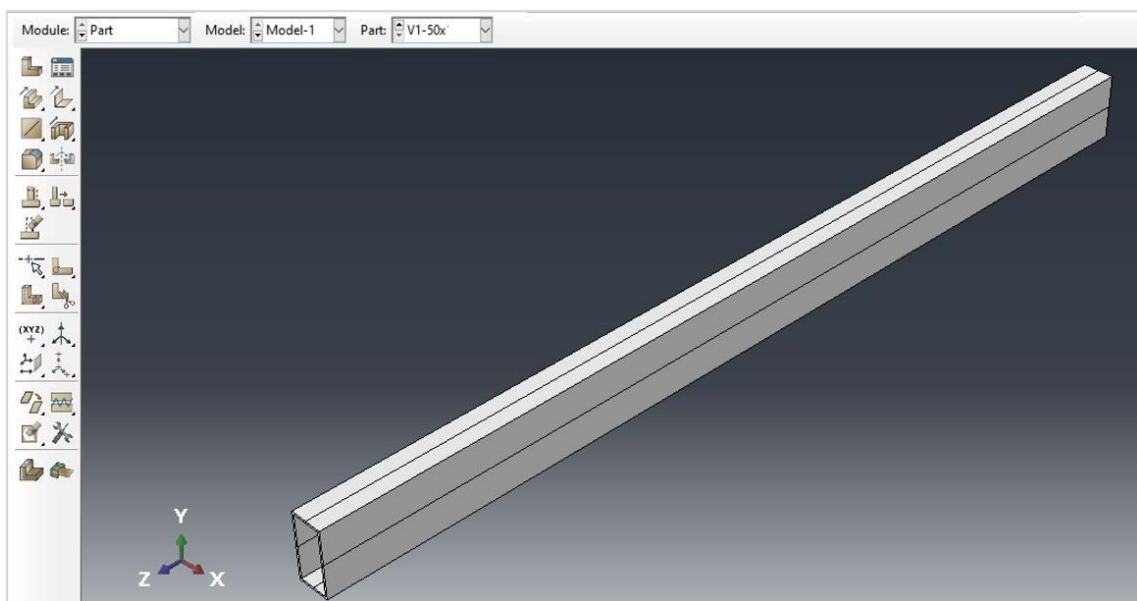


Figura 2.33 Viga, conexión directa
Elaborado por: Nicole Guerrero

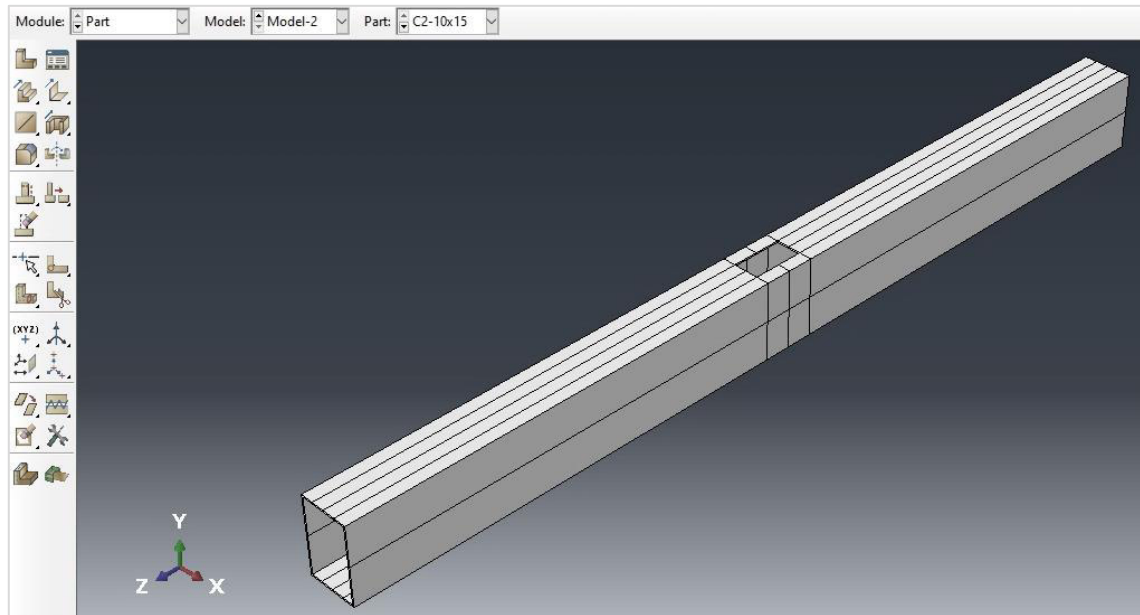


Figura 2.34 Columna, conexión experimental
Elaborado por: Nicole Guerrero

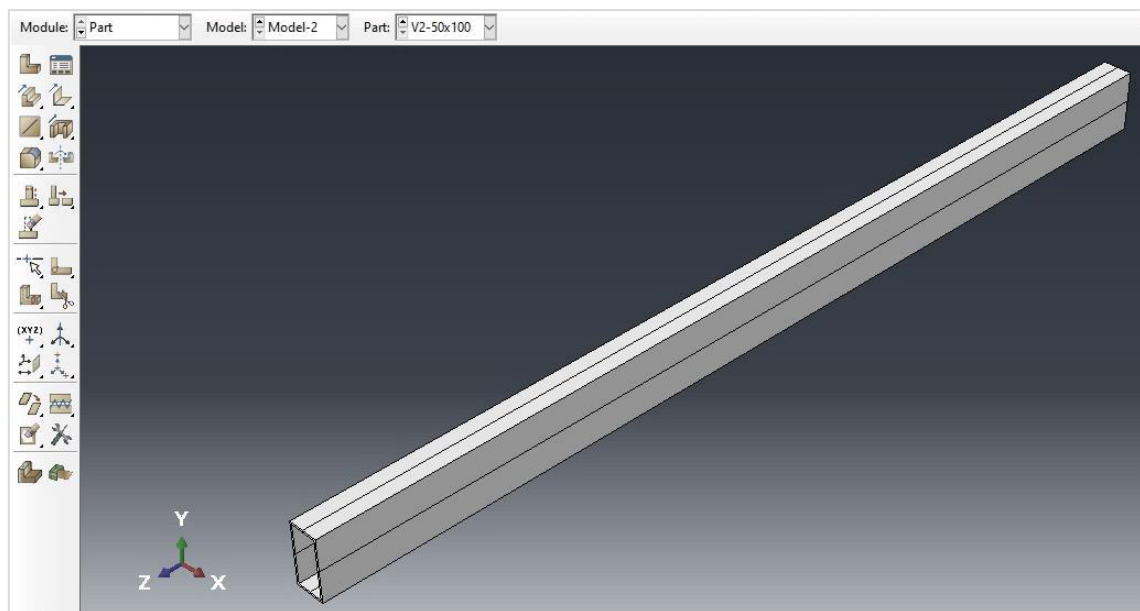


Figura 2.35 Viga, conexión experimental
Elaborado por: Nicole Guerrero

2. En el módulo PROPERTY se define las características del acero de los elementos.

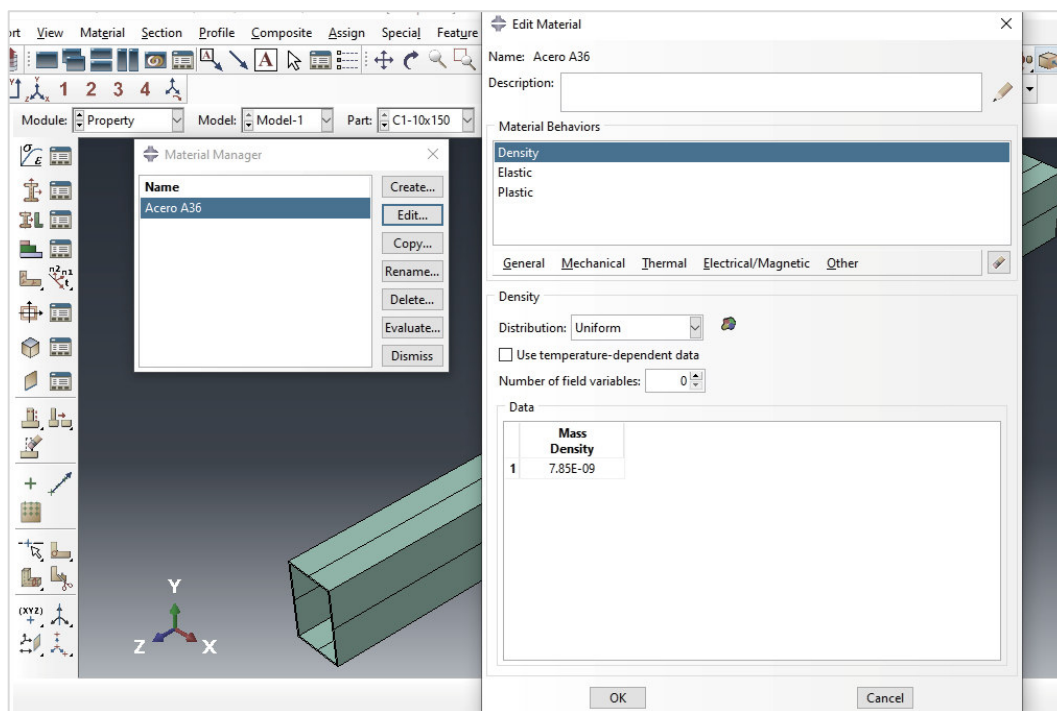


Figura 2.36 Propiedades del acero A36
Elaborado por: Nicole Guerrero

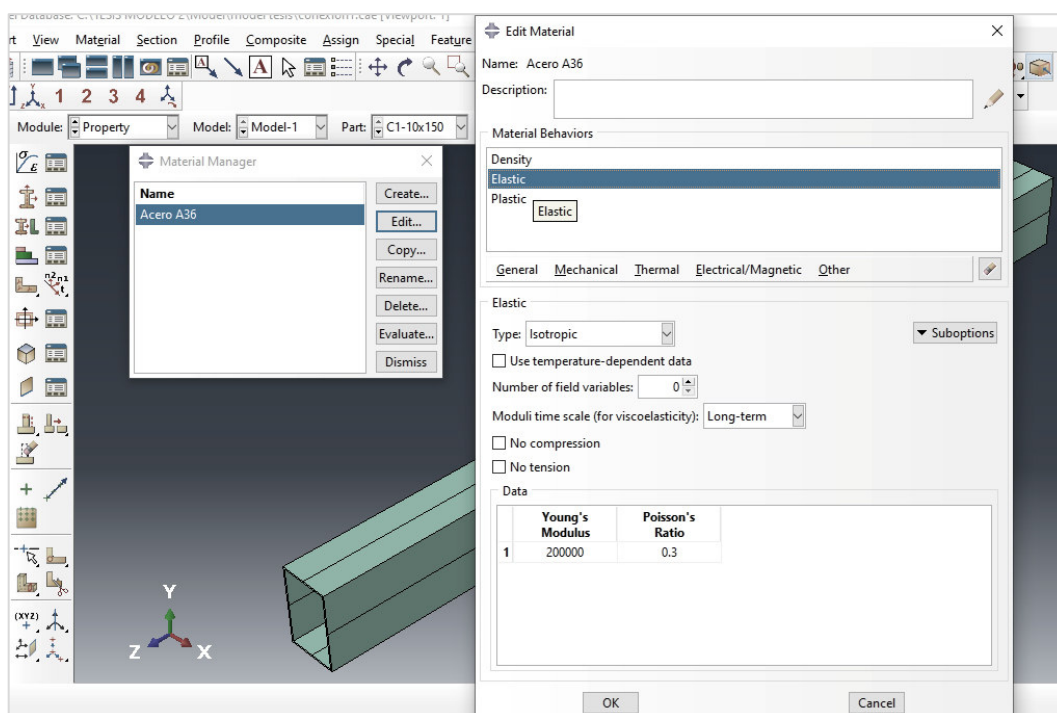


Figura 2.37 Propiedades del acero A36
Elaborado por: Nicole Guerrero

3. Se unen los elementos para formar las conexiones en el módulo ASSEMBLY.

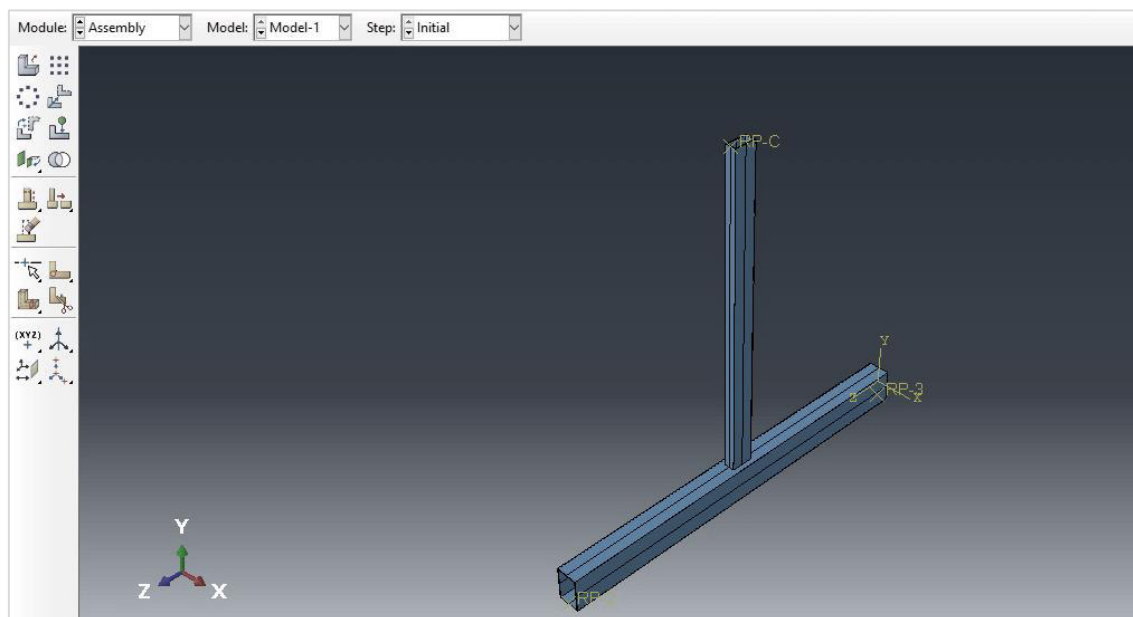


Figura 2.38 Conexión directa
Elaborado por: Nicole Guerrero

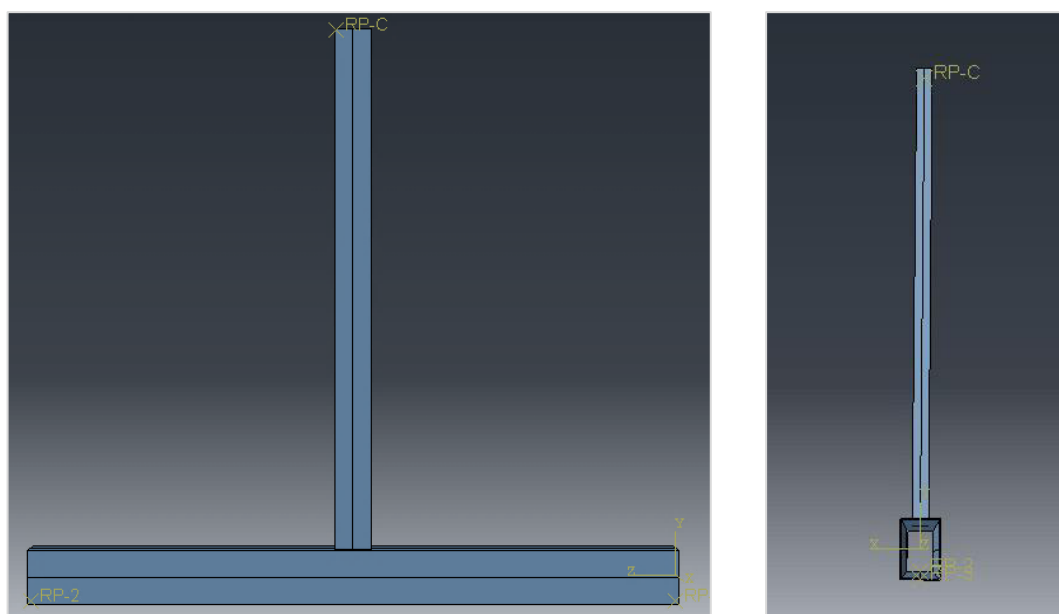


Figura 2.39 Vista frontal y lateral de la conexión directa
Elaborado por: Nicole Guerrero

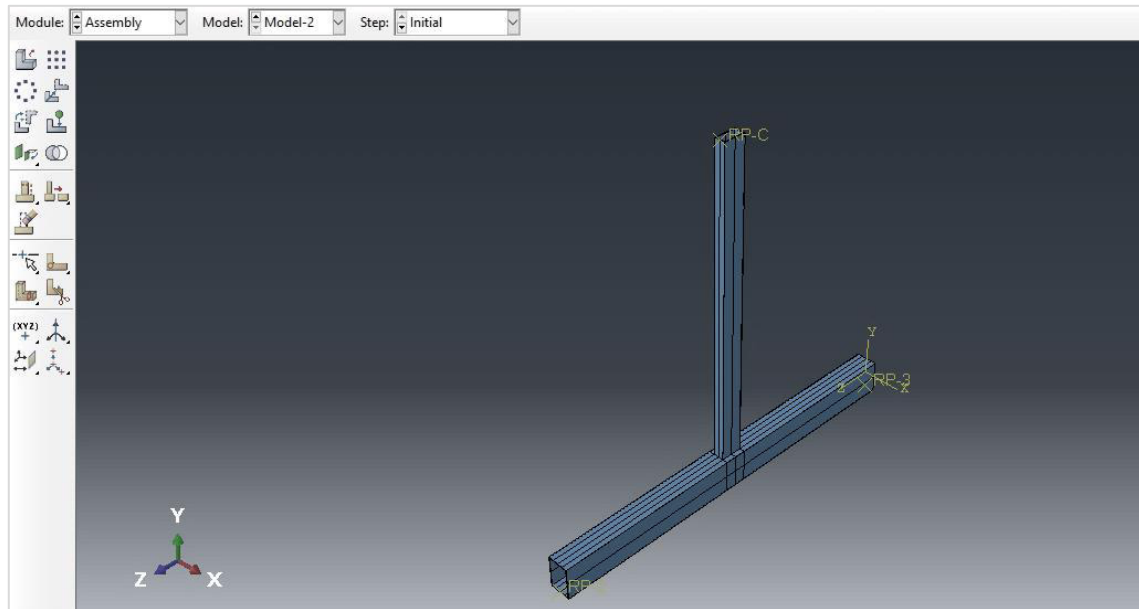


Figura 2.40 Conexión experimental
Elaborado por: Nicole Guerrero

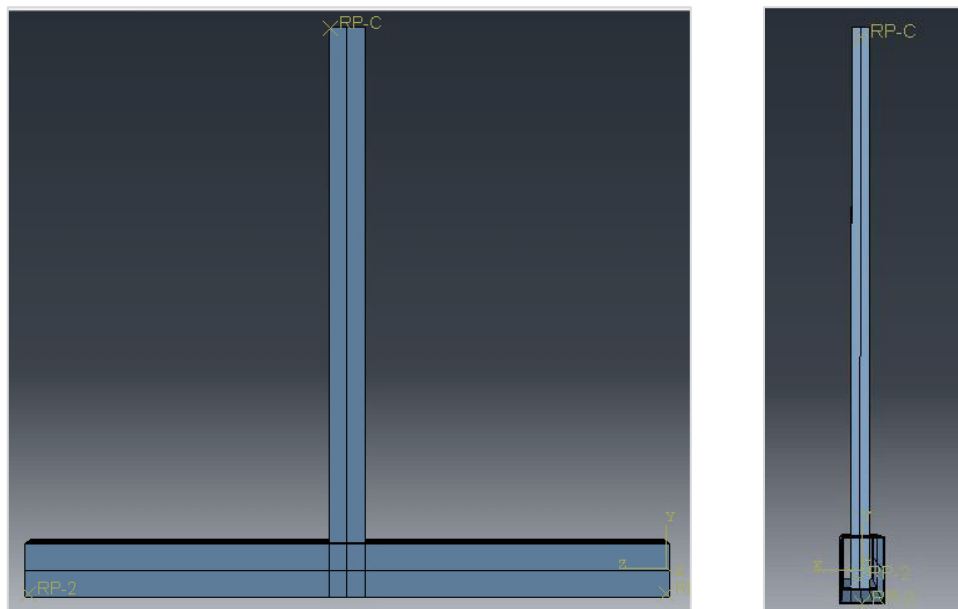


Figura 2.41 Vista frontal y lateral de la conexión directa
Elaborado por: Nicole Guerrero

4. Se definen el análisis y los parámetros necesarios en el módulo STEP.

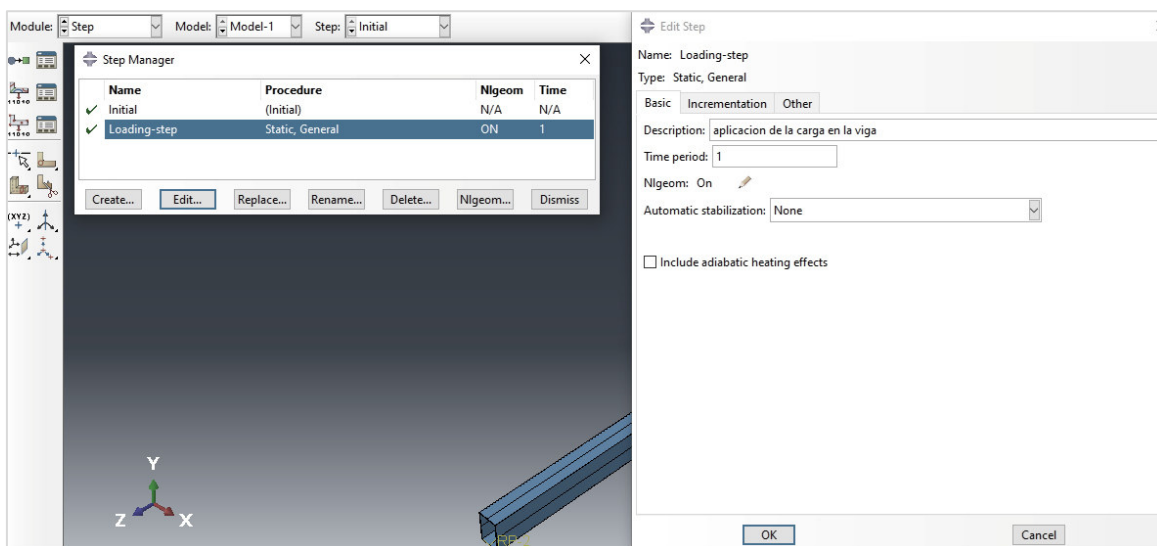


Figura 2.42 parámetros para el análisis
Elaborado por: Nicole Guerrero

5. En el módulo INTERACTION se define la interacción y las limitaciones entre las conexiones.

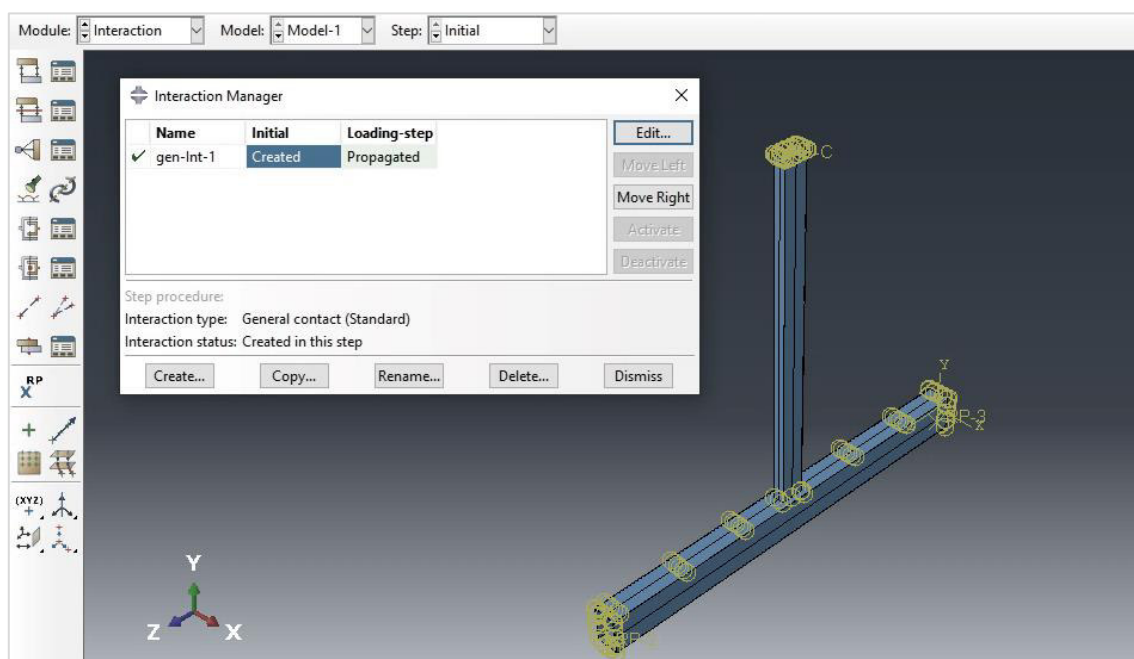


Figura 2.43 Interacción en la conexión directa
Elaborado por: Nicole Guerrero

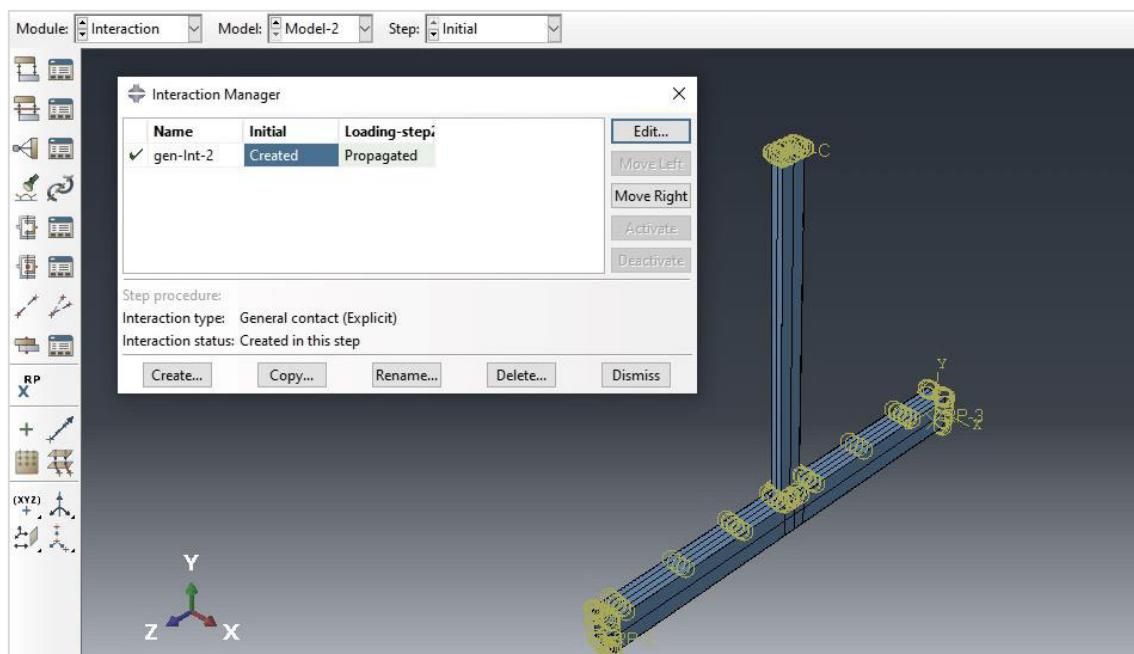


Figura 2.44 Interacción en la conexión experimental
Elaborado por: Nicole Guerrero

6. En Modulo LOAD se coloca la ubicación de la carga máxima a la que va a ser sometida la probeta.

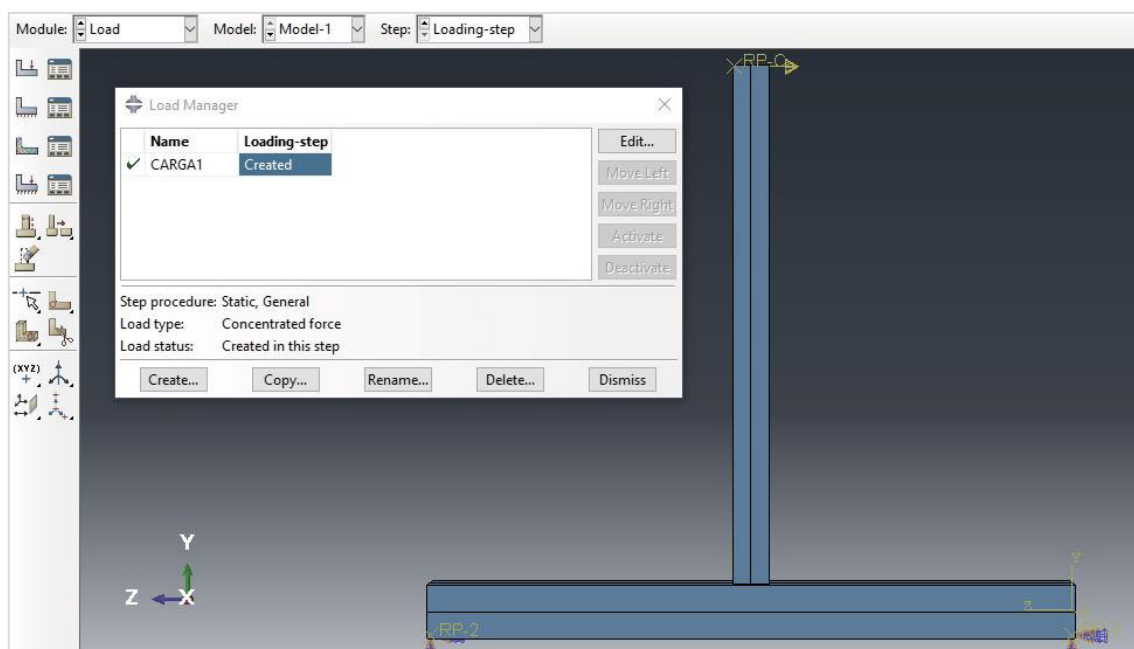


Figura 2.45 Carga en la conexión directa
Elaborado por: Nicole Guerrero

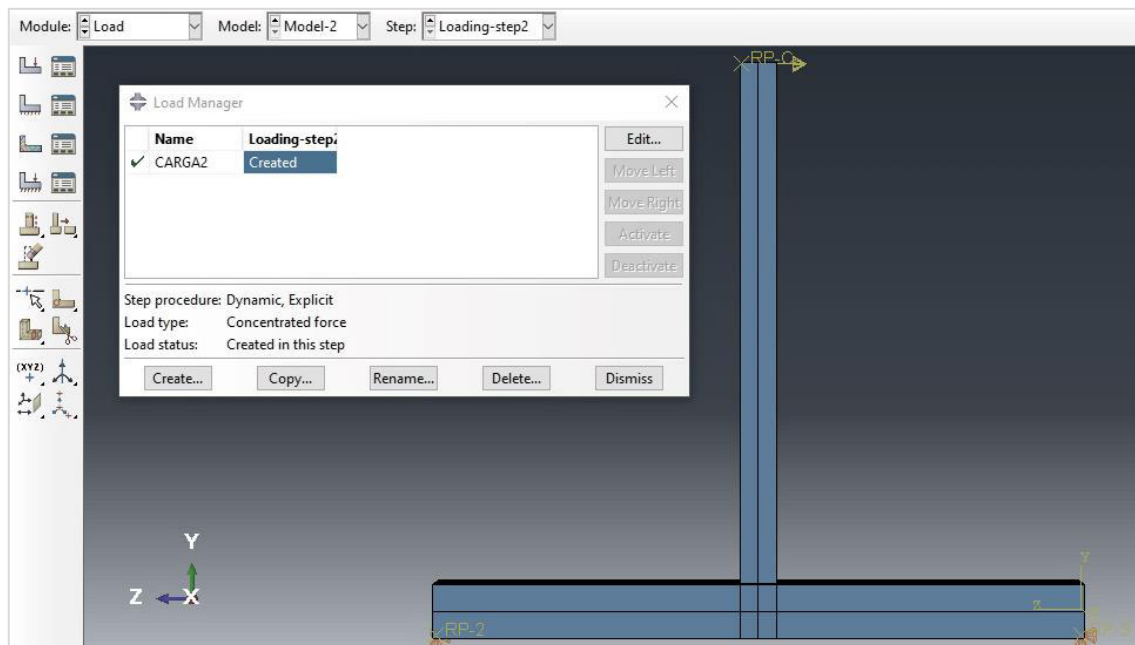


Figura 2.46 Carga en la conexión experimental
Elaborado por: Nicole Guerrero

7. Se define el tamaño de la malla en los elementos en el módulo MESH.

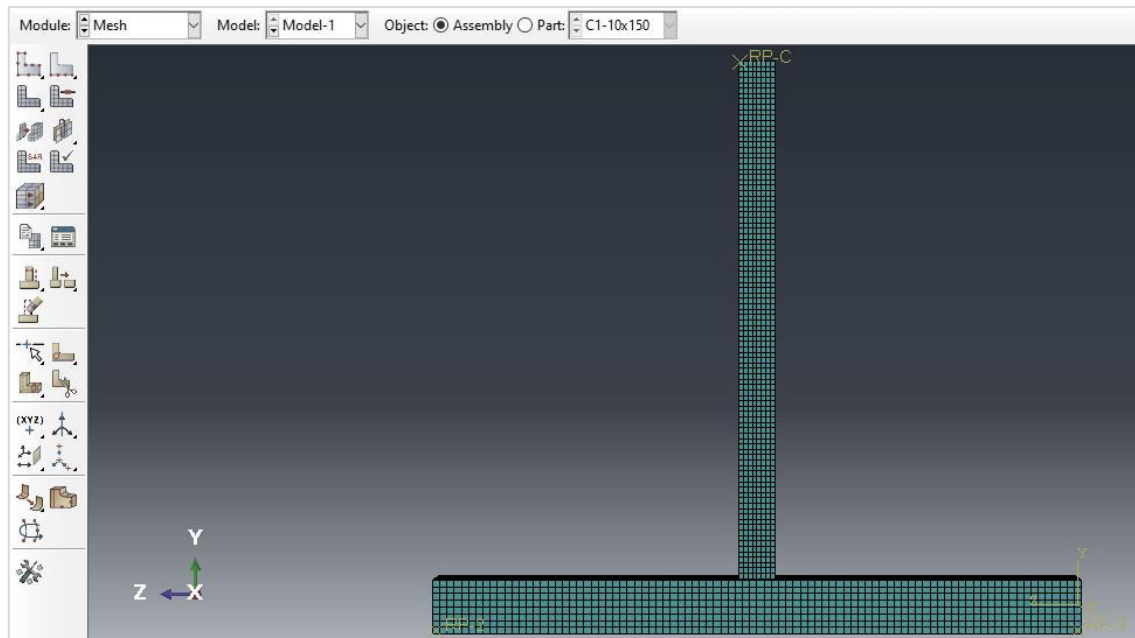


Figura 2.47 Mesh en la conexión directa
Elaborado por: Nicole Guerrero

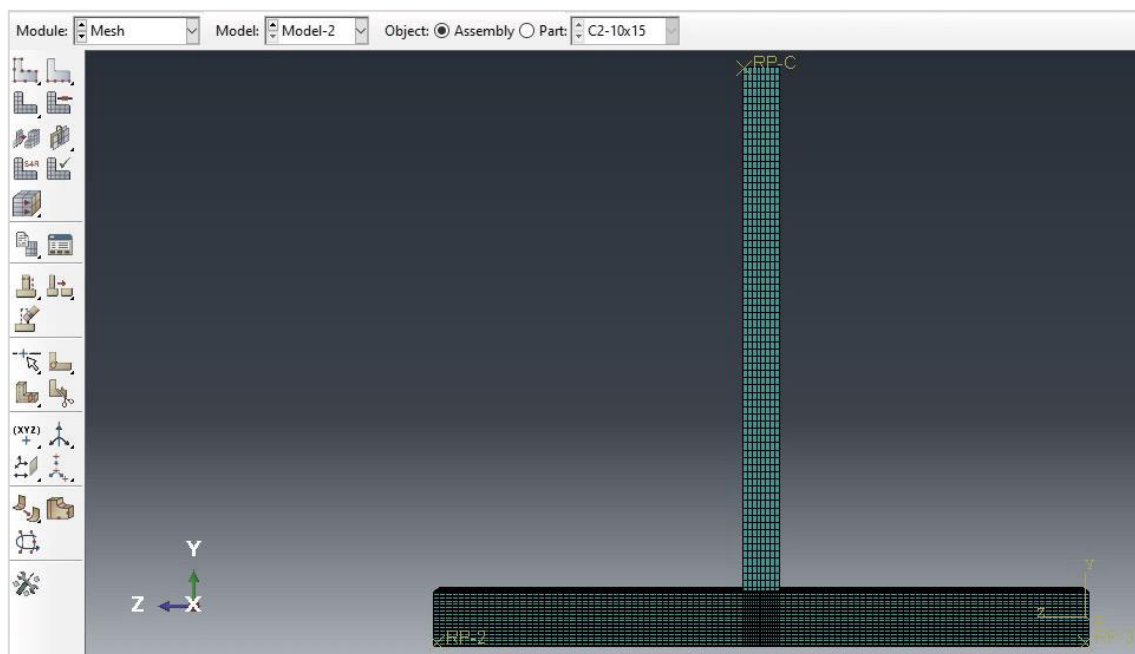


Figura 2.48 Mesh en la conexión directa
Elaborado por: Nicole Guerrero

8. En el módulo JOB se corre el modelo y se monitorea el análisis de la conexión.

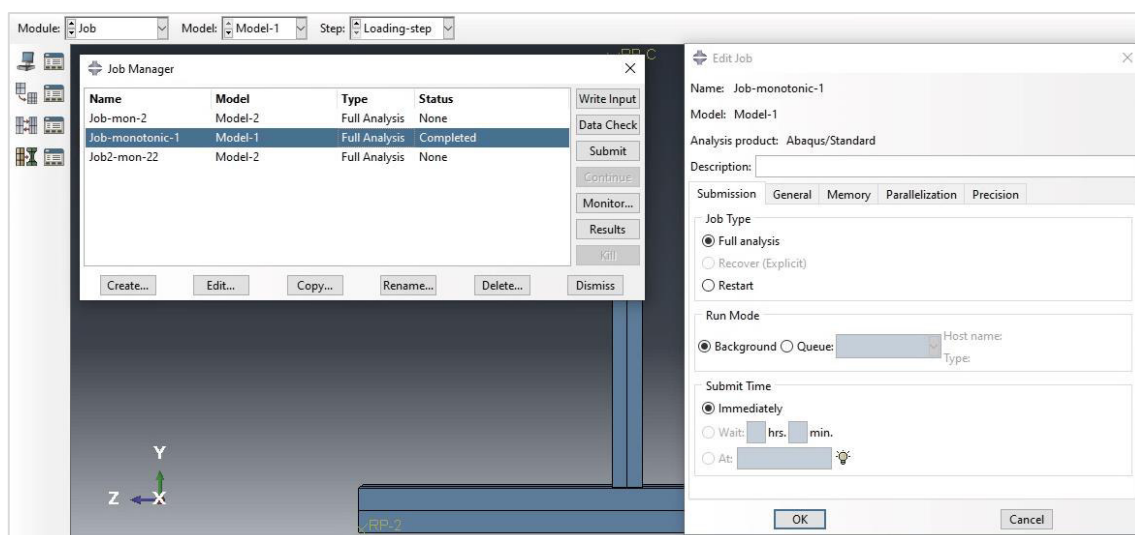


Figura 2.49 Análisis en la conexión
Elaborado por: Nicole Guerrero

9. Se visualizan los esfuerzos presentes en la conexión en el módulo VISUALIZATION.

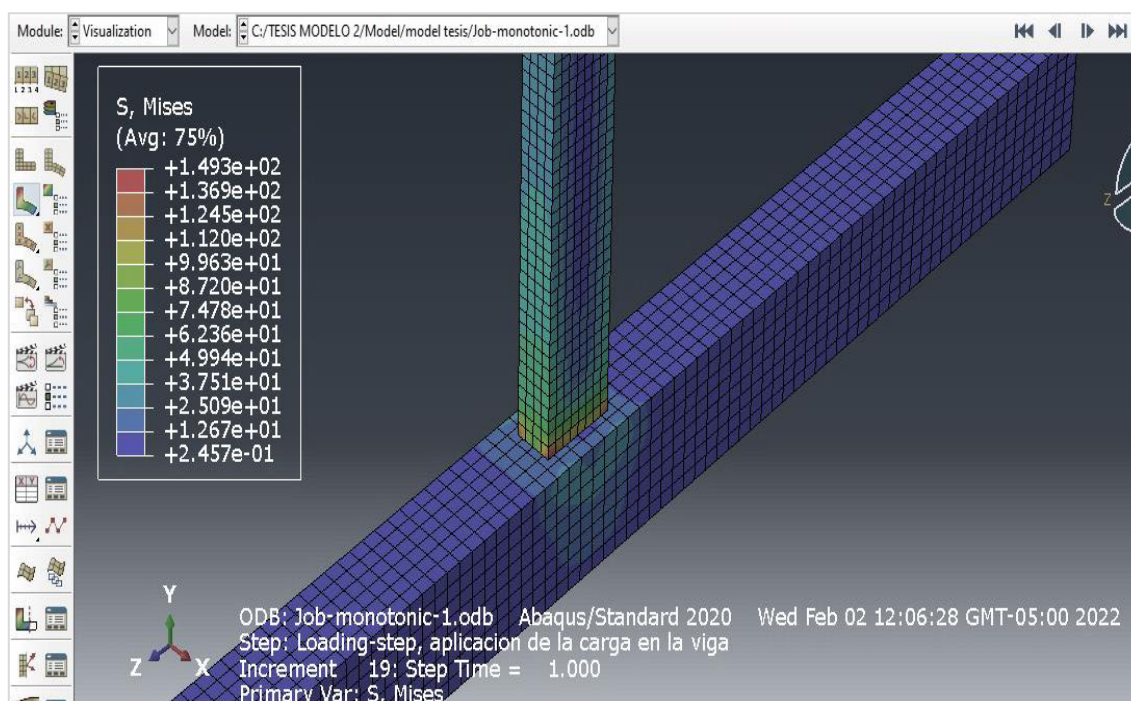


Figura 2.50 Resultados de la modelación de la conexión directa
Elaborado por: Nicole Guerrero

2.2. ESTADO DEL ARTE

2.2.1. ESTUDIOS A NIVEL REGIONAL

El uso de acero estructural ha crecido tanto en Ecuador como en los países de la región, generando una evolución en el sector de la construcción ya que es un material muy versátil lo que permite un gran desarrollo urbano, su uso se expande rápidamente debido a sus ventajas en cuanto a resistencia, ductilidad, fácil manejo y fabricación (Ugel y Vielma, 2011).

Nuestro país al encontrarse en una zona de media y alta sismicidad necesita que se cumplan con las condiciones de un diseño sismorresistente. En edificaciones aperticadas de acero estructural es fundamental las conexiones entre los miembros (Loges, 2017), ya que si estas conexiones no se realizan cumpliendo los estándares requeridos se mostrarán fallas relacionadas con la

soldadura o con la geometría de los elementos ante la presencia de un sismo (Niebles y Arnedo, 2009).

Una buena conexión viga columna está dentro del diseño de una estructura, la cual debe diseñarse para evitar la rotulación en columnas y controlar los efectos de pandeo local (Gallegos, 2017). Para cumplir con estas consideraciones, es necesario satisfacer los siguientes requisitos: las conexiones deben ser capaces de desarrollar la capacidad a flexión de la viga, tener rotaciones plásticas de 0.03 radianes al ser sometidas al protocolo de carga, y las conexiones plásticas deben formarse en las vigas y no en las columnas según la condición columna fuerte – viga débil (Soto y Engelhardt, 2005).

Loges en 2017 menciona que, para el caso de conexiones viga - columna, muchos trabajos han demostrado la inconveniencia de la realizar conexiones mediante soldadura directa entre vigas y columnas tubulares, las paredes delgadas de los perfiles tubulares pueden conducir a una reducción significativa de la resistencia a la flexión en los extremos de las vigas en la conexión con las columnas si estas se construyen directamente sin elementos intermedios que permitan una mejor distribución de los esfuerzos existentes en la conexión para demostrarlo se modelaron 39 especímenes de la conexión directa viga - columna en el programa ABAQUS, se realizó un análisis analítico para cargas cíclicas que mostraron un pobre desempeño debido a la plastificación de la cara de la columna y a la imposibilidad de desarrollar el momento plástico en las vigas. Para mejorar el comportamiento de la conexión se generó 24 nuevos especímenes adicionando diafragmas con lo que se concluyó que se alcanza el momento plástico en las vigas disminuyendo la probabilidad que el cordón de soldadura falle.

Está claro, que el comportamiento sísmico de un edificio construido con perfiles tubulares depende del tipo de conexión elegida y dispuesta en la estructura, por lo que se han propuesto nuevas tipologías de conexiones entre

perfiles tubulares, se destaca el trabajo de González en 2016 que propone una conexión alternativa compuesta por diafragmas y conexiones de placas extremas atornilladas, del resultado de los ensayos aplicando ciclos de histéresis se consiguió un buen comportamiento, los valores siempre superando los lineamientos de aceptación para la degradación de rigidez en conexiones a momento del AISC 341-16.

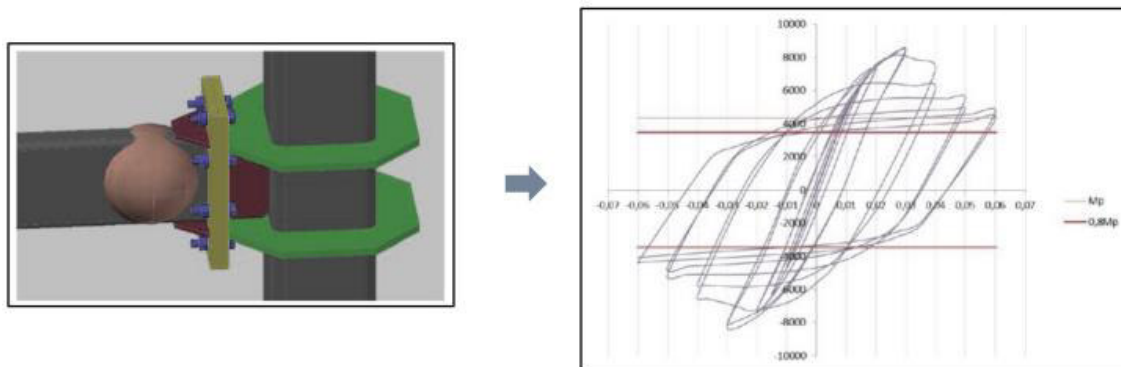


Figura 2.51 Conexión propuesta entre perfiles tubulares y respuesta histérica
Fuente: (González, 2017)

En 2014, Arizaga y Ortiz concluyeron, tras analizar los diferentes tipos de conexiones viga - columna de momento, que el uso de diafragmas externos era el más viable en nuestro entorno, ya que ofrece varias ventajas de diseño sin presentar inconvenientes de fabricación. Se analizaron dos tipos de conexiones, conexión viga tubular – columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo y conexión viga I - columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo.

En el análisis estático lineal la conexión viga tubular – columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo, la viga es el primer elemento del donde se produce la fluencia, ya que las zonas de fluencia aparecen principalmente en las alas de la viga, donde termina el diafragma externo. El segundo elemento que comienza a arrastrarse es la placa de soporte y, finalmente, el soporte y el diafragma. En el análisis estático no lineal, los resultados de la fluencia progresiva se visualizan para cada incremento de carga y muestran el mismo comportamiento de la tensión que en el análisis lineal.

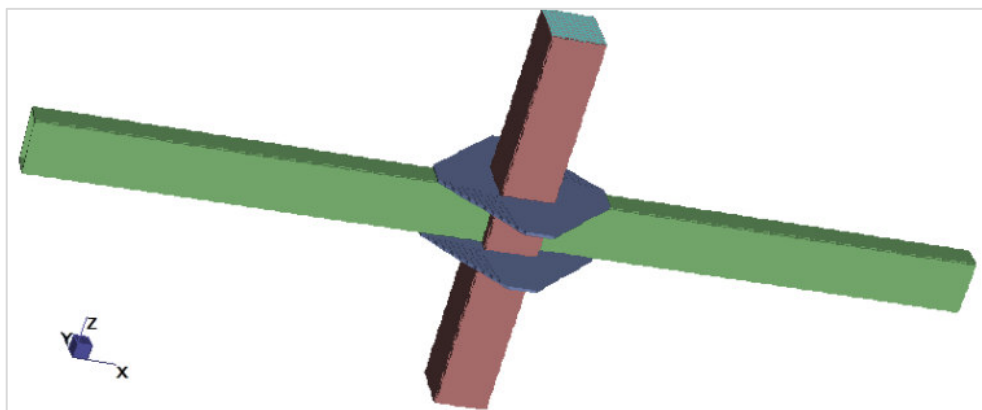


Figura 2.52 Conexión viga tubular – columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo.
Fuente: (Arizaga y Ortiz, 2014)

La conexión viga I - columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo en el análisis estático lineal, la viga es el primer elemento de la conexión que alcanza la fluencia, ya que las zonas de fluencia se concentran principalmente en las alas de la viga, en donde termina el diafragma externo, como se indica en el diseño empírico. El segundo elemento en fluir es el panel de columna y finalmente la columna y el diafragma. En el análisis estático no lineal, se muestran los resultados de la fluencia progresiva para cada incremento de carga, y se observa el mismo comportamiento de la tensión que en el análisis lineal.

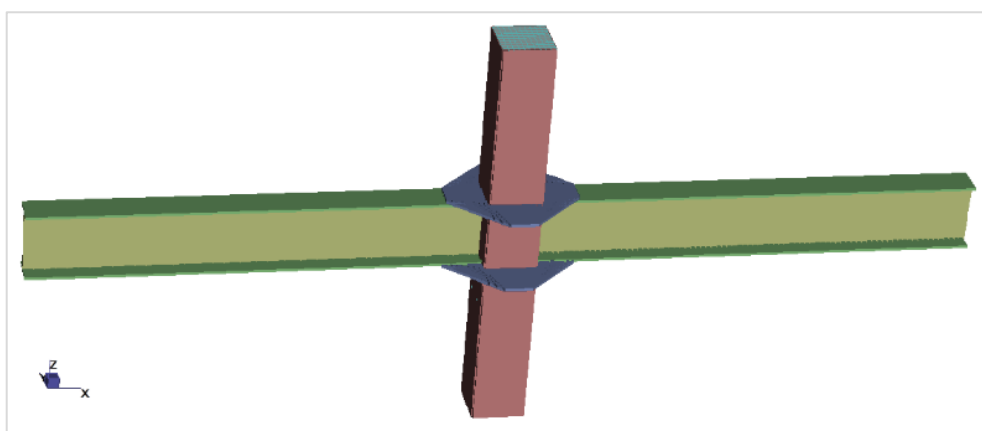


Figura 2.53 Conexión viga I - columna tubular rectangular compuesta, con diafragma externo.
Fuente: (Arizaga y Ortiz, 2014)

Gallegos en 2017, trabajo con cinco probetas elaboradas de la misma manera en cuanto a materiales, dimensiones, procesos constructivos y procesos de soldaduras en vigas y columnas. La probeta cuatro fue la única que cumple los parámetros para pertenecer a un pórtico resistente a momentos. Esta probeta se construyó con diagonales dentro de la columna y con un anillo de placas de refuerzo colocadas de manera perpendicular a la cara de la columna, colocando las placas de refuerzo sobre el patín superior y debajo del patín inferior.

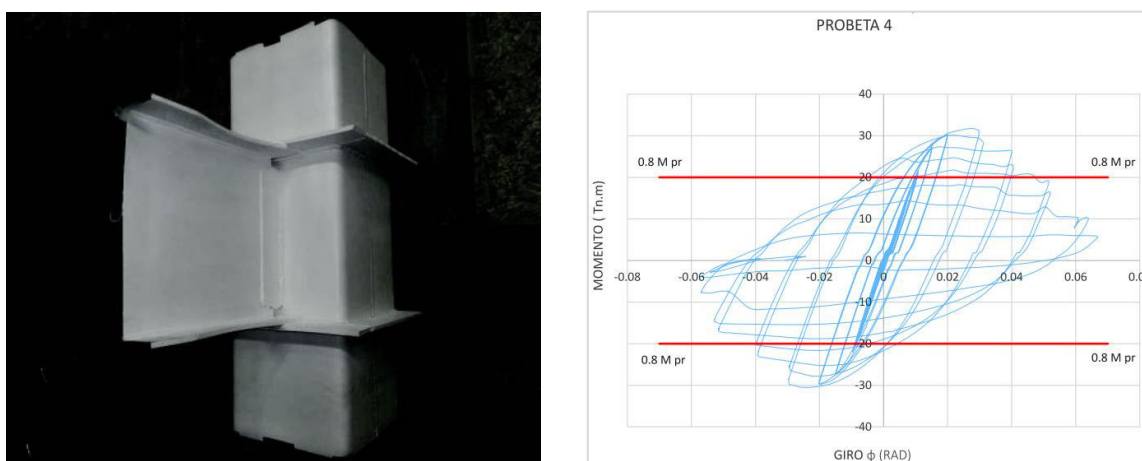


Figura 2.54 Probeta 4 y respuesta histórica

Fuente: (Gallegos, 2017)

Las curvas de histéresis muestran un comportamiento simétrico con un gran bucle, lo que indica una buena disipación de energía. Para una rotación de 0,02 rad, la muestra resiste momentos máximos de 30 T.m, y para una rotación de 0,04 rad, resiste un momento positivo máximo de 26 T.m y un momento negativo máximo de 23 T.m. La probeta cuatro es la única en la que se observó la formación de la rótula plástica de la manera esperada y que soportó un momento máximo superior al 80% del momento probable requerido clasificando así esta conexión como una conexión de momento Completamente Restringida.

Finalmente, es importante conocer que para poder llegar a calificar una conexión metálica parcial o totalmente rígida no solo se crea una modelación en donde se presente el comportamiento teórico que tendría las conexiones, es

necesario realizar experimentos a escala real en donde se aplique el protocolo de carga según la normativa vigente, este protocolo debe ser aplicado por un actuador hidráulico en el extremo libre de la viga y se tendrá una lectura de los desplazamiento en cada ciclo con la ayuda de sensores de desplazamiento (Torres y Cruz, 2012).

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

3.1. DEFINICIÓN DE LAS CONEXIONES A SER ANALIZADAS

3.1.1. CONEXIÓN VIGA COLUMNA DIRECTA

La conexión viga columna directa es cuando sus elementos estarán unidos por soldadura formando una conexión rígida.

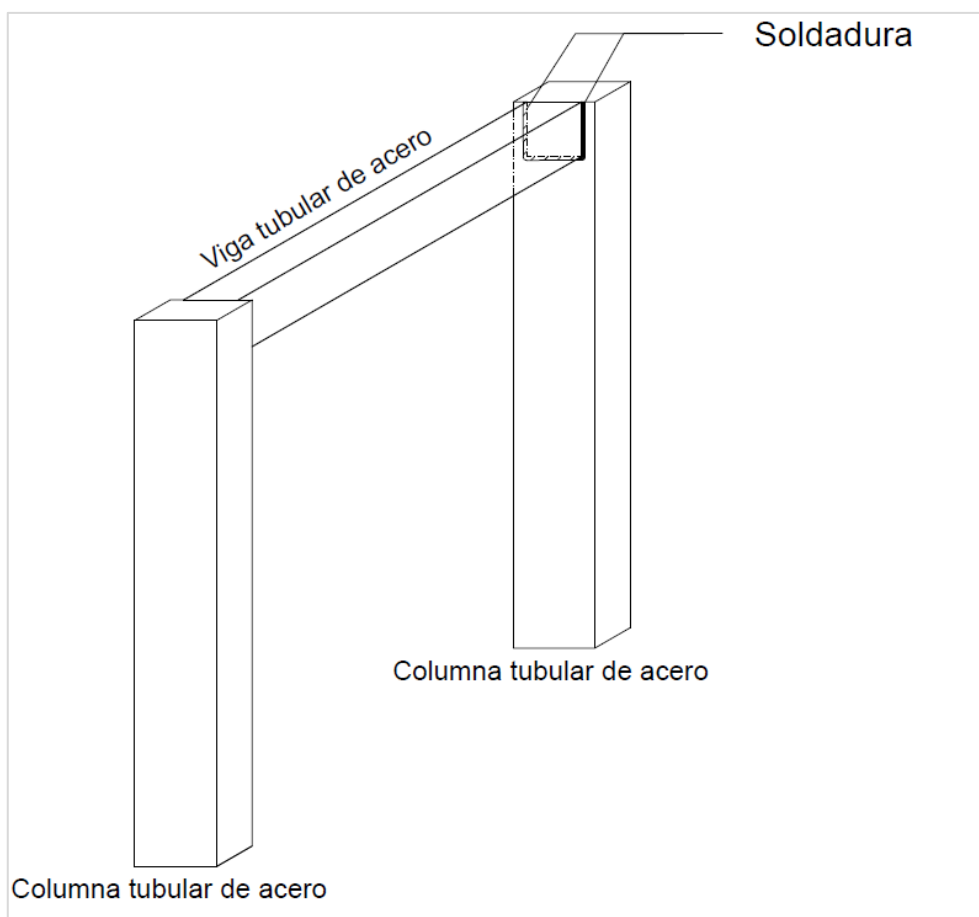


Figura 3.1 Conexión viga columna directa
Elaborado por: Nicole Guerrero

3.1.2. CONEXIÓN EXPERIMENTAL

La conexión experimental se genera al momento que la viga se inserta por una de las caras de la columna, lo que causa que la longitud de la viga sea tomada desde las caras externas de las columnas, la viga y la columna se unen por medio de una soldadura.

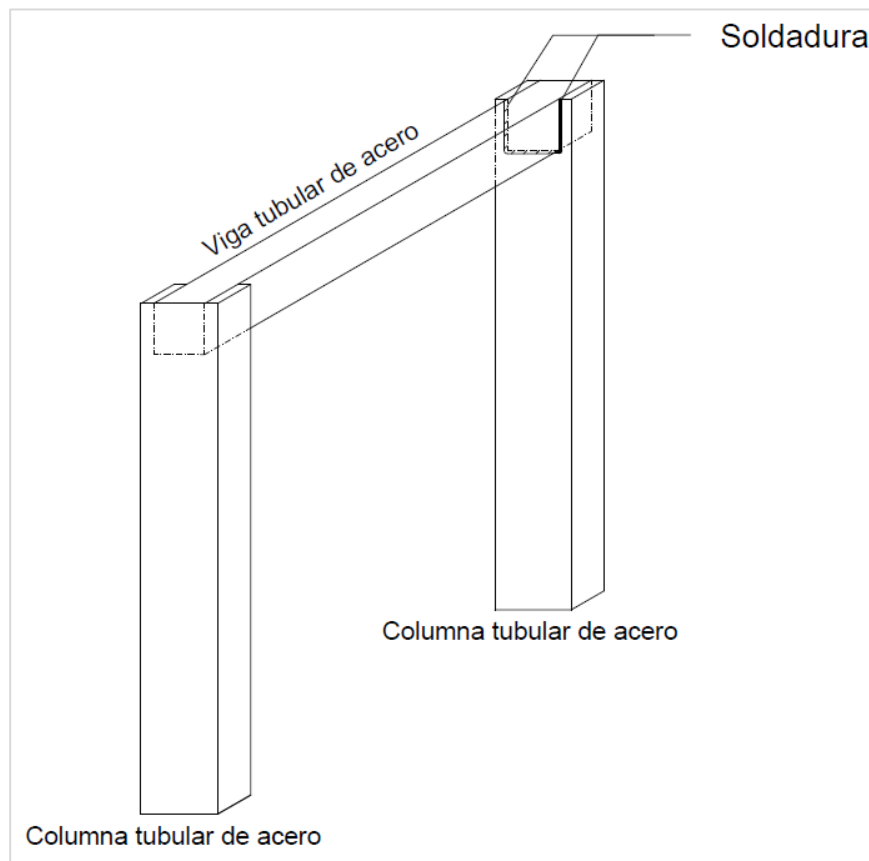


Figura 3.2 Conexión viga columna experimental
Elaborado por: Nicole Guerrero

3.2. DESCRIPCIÓN DE LA CONEXIÓN

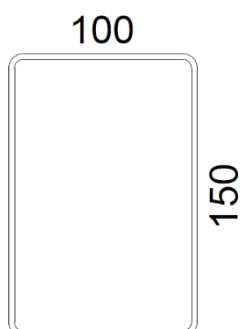
3.2.1. DIMENSIONES DE LAS SECCIONES TUBULARES

La conexión directa y la conexión experimental estarán conformada por secciones tubulares huecas de acero laminado en caliente, la viga y la columna estarán unidas con soldadura. Las dimensiones con las que contarán los elementos son las siguientes:

- **Columna: 100x150x3 mm**

Tabla 3.1

Propiedades de la columna



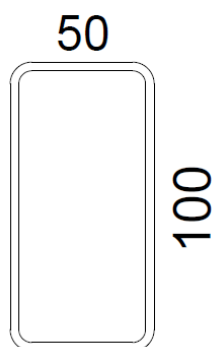
PROPIEDADES DE LA COLUMNA		
Área de la columna	14.41	cm ²
EJE x-x		
Momento de inercia [I]	460.67	cm ⁴
Módulo de resistencia [W]	61.42	cm ³
Radio de giro [i]	5.65	cm ²
EJE y-y		
Momento de inercia [I]	247.67	cm ⁴
Módulo de resistencia [W]	49.53	cm ³
Radio de giro [i]	4.15	cm ²

Elaborado por: Nicole Guerrero

- **Viga: 50x100x3 mm**

Tabla 3.2

Propiedades de la viga



PROPIEDADES DE LA VIGA		
Área de la viga	8.41	cm ²
EJE x-x		
Momento de inercia [I]	106.49	cm ⁴
Módulo de resistencia [W]	21.3	cm ³
Radio de giro [i]	3.56	cm ²
EJE y-y		
Momento de inercia [I]	36.09	cm ⁴
Módulo de resistencia [W]	14.44	cm ³
Radio de giro [i]	2.07	cm ²

Elaborado por: Nicole Guerrero

3.2.2. RELACIONES ANCHO ESPESOR

Según la ANSI/AISC 360-16 las vigas y columnas se tienen que clasificar para pandeo local tanto para compresión como para flexión, determinando si las secciones compactas, secciones no compactas o secciones esbeltas, usando las siguientes relaciones ancho espesor.

Tabla 3.3

Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero a compresión en miembros compuestos sometidos a compresión axial.

TABLA I1.1a Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero a compresión en miembros compuestos sometidos a compresión axial para su uso con la Sección I2.2				
Descripción del Elemento	Razón Ancho-espesor	λ_p Compacto/ No compacto	λ_r 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	$\frac{0,15E}{F_y}$	$\frac{0,19E}{F_y}$	$\frac{0,31E}{F_y}$

Fuente: (ANSI/AISC 360-16, 2016)

Tabla 3.4

Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sometidos a flexión.

TABLA I1.1b Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sometidos a flexión				
Descripción del Elemento	Razón Ancho-espesor	λ_p Compacto/ No compacto	λ_r No compacto/ Esbelto	Máximo Permitido
Alas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	b/t	$2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	h/t	$3,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares (HSS) redondas	D/t	$\frac{0,09E}{F_y}$	$\frac{0,31E}{F_y}$	$\frac{0,31E}{F_y}$

Fuente: (ANSI/AISC 360-16, 2016)

3.2.2.1. Relación ancho espesor para la columna

3.2.2.1.1. Revisión de pandeo local a compresión

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{(100 - 5 * 3)mm}{3 mm} \leq 2.26 \sqrt{\frac{200000 MPa}{250 MPa}}$$

$$28.33 < 63.92 \rightarrow OK!$$

3.2.2.1.2. Revisión de pandeo local a flexión

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{(100 - 5 * 3)mm}{3 mm} \leq 2.26 \sqrt{\frac{200000 MPa}{250 MPa}}$$

$$28.33 < 63.92 \rightarrow OK!$$

3.2.2.1.3. Revisión de la ductilidad

$$\frac{b}{t} \leq 1.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{(100 - 5 * 3)mm}{3 mm} \leq 1.14 \sqrt{\frac{200000 MPa}{250 MPa}}$$

$$28.33 < 32.24 \rightarrow OK!$$

3.2.2.2. Relación ancho espesor para la viga

3.2.2.2.1. Revisión de pandeo local a compresión

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{(50 - 5 * 3)mm}{3 mm} \leq 2.26 \sqrt{\frac{200000 MPa}{250 MPa}}$$

$$11.66 < 63.92 \rightarrow OK!$$

3.2.2.2. Revisión de pandeo local a flexión

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{(50 - 5 * 3)mm}{3 mm} \leq 2.26 \sqrt{\frac{200000 MPa}{250 MPa}}$$

$$11.66 < 63.92 \rightarrow OK!$$

3.2.2.3. Revisión de la ductilidad

$$\frac{b}{t} \leq 1.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{(50 - 5 * 3)mm}{3 mm} \leq 1.14 \sqrt{\frac{200000 MPa}{250 MPa}}$$

$$11.66 < 32.24 \rightarrow OK!$$

Las secciones tubulares usadas, tanto para la columna como para la viga se consideran compactas cuando están sujetas a compresión axial y flexión, adicional a estos son altamente dúctiles.

3.2.3. DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA – COLUMNA

La conexión viga columna debe cumplir con el criterio columna fuerte – viga débil, asegurando que la formación de rótulas plásticas en un nudo de la estructura no ocurra en las columnas, de esta manera se obtiene un alto nivel de disipación de energía.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1.0$$

1. Suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta.

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

- Momento último en la columna tomado del modelo realizado en SAP2000

$$P_{uc} = 0.85 T$$

$$P_{uc} = 1.13 T$$

Se tiene que:

$$\sum M_{pc}^* = 119.30 \text{ cm}^3 * \left(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \frac{1}{1000} - \frac{0.85 t}{14.41 \text{ cm}^2} \right) * \frac{1}{100} + 119.30 \text{ cm}^3 * \left(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \frac{1}{1000} - \frac{1.13 t}{14.41 \text{ cm}^2} \right) * \frac{1}{100}$$

$$\sum M_{pc}^* = 2.94 \text{ t.m} + 2.92 \text{ T.m}$$

$$\sum M_{pc}^* = 5.86 \text{ T.m}$$

2. Suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta.

$$\sum M_{pv}^* = M_{pr} + M_{uv}$$

- Momento plástico probable de la viga

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_v$$

Se tiene que:

- Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.20$$

$$C_{pr} = \frac{2530 \text{ kg/cm}^2 + 4080 \text{ kg/cm}^2}{2 * 2530 \text{ kg/cm}^2} = 1.3 > 1.2$$

$$C_{pr} = 1.2$$

- Factor de esfuerzo de fluencia probable

Según la NEC 15 se tiene:

$$R_y = 1.3$$

Finalmente,

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e$$

$$M_{pr} = 1.2 * 1.3 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 27.80 \text{ cm}^3 = 109721.04 \text{ kg.cm}$$

$$M_{pr} = 1.097 \text{ T.m}$$

- Momento producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica.

$$M_{uv} = Vh * \frac{dv}{2}$$

Considerando vanos de hasta 5 m de longitud, se tiene que:

$$Vh = \frac{2 * M_{pr}}{L}$$

$$Vh = \frac{2 * 1.097 \text{ t.m}}{5\text{m}}$$

$$Vh = 0.44 \text{ t}$$

Entonces,

$$M_{uv} = 0.44\text{t} * \frac{0.2 \text{ m}}{2}$$

$$M_{uv} = 0.044 \text{ T.m}$$

Finalmente, la suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta es:

$$\sum M_{pv}^* = M_{pr} + M_{uv}$$

$$\sum M_{pv}^* = 1.097\text{t.m} + 0.044 \text{ T.m}$$

$$\sum M_{pv}^* = 1.14 \text{ T.m}$$

3. Relación para cumplir con el criterio columna fuerte – viga débil

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1.0$$

$$\frac{5.86 T.m}{1.14 t.m} \geq 1.0$$

$$5.14 > 1.0 \rightarrow OK!$$

3.2.4. DISEÑO DE LA SOLDADURA

La soldadura que une la viga con la columna está formada por electrodos 60 10 (E6010) debido a que este tipo de electrodos cuenta con la fuerza de penetración más fuerte, ya que penetra a través de óxido, aceite, pintura o suciedad, en todas las posiciones; por lo que es usualmente usado para soldadura de tubería estructural por esto los electrodos E6010 ayudan a fundir el material generando una rigidez mayor en la conexión viga columna. La soldadura se realizó en todo el perímetro de la conexión, tanto en la conexión directa como en la experimental.

3.3. ENSAYOS

3.3.1. ESTRUCTURACIÓN DE LAS PROBETAS

Para determinar la comparación entre los dos tipos de conexiones, tanto la conexión directa con soldadura como la experimental, las probetas estarán conformadas por secciones tubulares huecas de acero laminadas en caliente que tendrán forma de T, la viga conectada a la columna será considerada como una viga en voladizo y las probetas estarán en un ángulo de 90° con respecto a su posición en la construcción, la columna estará ubicada paralela al suelo. En el extremo libre de la viga se aplicará la carga cíclica siguiendo el protocolo de carga según del FEMA – 350.

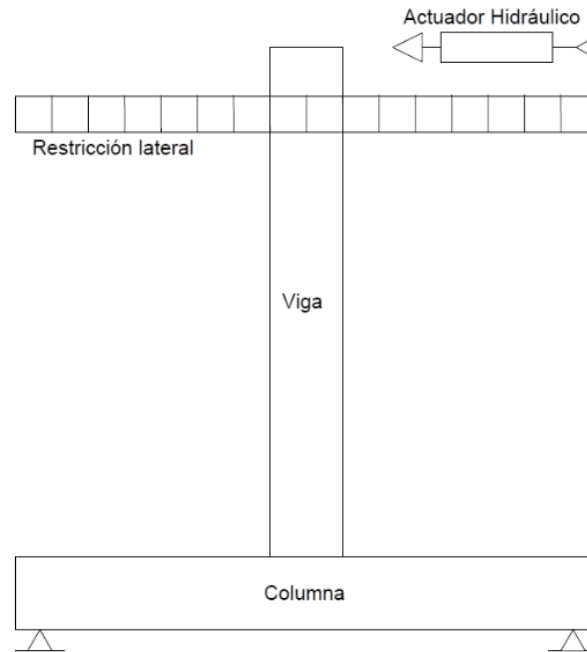


Figura 3.3 Montaje del ensayo
Elaborado por: Nicole Guerrero

3.3.2. DESCRIPCIÓN DEL MONTAJE DE LAS PROBETAS

3.3.2.1. CONSTRUCCIÓN DE LAS PROBETAS

1. Ubicación de la columna sobre las placas que ayudaran a la probeta a sujetarse a los apoyos de tal manera que esta se encuentre al centro, entre los apoyos colocados y a la distancia correcta del gato hidráulico.



Figura 3.4 Ubicación de la columna para ser soldada a las placas
Foto: Nicole Guerrero



Figura 3.5 Ubicación de la columna para ser soldada a las placas
(columna para la conexión experimental)
Foto: Nicole Guerrero

2. Soldadura de la columna sobre las placas que ayudaran a la probeta a sujetarse a los apoyos.



Figura 3.6 Soldadura de la columna a las placas
Foto: Nicole Guerrero

3. Soldadura de la conexión viga columna, se utiliza electrodos 6010 por todo el perímetro de la conexión.



Figura 3.7 Soldadura de la conexión viga columna
Foto: Nicole Guerrero

4. Resultado final de la probeta, con las placas para sujetarse en los apoyos y una placa para sujetar el gato hidráulico.



Figura 3.8 Resultado final de la probeta
Foto: Nicole Guerrero

3.3.2.2. INSTRUMENTACIÓN DE LAS PROBETAS

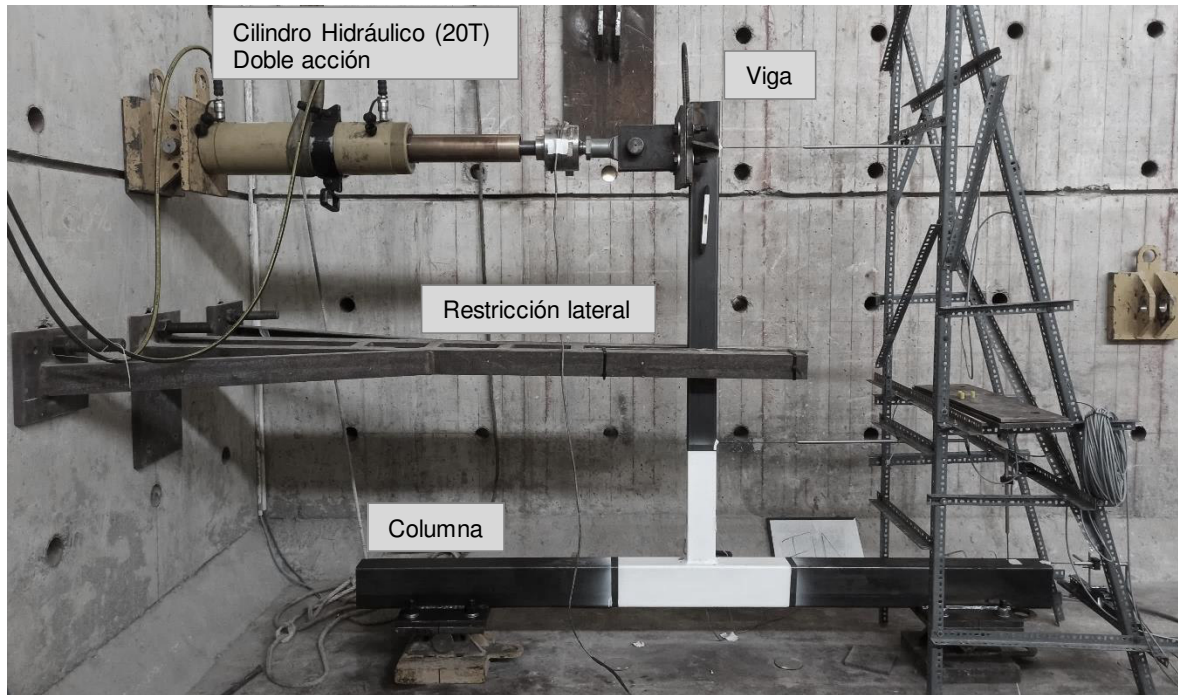


Figura 3.9 Montaje de la probeta
Foto: Nicole Guerrero



Figura 3.10 Ubicación de los Strain Gauges
Foto: Nicole Guerrero

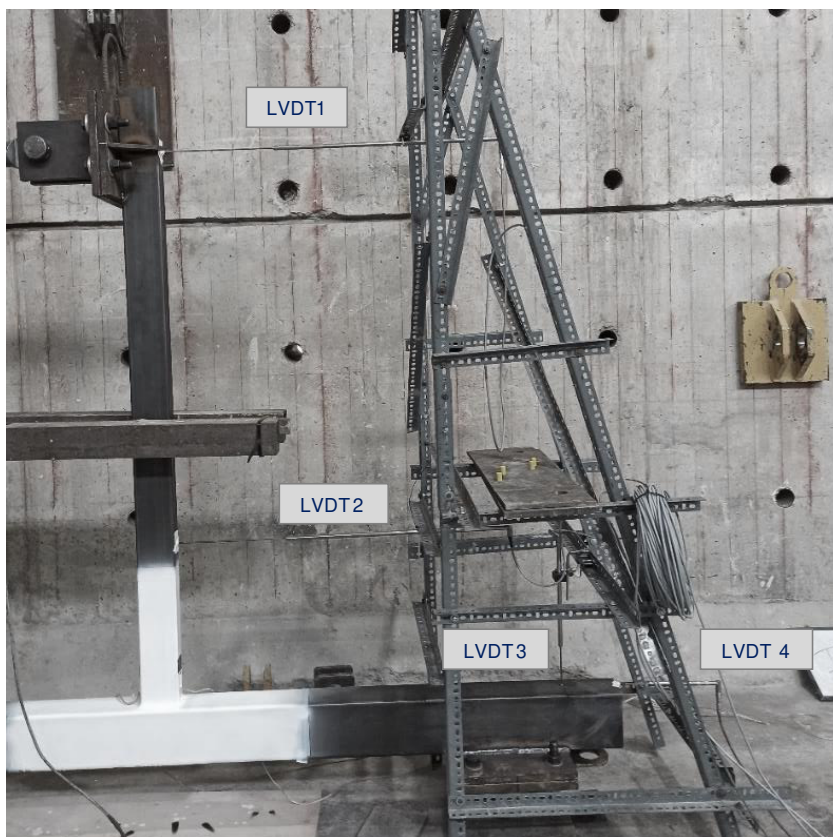


Figura 3.11 Ubicación de los LVDT
Foto: Nicole Guerrero

3.3.3. CARGAS

Las cargas que se aplicarán en el extremo libre de la viga seguirán el protocolo sugerido por el FEMA 2000, donde en el historial de carga básico, los ciclos serán simétricos en cuanto a las deformaciones máximas. El historial se divide en pasos y la deformación máxima de cada paso, un valor predeterminado del ángulo de deriva, para poder aplicar el historial de carga en el laboratorio se procede a determinar la rotación de la viga en milímetros, la cual se obtiene al multiplicarse el giro correspondiente a cada ciclo por la distancia al centro de la columna de la probeta a ensayarse en este caso 1515 mm.

El historial de carga se define por los siguientes parámetros:

θ : la deformación máxima en el paso de carga

n: el número de ciclos a realizar en el paso de carga

Tabla 3.5

Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings.

Paso de Carga #	Número de ciclos (n)	Deformación máxima (rad)	Deformación máxima (mm)
1	6	0.00375	5.68
2	6	0.005	7.58
3	6	0.0075	11.36
4	4	0.01	15.15
5	2	0.015	22.73
6	2	0.02	30.30
7	2	0.03	45.45
8	2	0.04	60.60

Fuente: (FEMA350, 2000)

3.3.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

3.3.4.1. PROBETA 1 – CONEXIÓN DIRECTA

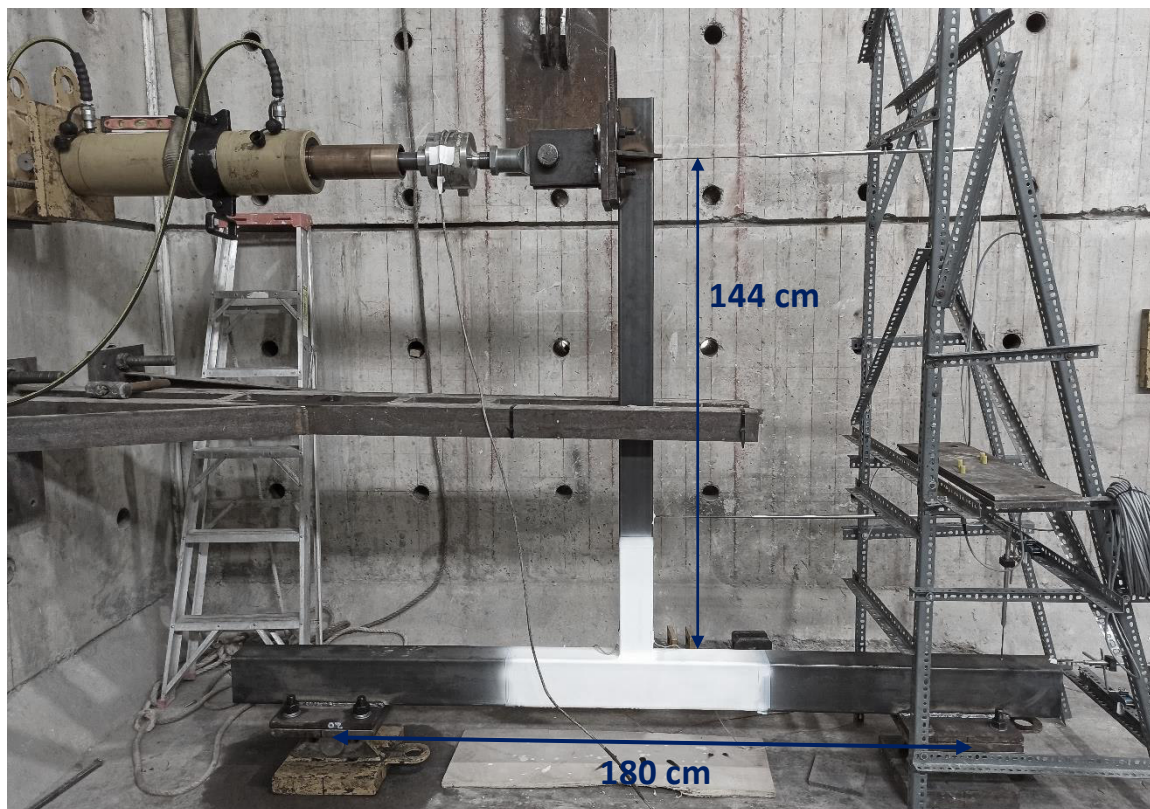
**Figura 3.12** Dimensiones de la conexión directa

Foto: Nicole Guerrero

Al aplicar el protocolo de carga descrito en la Tabla 3.5 en la Probeta 1, se observa en la Figura 3.13 el desplazamiento obtenido en cada ciclo, en la Figura 3.14 se tiene la cantidad de carga aplicada en cada ciclo y finalmente en la Tabla 3.6 se tiene los resultados obtenidos de manera cuantitativa.

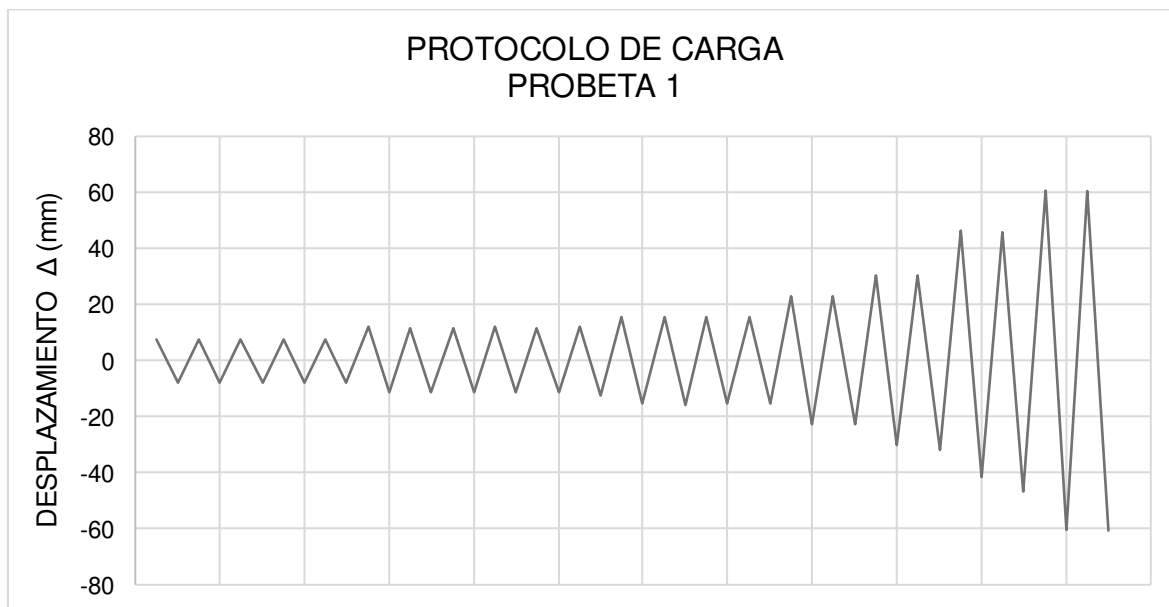


Figura 3.13 Desplazamiento aplicado en la Probeta 1 según el protocolo de carga
Elaborado por: Nicole Guerrero

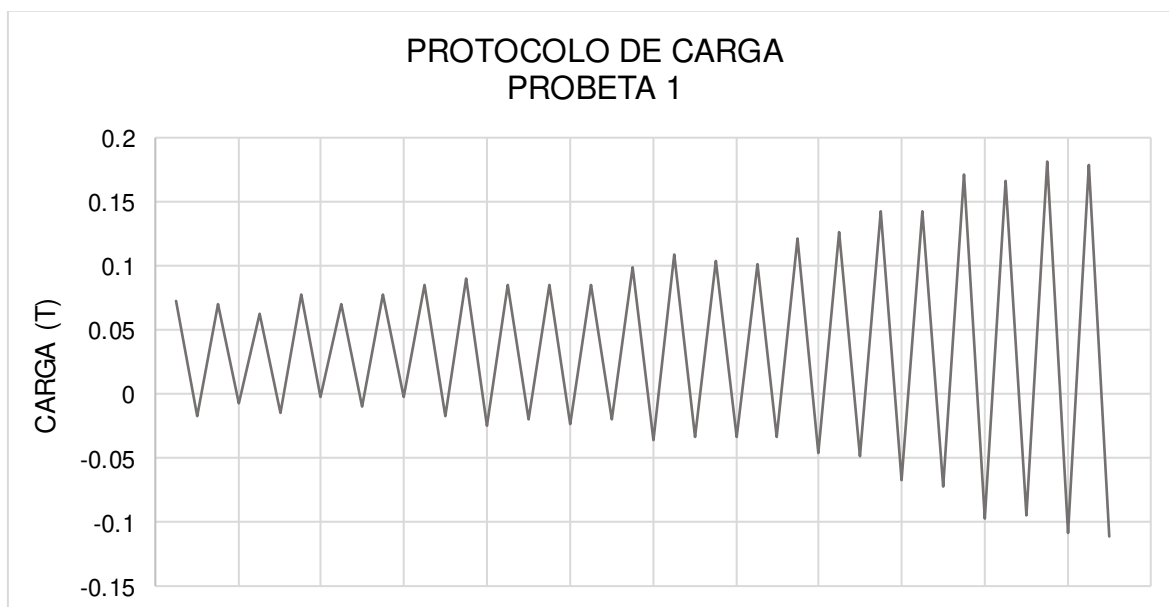


Figura 3.14 Carga aplicada en la Probeta 1 según el protocolo de carga
Elaborado por: Nicole Guerrero

Tabla 3.6

Resultados obtenidos según protocolo de carga aplicado a la Probeta 1

PROBETA 1														
Paso de Carga	Teta objetivo, θ (rad)	Desplazamiento objetivo, Δ (mm)	Carga (T) vs Desplazamiento (mm) registrados											
			Ciclo 1		Ciclo 2		Ciclo 3		Ciclo 4		Ciclo 5		Ciclo 6	
			Δ (+)	F (+)	Δ (+)	F (+)	Δ (+)	F (+)	Δ (+)	F (+)	Δ (+)	F (+)	Δ (+)	F (+)
2	0.005	7.58	7.61	0.07	7.66	0.07	7.70	0.06	8.09	0.08	7.65	0.07	7.66	0.08
			-7.61	-0.02	-7.65	-0.01	-7.68	-0.01	-7.65	0.00	-7.69	-0.01	-7.61	0.00
3	0.0075	11.36	11.83	0.08	11.47	0.09	11.31	0.08	11.83	0.09	11.37	0.08	12.18	0.08
			-11.45	-0.02	-11.35	-0.02	-11.45	-0.02	-11.34	-0.02	-11.30	-0.02	-12.44	-0.02
4	0.01	15.15	15.36	0.10	15.66	0.11	15.35	0.10	15.34	0.10				
			-15.31	-0.04	-15.95	-0.03	-15.22	-0.03	-15.26	-0.03				
5	0.015	22.73	22.73	0.12	23.14	0.13								
			-22.89	-0.05	-22.75	-0.05								
6	0.02	30.30	30.60	0.14	30.60	0.14								
			-30.31	-0.07	-31.83	-0.07								
7	0.03	45.46	46.53	0.17	45.88	0.17								
			-41.41	-0.10	-46.57	-0.09								
8	0.04	60.63	60.41	0.18	60.48	0.18								
			-60.44	-0.11	-60.63	-0.11								

Elaborado por: Nicole Guerrero

Al procesar y corregir todos los datos del ensayo se obtienen las curvas de histéresis que nos ayudan a analizar la Resistencia a Flexión de la Probeta 1, se tiene en la Figura 3.15 la Curva de Histéresis perteneciente a Carga vs. Desplazamiento, mientras que la Figura 3.16 muestra la Curva de Histéresis correspondiente a Momento vs. Giro.

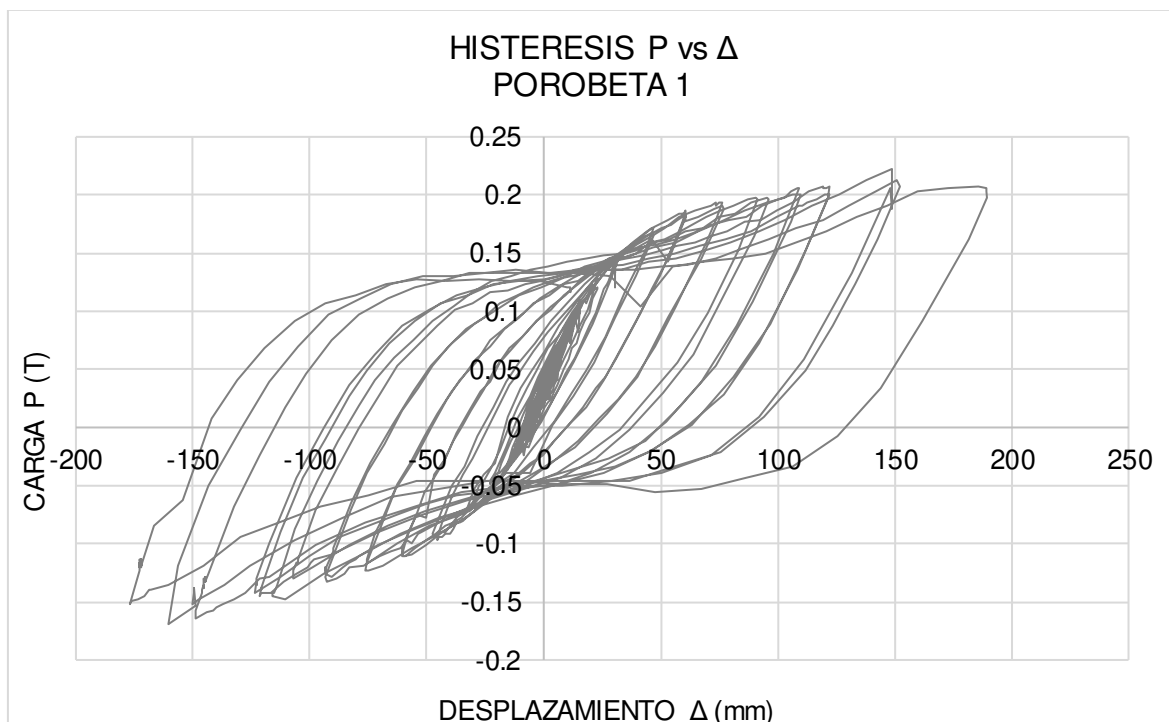


Figura 3.15 Histéresis P vs Δ de la probeta 1

Elaborado por: Nicole Guerrero

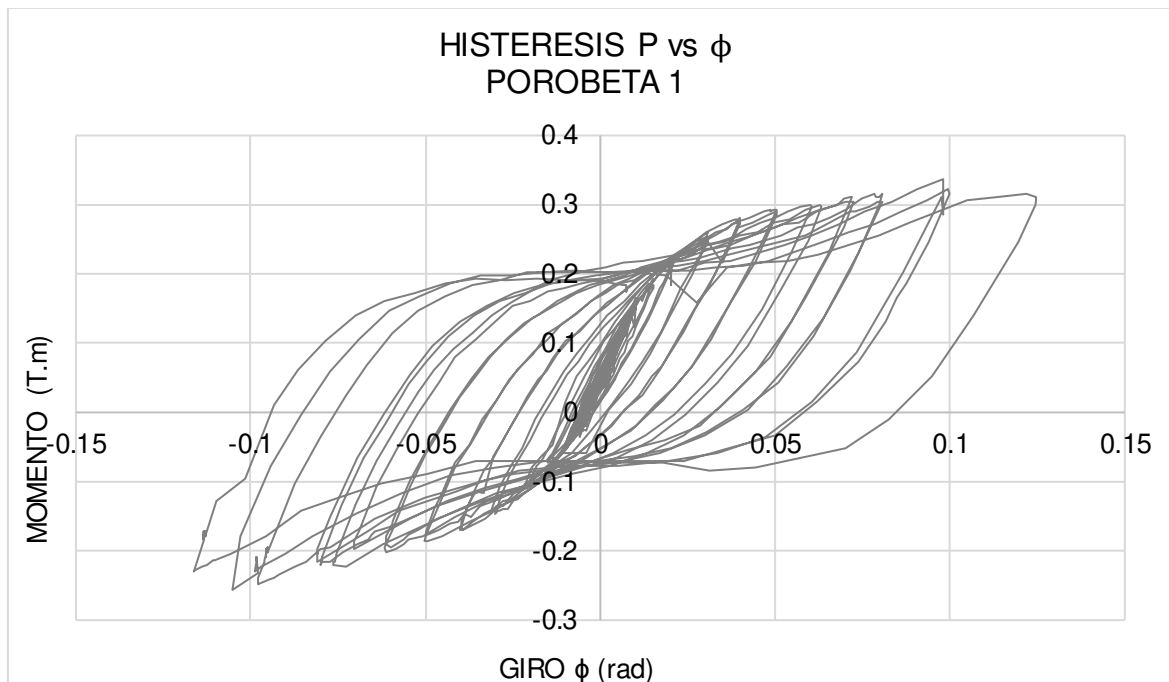


Figura 3.16 Histéresis M vs ϕ de la probeta 1
Elaborado por: Nicole Guerrero

Como resultado de la aplicación del protocolo de carga en la probeta 1, no existió ningún tipo de falla en la conexión, por lo que se continuo con los ciclos cumpliendo lo requerido por la norma, al continuar con los ciclos se presentaron fallas como son el punzonamiento de la columna y la separación de la soldadura del material base. Las fallas se presentaron con las siguientes fuerzas y desplazamientos: 0.17 T y 10.5 cm, 0.2 T y 12.2 cm, finalmente 0.16 T y 14.28 cm, a continuación, se muestran las fallas producidas en la Probeta 1.



Figura 3.17 Falla en la probeta 1
Foto: Nicole Guerrero



Figura 3.18 Falla en la probeta 1
Foto: Nicole Guerrero

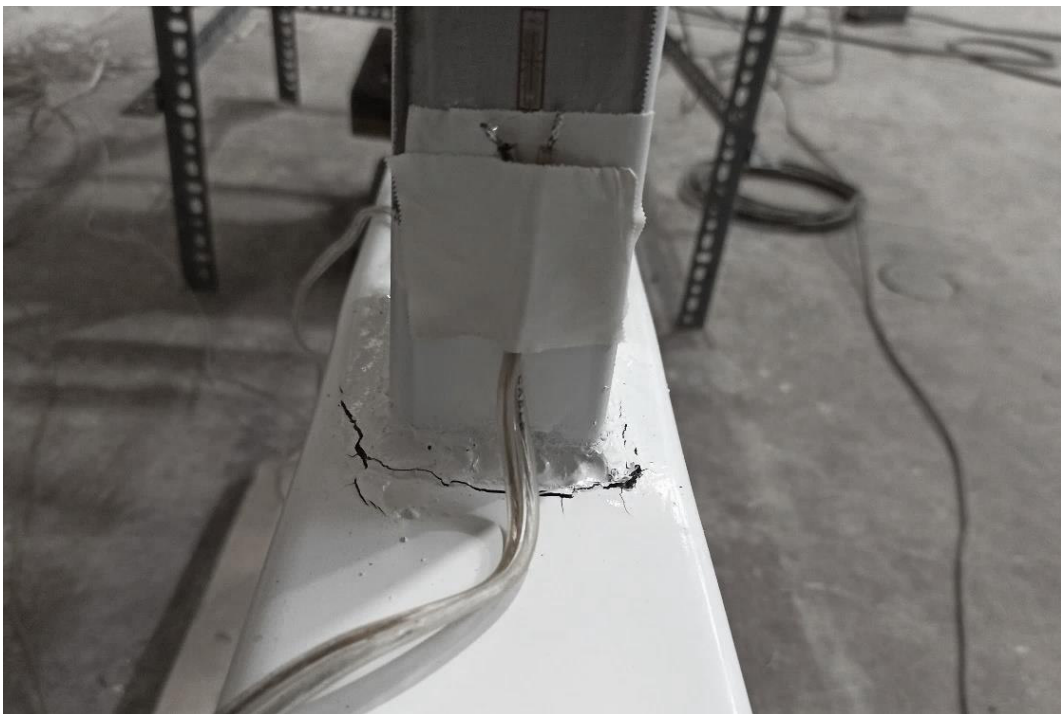


Figura 3.19 Falla en la probeta 1
Foto: Nicole Guerrero

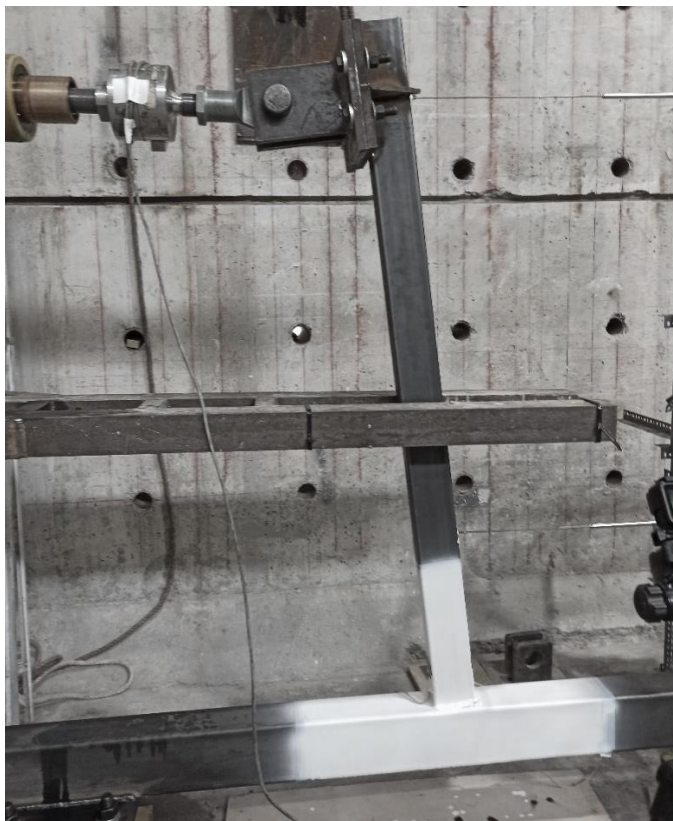


Figura 3.20 Desplazamiento de la viga en la probeta 1
Foto: Nicole Guerrero

3.3.4.2. PROBETA 2 – CONEXIÓN EXPERIMENTAL

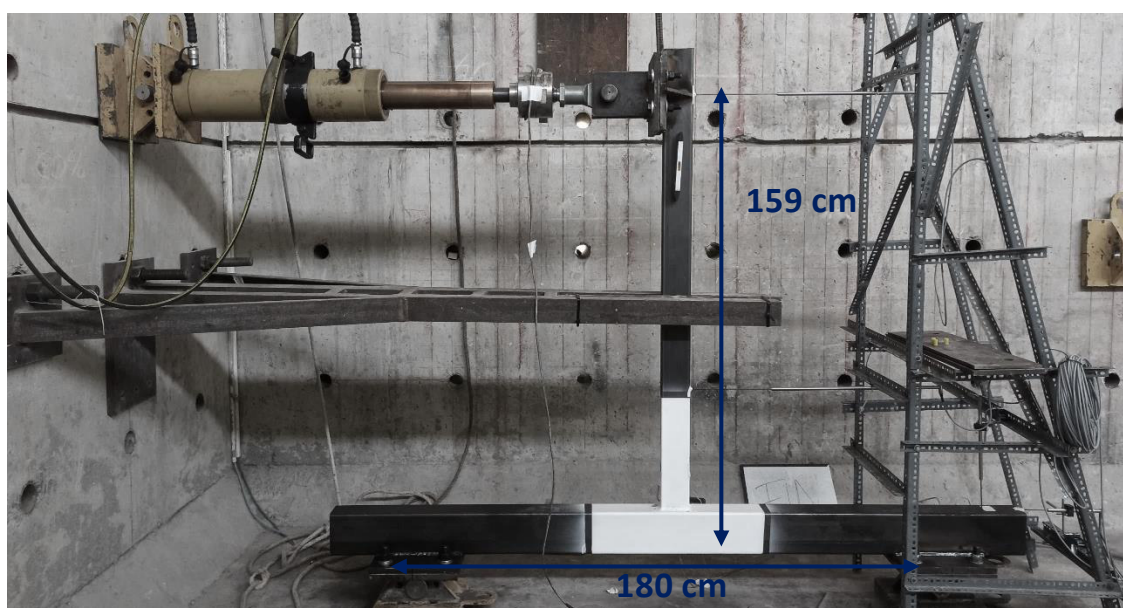


Figura 3.21 Dimensiones de la conexión experimental
Foto: Nicole Guerrero

Al aplicar el protocolo de carga descrito en la Tabla 3.5 en la Probeta 2, se observa en la Figura 3.22 el desplazamiento obtenido en cada ciclo, en la Figura 3.23 se tiene la cantidad de carga aplicada en cada ciclo y finalmente en la Tabla 3.7 se tiene los resultados obtenidos de manera cuantitativa.

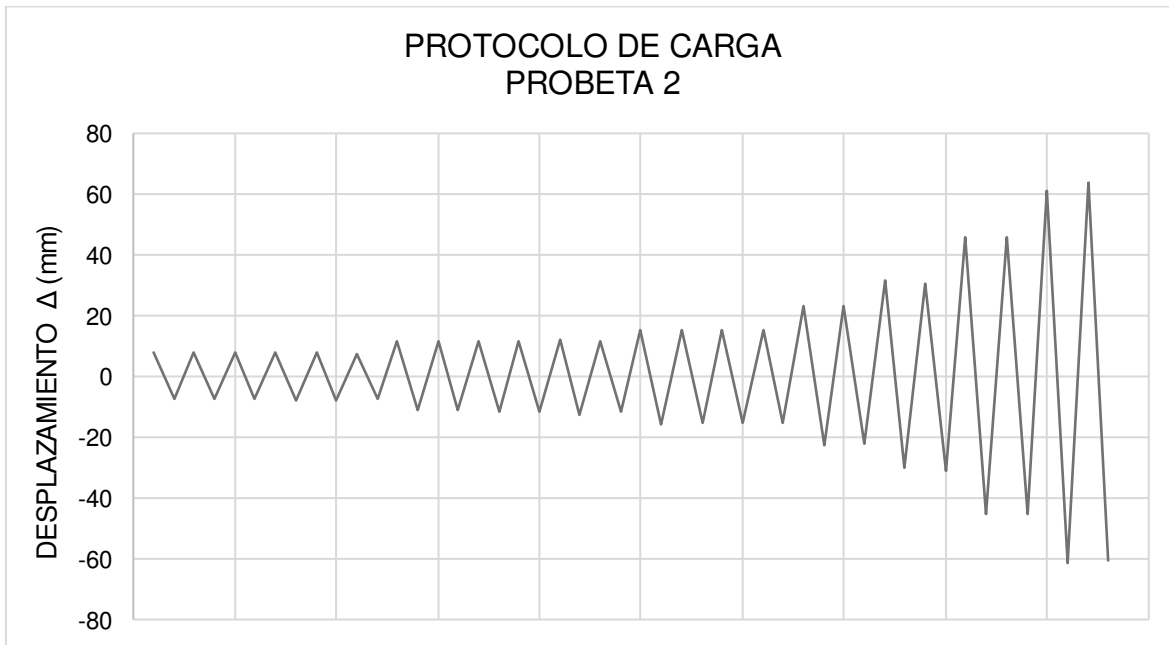


Figura 3.22 Desplazamiento aplicado en la Probeta 2 según el protocolo de carga
Elaborado por: Nicole Guerrero

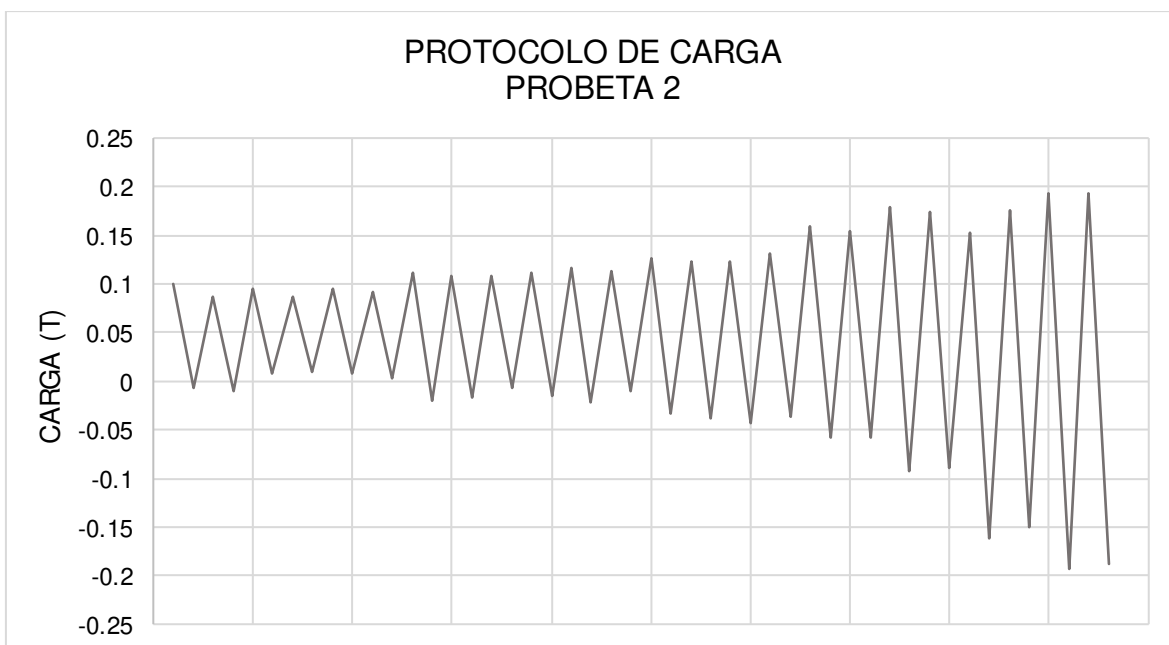


Figura 3.23 Carga aplicada en la Probeta 2 según el protocolo de carga
Elaborado por: Nicole Guerrero

Tabla 3.7

Resultados obtenidos según protocolo de carga aplicado a la Probeta 2

PROBETA 2														
Paso de Carga	Teta objetivo, θ (rad)	Desplazamiento objetivo, Δ (mm)	Carga (T) vs Desplazamiento (mm) registrados											
			Ciclo 1		Ciclo 2		Ciclo 3		Ciclo 4		Ciclo 5		Ciclo 6	
			Δ (+)	F (+)	Δ (+)	F (+)	Δ (+)	F (+)	Δ (+)	F (+)	Δ (+)	F (+)	Δ (+)	F (+)
2	0.005	7.58	7.81	0.10	7.74	0.09	7.82	0.09	7.79	0.09	7.83	0.09	7.62	0.09
			-7.62	-0.01	-7.63	-0.01	-7.39	0.01	-7.87	0.01	7.69	0.01	-7.55	0.00
3	0.0075	11.36	11.41	0.11	11.55	0.11	11.76	0.11	11.84	0.11	12.23	0.12	11.49	0.11
			-11.15	-0.02	-11.23	-0.02	-11.52	-0.01	-11.51	-0.01	-12.55	-0.02	-11.57	-0.01
4	0.01	15.15	15.19	0.13	15.18	0.12	15.10	0.12	15.42	0.13				
			-15.67	-0.03	-15.08	-0.04	-15.37	-0.04	-15.17	-0.04				
5	0.015	22.73	23.17	0.16	22.94	0.15								
			-22.72	-0.06	-22.31	-0.06								
6	0.02	30.30	31.56	0.18	30.78	0.17								
			-30.21	-0.09	-31.28	-0.09								
7	0.03	45.46	46.01	0.15	46.02	0.18								
			-45.36	-0.16	-45.49	-0.15								
8	0.04	60.63	61.18	0.19	63.78	0.19								
			-61.43	-0.19	-60.67	-0.19								

Elaborado por: Nicole Guerrero

Al procesar y corregir todos los datos del ensayo se obtienen las curvas de histéresis que nos ayudan a analizar la Resistencia a Flexión de la Probeta 2, se tiene en la Figura 3.24 la Curva de Histéresis perteneciente a Carga vs. Desplazamiento, mientras que la Figura 3.25 muestra la Curva de Histéresis correspondiente a Momento vs. Giro.

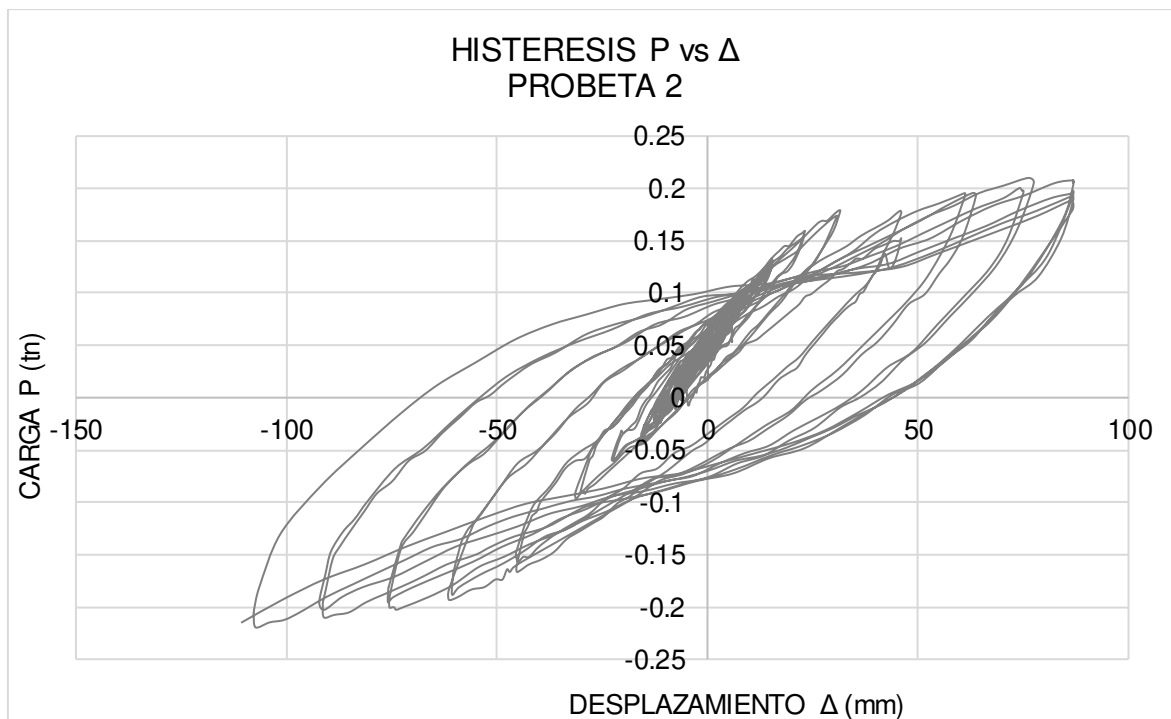


Figura 3.24 Histéresis P vs Δ de la probeta 2

Elaborado por: Nicole Guerrero

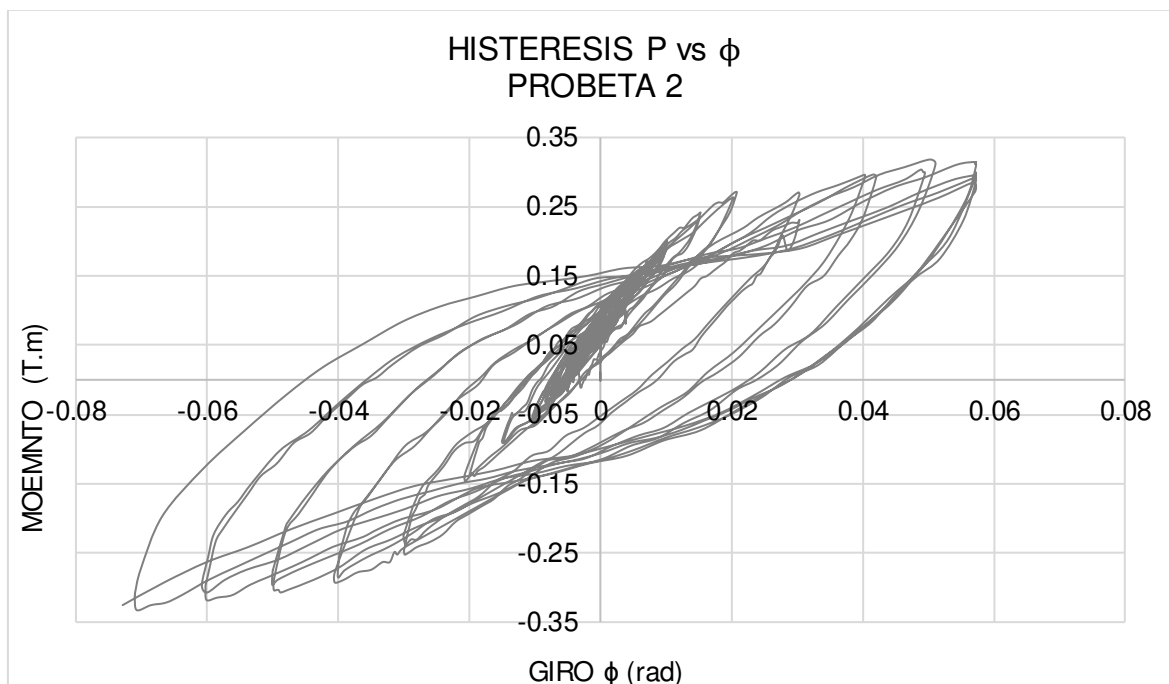


Figura 3.25 Histéresis M vs ϕ de la probeta 2
Elaborado por: Nicole Guerrero

Durante la aplicación del protocolo de carga en la probeta 2, no existió ningún tipo de falla en la conexión, en ninguno de los ciclos de dicho protocolo, por lo que se procedió a determinar en qué carga y con qué desplazamiento ocurriría una falla en la conexión llevando el gato hidráulico a su máximo alcance, con lo cual se determinó que la conexión falla con una carga de 0.33 T y con un desplazamiento de 22.3 cm generando un momento de 0.5 T.m con un giro de 0.042 rad.



Figura 3.26 Falla en la probeta 2
Foto: Nicole Guerrero



Figura 3.27 Falla en la probeta 2
Foto: Nicole Guerrero



Figura 3.28 Falla en la probeta 2
Foto: Nicole Guerrero

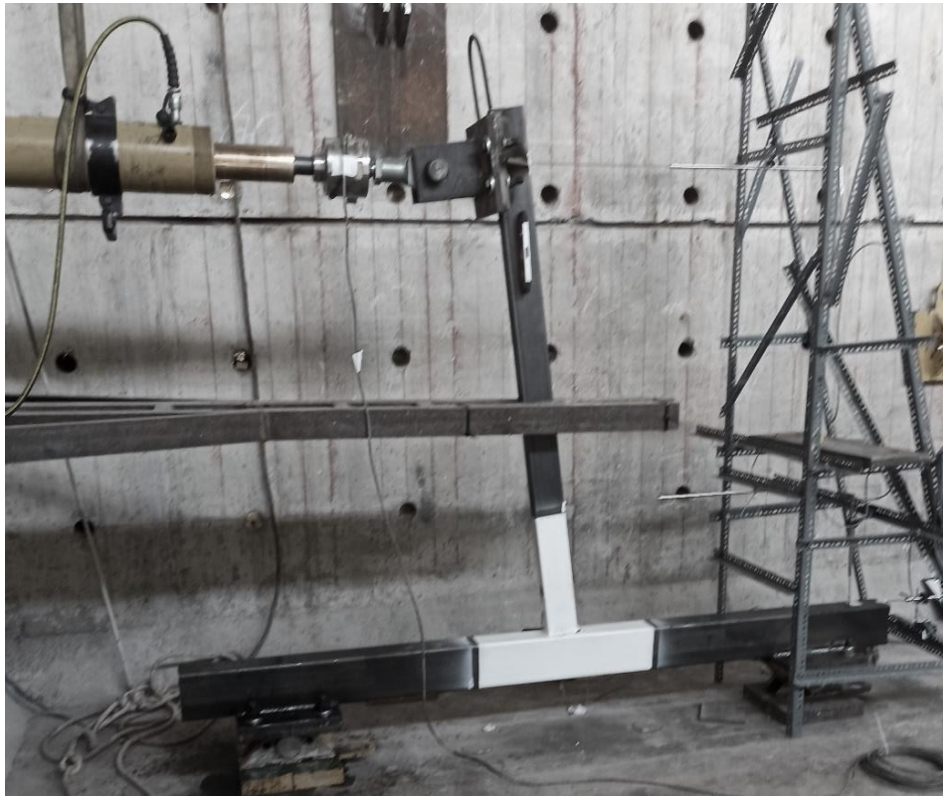


Figura 3.29 Desplazamiento de la viga en la probeta 2
Foto: Nicole Guerrero

CAPÍTULO 4

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. ANÁLISIS DE LAS DIFERENCIAS ENTRE CONEXIONES

4.1.1. CONEXIÓN DIRECTA

La figura 4.1 muestra la curva de histéresis de la probeta 1, donde está representado el 80% del momento probable plástico de la viga, de tal manera que se observa que la conexión viga columna directa no califica para pertenecer a un pórtico resistente a momentos.

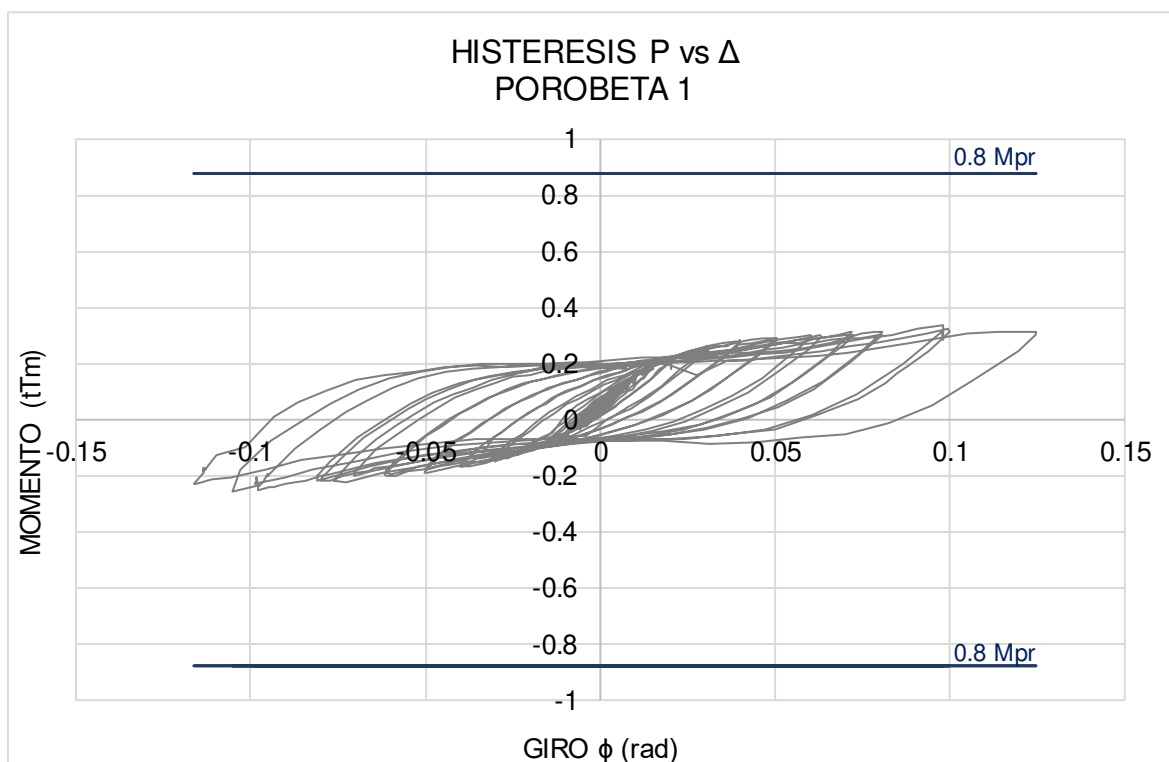


Figura 4.1 Histéresis M vs ϕ de la probeta 1
Elaborado por: Nicole Guerrero

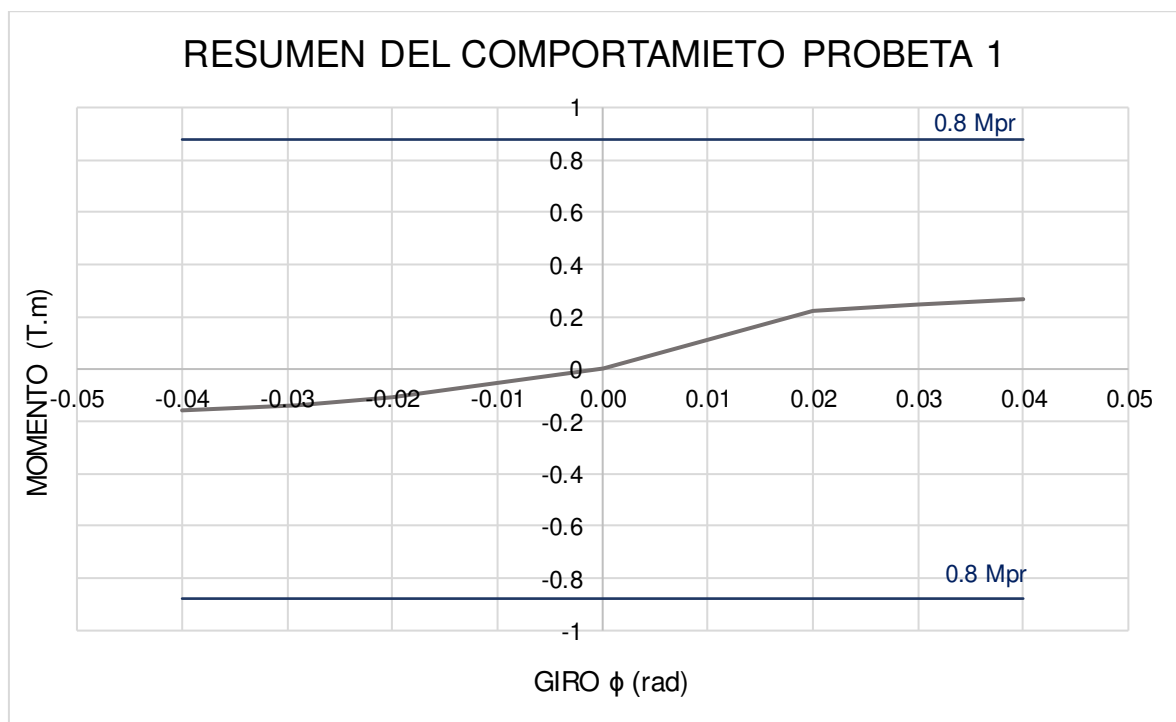
Con los datos representados en la curva de histéresis de la probeta 1, se obtiene un resumen en la Tabla 4.1 y en la figura 4.2 de los desplazamientos y los momentos en los giros más representativos.

Tabla 4.1

Resumen de resultados obtenidos de la probeta 1

PROBETA 1				
	Carga P (T)	Desplazamiento (mm)	Momento (T.m)	Giro ϕ (rad)
Max (+)	0.177	59.632	0.267	0.040
	0.164	46.067	0.249	0.030
	0.147	32.145	0.223	0.020
	0	0	0	0
	-0.077	-33.217	-0.109	-0.020
	-0.092	-45.082	-0.139	-0.029
Max (-)	-0.111	-59.271	-0.158	-0.040

Elaborado por: Nicole Guerrero

**Figura 4.2** Resumen del comportamiento de la probeta 1

Elaborado por: Nicole Guerrero

4.1.2. CONEXIÓN EXPERIMENTAL

La figura 4.3 muestra la curva de histéresis de la probeta 2, donde está representado el 80% del momento probable plástico de la viga, de tal manera que se observa que la conexión viga columna experimental no califica para pertenecer a un pórtico resistente a momentos.

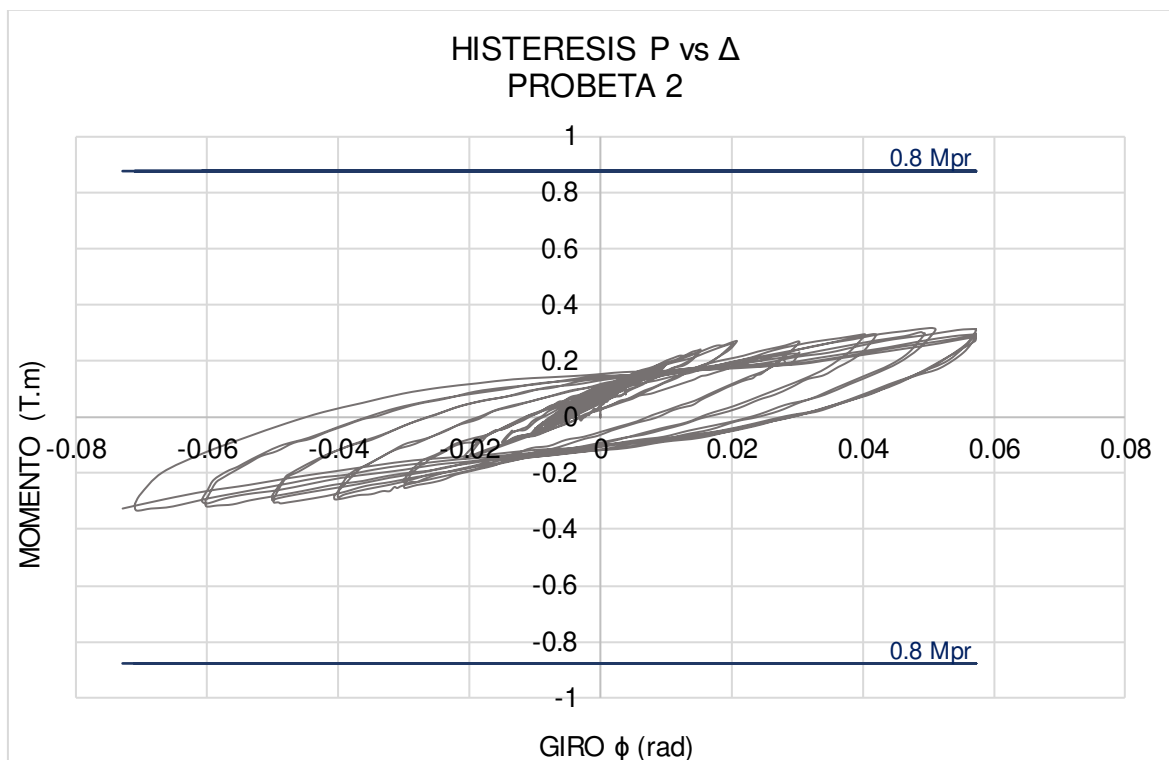


Figura 4.3 Histéresis M vs ϕ de la probeta 2

Elaborado por: Nicole Guerrero

Con los datos representados en la curva de histéresis de la probeta 2, se obtiene un resumen en la Tabla 4.2 y en la figura 4.4 de los desplazamientos y los momentos en los giros más representativos.

Tabla 4.2

Resumen de resultados obtenidos de la probeta 2

PROBETA 2				
	Carga P (T)	Desplazamiento (mm)	Momento (T.m)	Giro ϕ (rad)
Max (+)	0.193	61.181	0.293	0.040
	0.176	46.020	0.267	0.030
	0.173	30.658	0.263	0.020
	0	0	0	0
	-0.091	-29.087	-0.139	-0.020
	-0.166	-45.257	-0.252	-0.029
Max (-)	-0.193	-61.433	-0.289	-0.040

Elaborado por: Nicole Guerrero

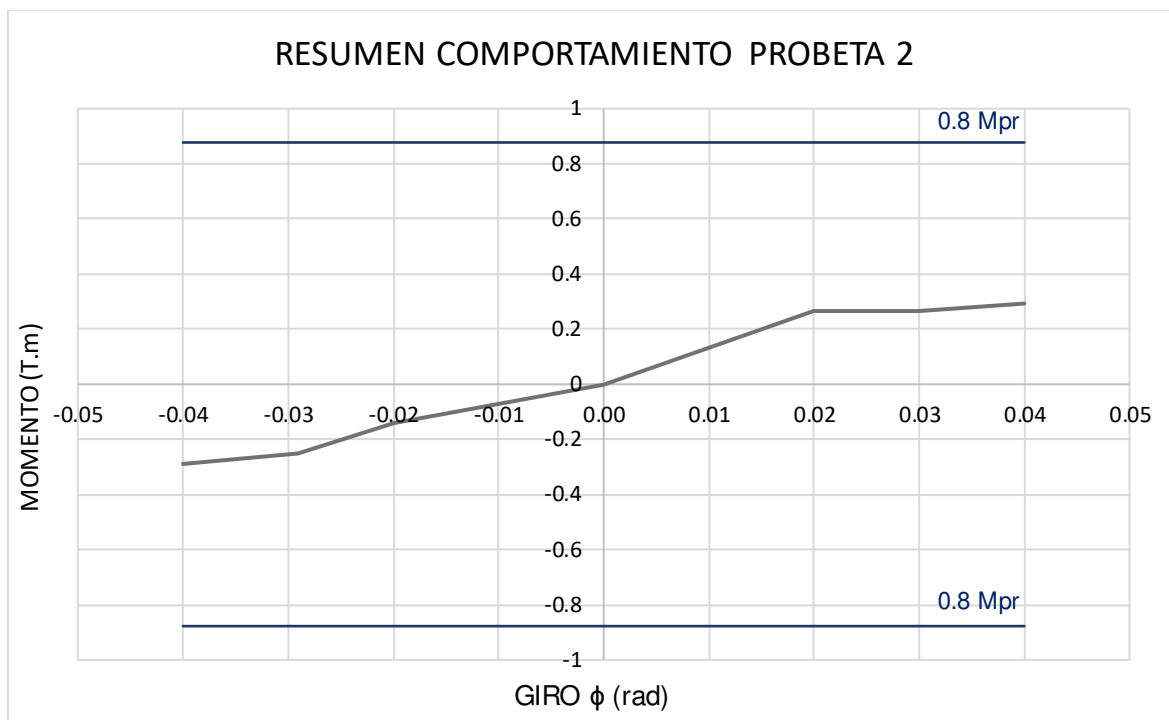


Figura 4.4 Resumen del comportamiento de la probeta 2
Elaborado por: Nicole Guerrero

4.1.3. COMPARACIÓN

La probeta 1 y la probeta 2 al ensayarse deben resistir un momento flector en la cara de la columna superior al 80% del momento probable plástico de la viga por lo que se tienen los siguientes valores:

$$M_{pr} = 1.097 T.m$$

$$0.8 M_{pr} = 0.877 T.m$$

Con este 80% del momento probable se puede determinar si las probetas califican como conexión parcialmente rígida con una rotación de 0.02 radianes o de la misma manera como conexión completamente rígida con una rotación de 0.04 radianes.

La probeta 1, conexión directa, presentó un punzonamiento en la columna y la separación de la soldadura del material base, estas fallas hacen que la conexión directa tenga una baja resistencia y que no se forme la rótula plástica, se puede observar que su momento máximo para un giro de 0.097 rad. es de

0.34 T.m que representa el 31% del momento probable plástico de la viga, en una rotación de 0.02 rad. se tiene un momento de 0.22 T.m el cual es el 20% del momento probable plástico de la viga y con una rotación de 0.04 rad. se tiene un momento de 0.27 T.m 24% del momento probable plástico de la viga.

La probeta 2, conexión experimental, presentó la separación de la soldadura del material base, se puede observar que su momento máximo para un giro 0.05 rad. es de 0.31 T.m que representa 28% del momento probable plástico de la viga, en una rotación de 0.02 rad. se tiene un momento de 0.26 T.m el cual es el 24% del momento probable plástico de la viga y con una rotación de 0.04 rad. se tiene un momento de 0.29 T.m el cual es el 27% del momento probable plástico de la viga.

Tabla 4.3

Resultados comparativos de la Probeta 1 y la Probeta 2

	Giro ϕ (rad)	Momento M (T.m)	Momento %Mpr	Observaciones
PROBETA 1	0.040	0.267	0.24 Mpr	M < 0.8Mpr
	0.020	0.223	0.20 Mpr	M < 0.8Mpr
	-0.020	-0.109	0.09 Mpr	M < 0.8Mpr
	-0.040	-0.158	0.14 Mpr	M < 0.8Mpr
PROBETA 2	0.040	0.293	0.26 Mpr	M < 0.8Mpr
	0.020	0.263	0.24 Mpr	M < 0.8Mpr
	-0.020	-0.139	0.13 Mpr	M < 0.8Mpr
	-0.040	-0.289	0.26 Mpr	M < 0.8Mpr

Elaborado por: Nicole Guerrero

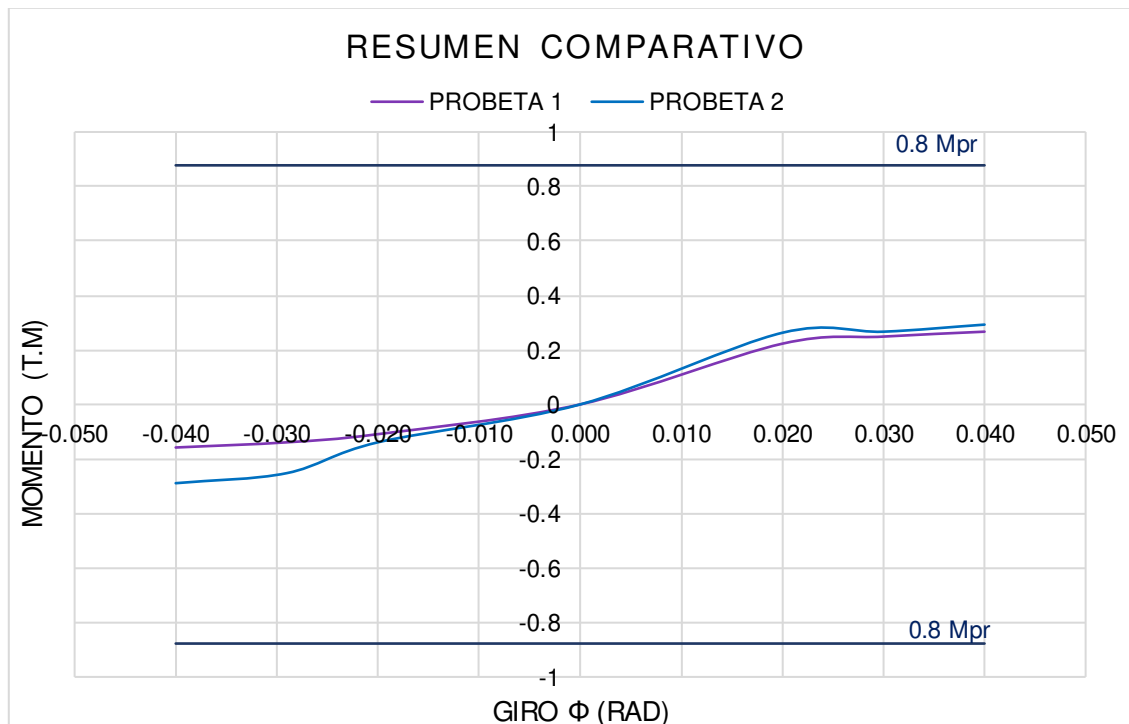


Figura 4.5 Resumen comparativo del comportamiento de la probeta 1 y 2
Elaborado por: Nicole Guerrero

Finalmente, los valores expuestos anteriormente, resumidos en la Tabla 4.3 y en la figura 4.5 muestran que la resistencia de la probeta 2 es mayor a la resistencia de la probeta 1, sin embargo, ninguna de las dos probetas califica como conexión parcialmente rígida ni como conexión completamente rígida.

4.2. COMPORTAMIENTO DE LAS CONEXIONES

Para poder analizar las deformaciones unitarias que se presentaron en la viga cerca de la cara de la columna en las probetas al momento de realizar el ensayo, es necesario determinar la mayor deformación unitaria en las probetas en el rango elástico para el acero A36, el material usado para la creación de las probetas.

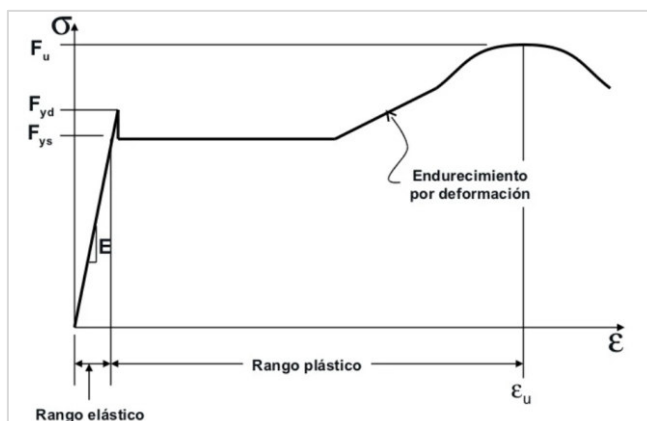


Figura 4.6 Curva idealizada esfuerzo-deformación del acero
Fuente: (Herrera, 2006)

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{2530 \text{ kg/cm}^2}{2039432 \text{ kg/cm}^2} * 10^6$$

$$\varepsilon = 1240.54 \text{ } \mu\text{m/m}$$

4.2.1. CONEXIÓN DIRECTA

4.2.1.1. DEFORMACIONES UNITARIAS EN LA PROBETA 1

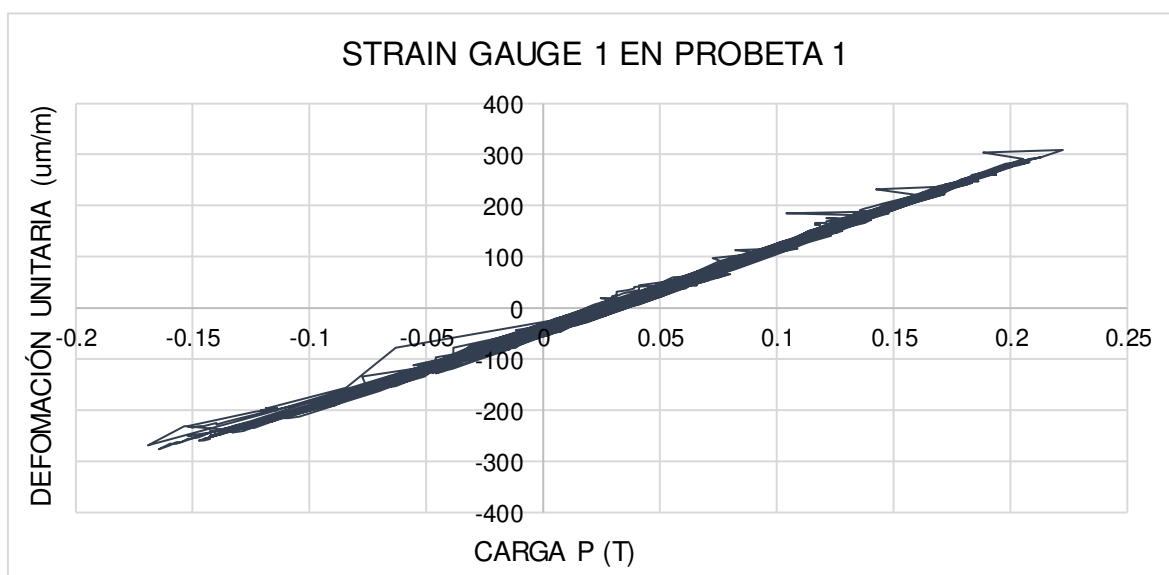


Figura 4.7 Deformación unitaria en SG1 de la probeta 1
Elaborado por: Nicole Guerrero

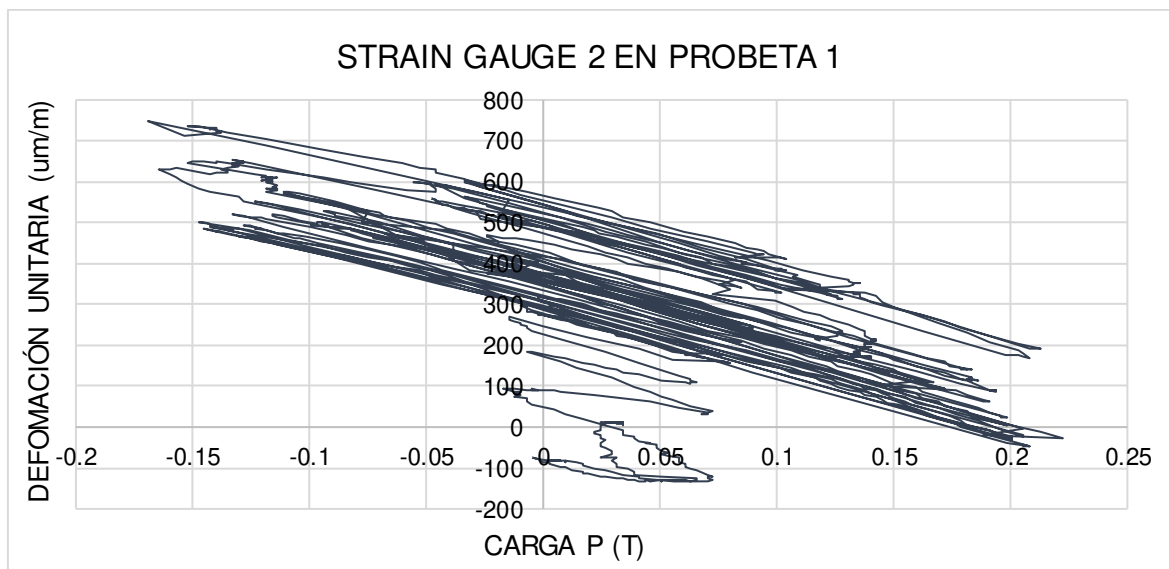


Figura 4.8 Deformación unitaria en SG2 de la probeta 1
Elaborado por: Nicole Guerrero

Las curvas de histéresis mostradas en la Figura 4.6 y en la Figura 4.7, corresponden a los Strain Gauges colocados en la Probeta 1, estas figuras muestran que existe una deformación máxima de $\epsilon = 309 \text{ um/m}$ y $\epsilon = 748 \text{ um/m}$, debido a que estos valores son menores a la mayor deformación unitaria, el material se mantuvo en el rango elástico, es decir, que al retirar la fuerza aplicada a la probeta el material va a regresar a su forma original.

4.2.1.2. RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE LA PROBETA 1 EN EL SOFTWARE ABAQUS

En la figura 4.8 podemos observar la construcción de la probeta 1, la conexión directa, por medio de la modelación, tomando en cuenta las dimensiones de los componentes de la conexión, las características de materiales y restricciones.

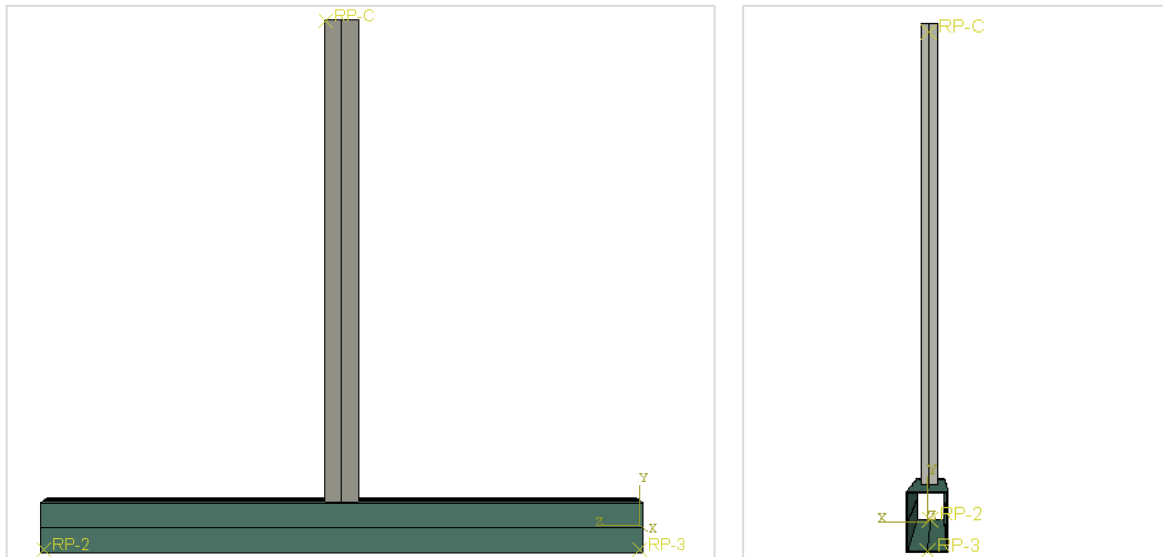


Figura 4.9 Vista frontal y lateral de la probeta 1
Elaborado por: Nicole Guerrero

En la figura 4.10, figura 4.11 y en la figura 4.12 se puede ver los esfuerzos que se presenta en la probeta 1, se observa que los mayores esfuerzos se encuentran en la viga, en la zona de la unión, lo que nos ayuda a verificar que la falla podría ocurrir en el material base.

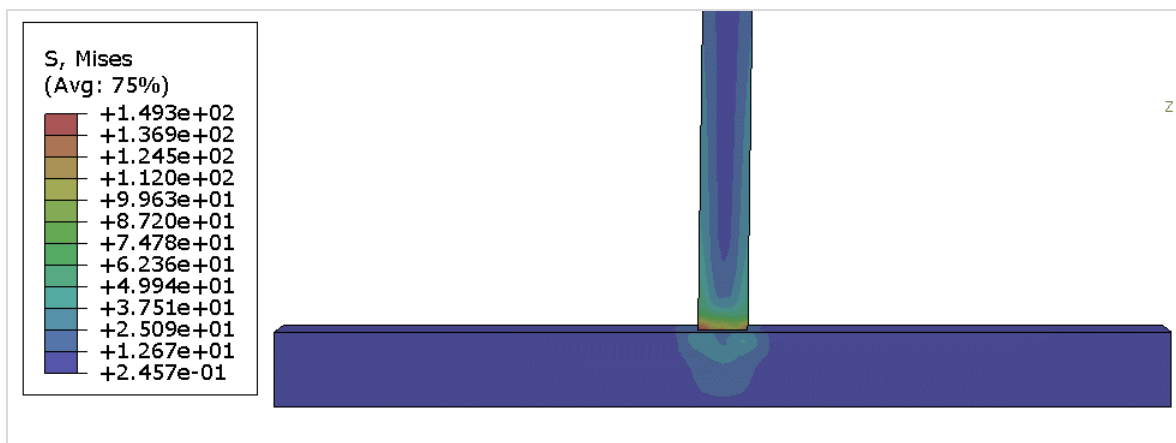


Figura 4.10 Esfuerzos en la Probeta 1 vista frontal
Elaborado por: Nicole Guerrero

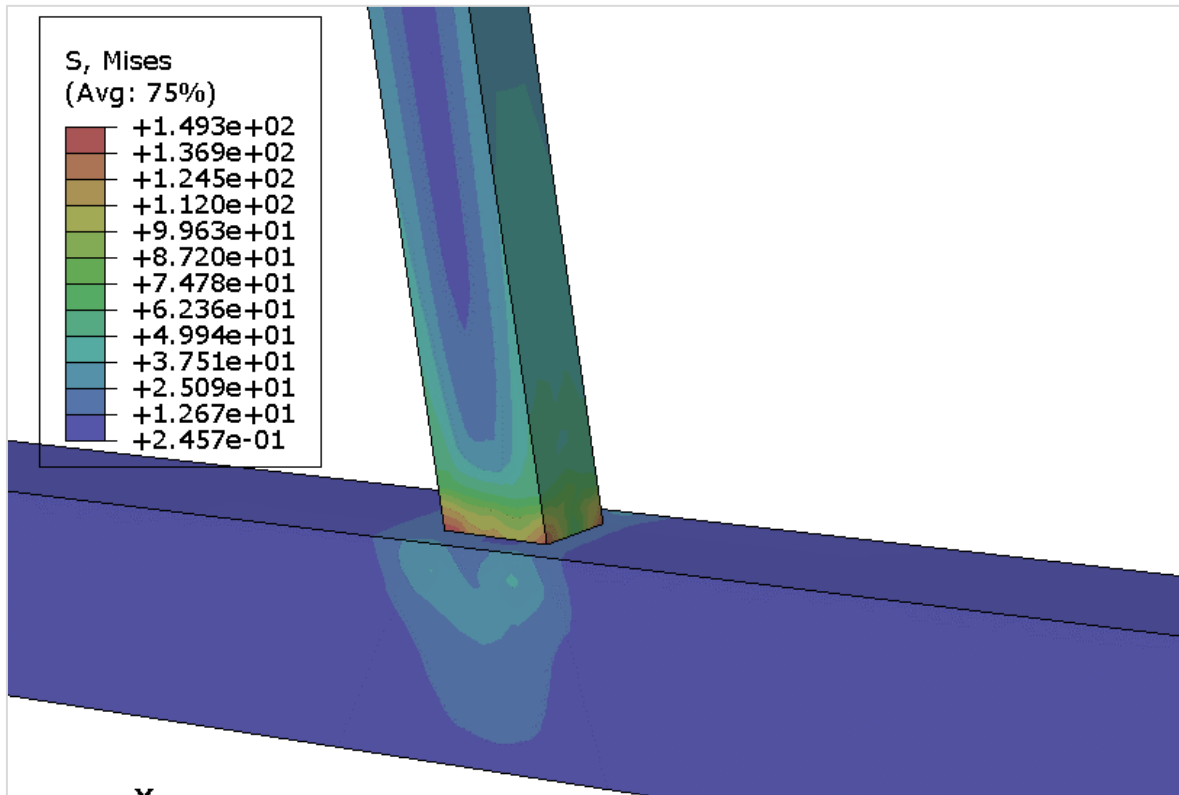


Figura 4.11 Esfuerzos en la Probeta 1 vista lateras derecha
Elaborado por: Nicole Guerrero

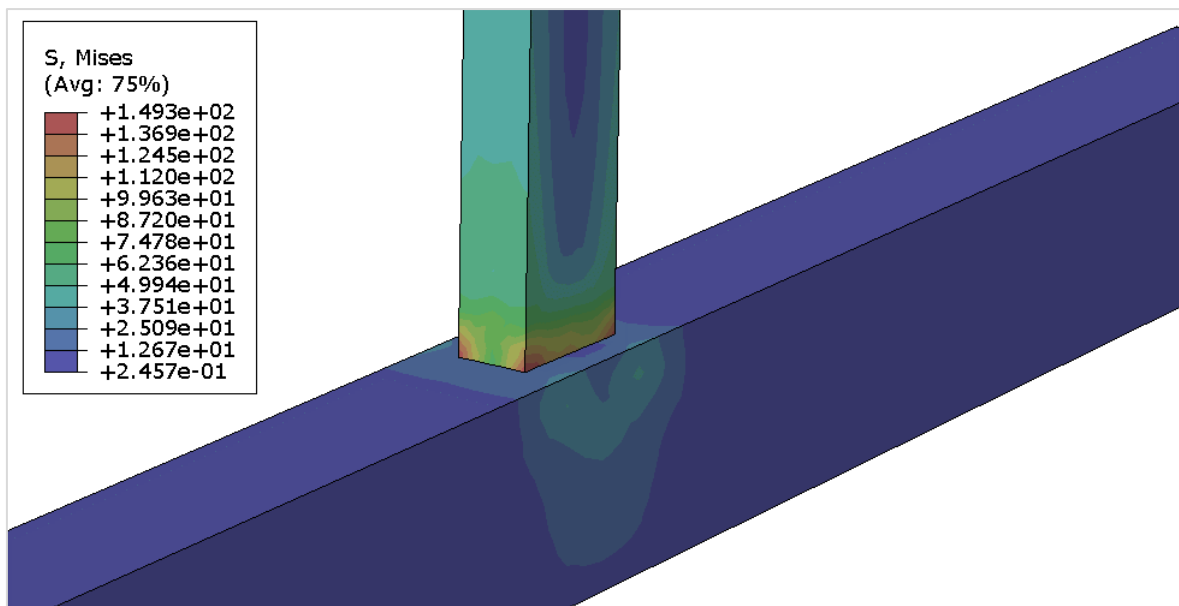


Figura 4.12 Esfuerzos en la Probeta 1 vista lateral izquierda
Elaborado por: Nicole Guerrero

La figura 4.13 muestra los esfuerzos máximos que se generan en la probeta 1, existe una concentración de esfuerzos en las esquinas de la unión, al aplicar el protocolo de carga se evidencio la separación de la soldadura del material base en la cara de la columna y el punzonamiento de esta.

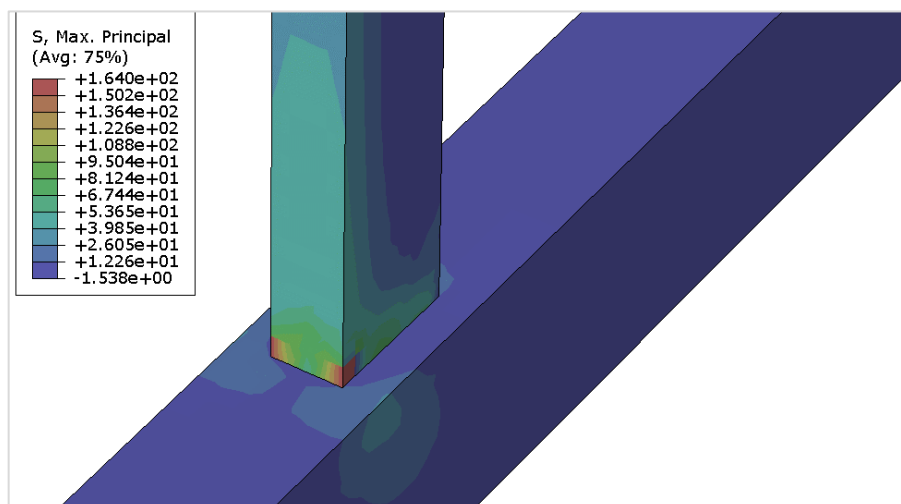


Figura 4.13 Esfuerzos máximos en la Probeta 1
Elaborado por: Nicole Guerrero

4.2.2. CONEXIÓN EXPERIMENTAL

4.2.2.1. DEFORMACIONES UNITARIAS EN LA PROBETA 2

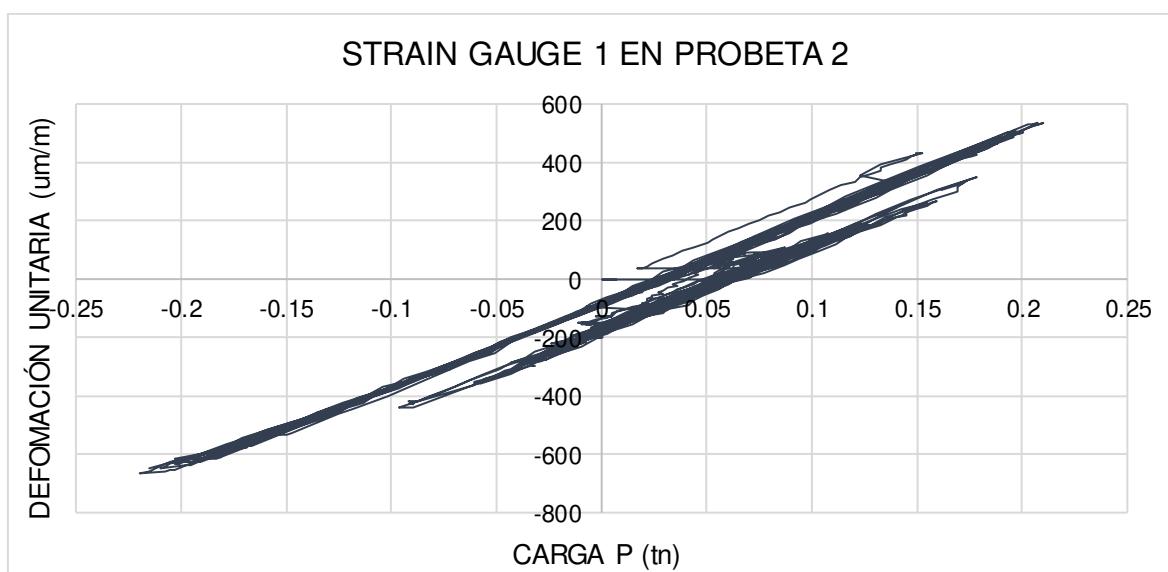


Figura 4.14 Deformación unitaria en SG1 de la probeta 2
Elaborado por: Nicole Guerrero

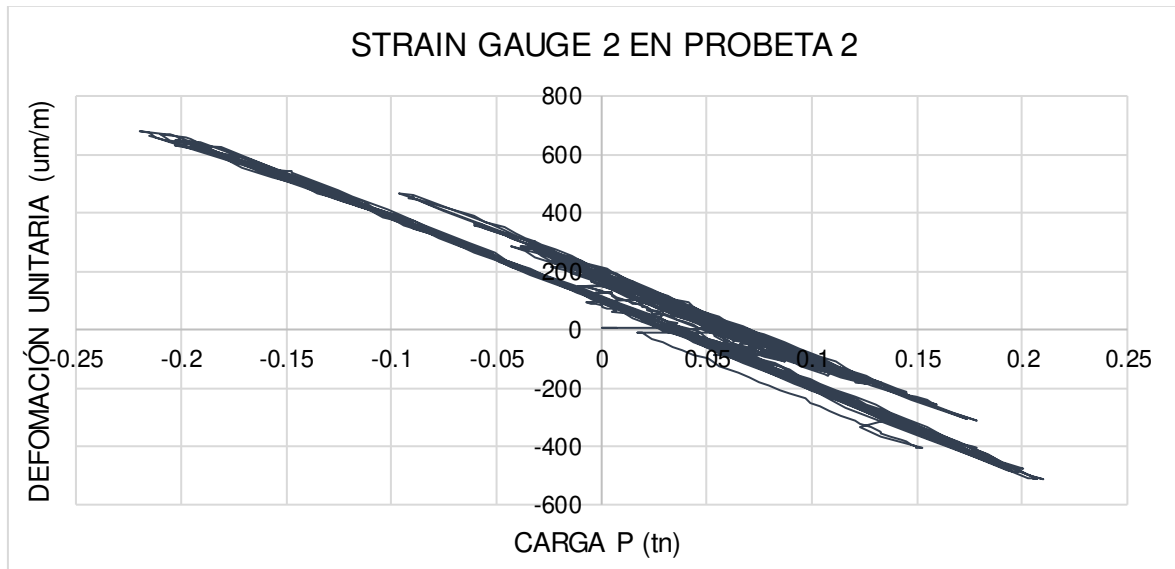


Figura 4.15 Deformación unitaria en SG2 de la probeta 2
Elaborado por: Nicole Guerrero

Las curvas de histéresis mostradas en la Figura 4.13 y en la Figura 4.14, corresponden a los Strain Gauges colocados en la Probeta 2, estas figuras muestran que existe una deformación máxima de $\epsilon = 535 \text{ } \mu\text{m/m}$ y $\epsilon = 680 \text{ } \mu\text{m/m}$, debido a que estos valores son menores a la mayor deformación unitaria, el material se mantuvo en el rango elástico, es decir, que al retirar la fuerza aplicada a la probeta el material va a regresar a su forma original.

4.2.2.2. RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE LA PROBETA 2 EN EL SOFTWARE ABAQUS

En la figura 4.15 podemos observar la construcción de la probeta 2, la conexión experimental, por medio de la modelación, tomando en cuenta las dimensiones de los componentes de la conexión, las características de materiales y restricciones.

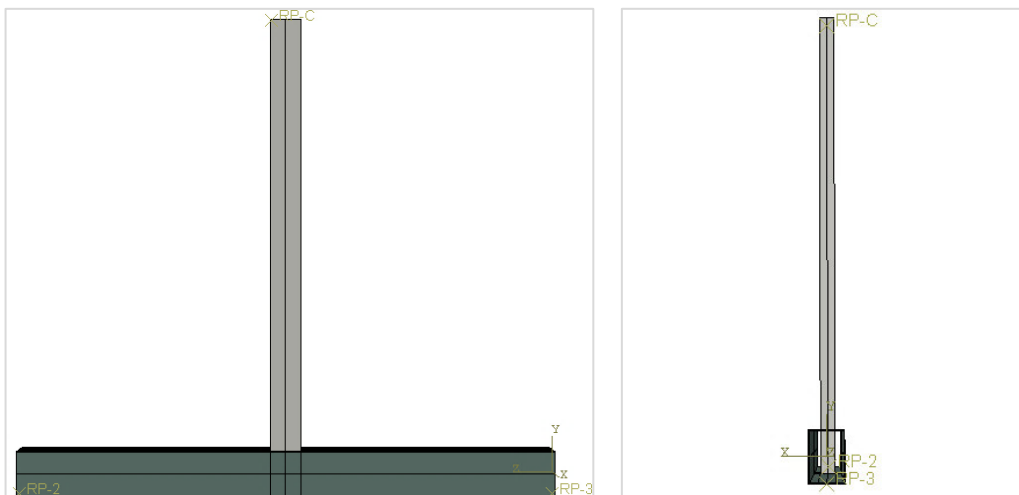


Figura 4.16 Vista frontal y lateral de la probeta 2
Elaborado por: Nicole Guerrero

En la figura 4.17 muestra los esfuerzos que se encuentran en las caras laterales de la viga y se transmiten hasta la columna.

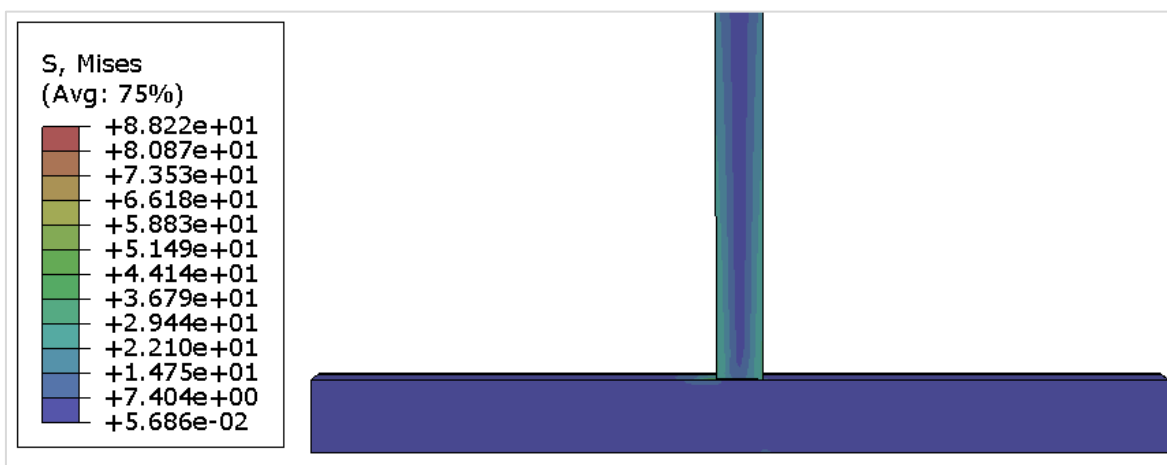


Figura 4.17 Esfuerzos en la Probeta 2 vista frontal
Elaborado por: Nicole Guerrero

En la figura 4.18 y en la figura 4.19 se observan los esfuerzos que se presenta en la probeta 2, los mayores esfuerzos se encuentran en la columna, en las esquinas donde se une la viga con la columna, con lo que nos ayuda a comprobar que la falla podría ocurrir en el material base.

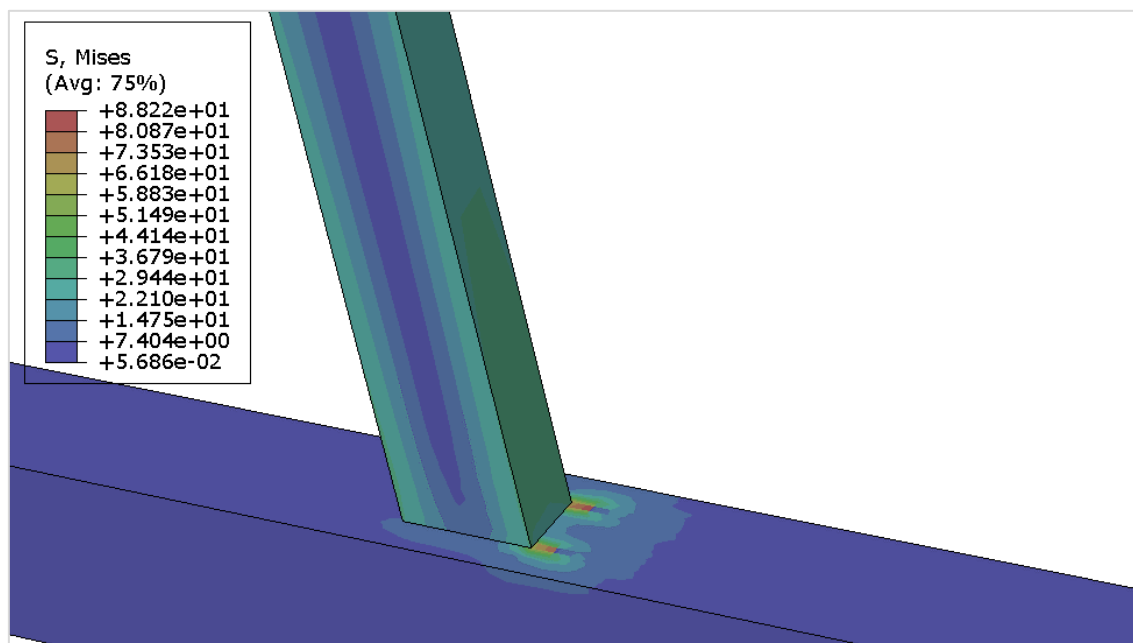


Figura 4.18 Esfuerzos en la Probeta 2 vista lateral derecha
Elaborado por: Nicole Guerrero

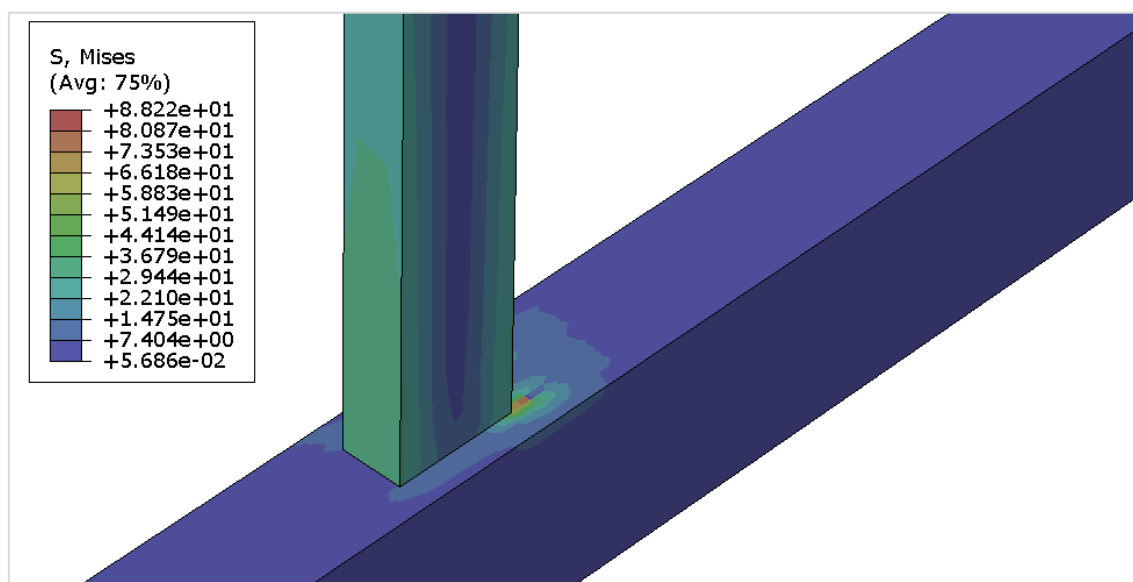


Figura 4.19 Esfuerzos en la Probeta 2 vista lateral izquierda
Elaborado por: Nicole Guerrero

La figura 4.20 y la figura 4.21 muestran los esfuerzos máximos que se generan en la probeta 2, existe una concentración de esfuerzos en la cara de la viga, al aplicar el protocolo de carga hasta que se genere una falla en la probeta se evidencio la separación de la soldadura del material base en la cara de la columna.

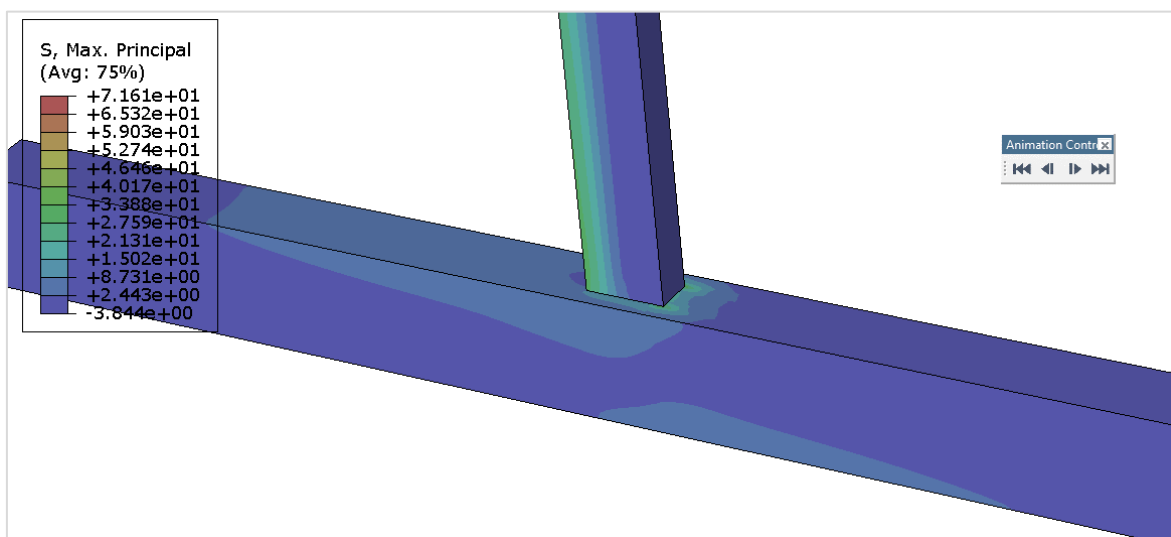


Figura 4.20 Esfuerzos máximos en la Probeta 2 vista lateral derecha
Elaborado por: Nicole Guerrero

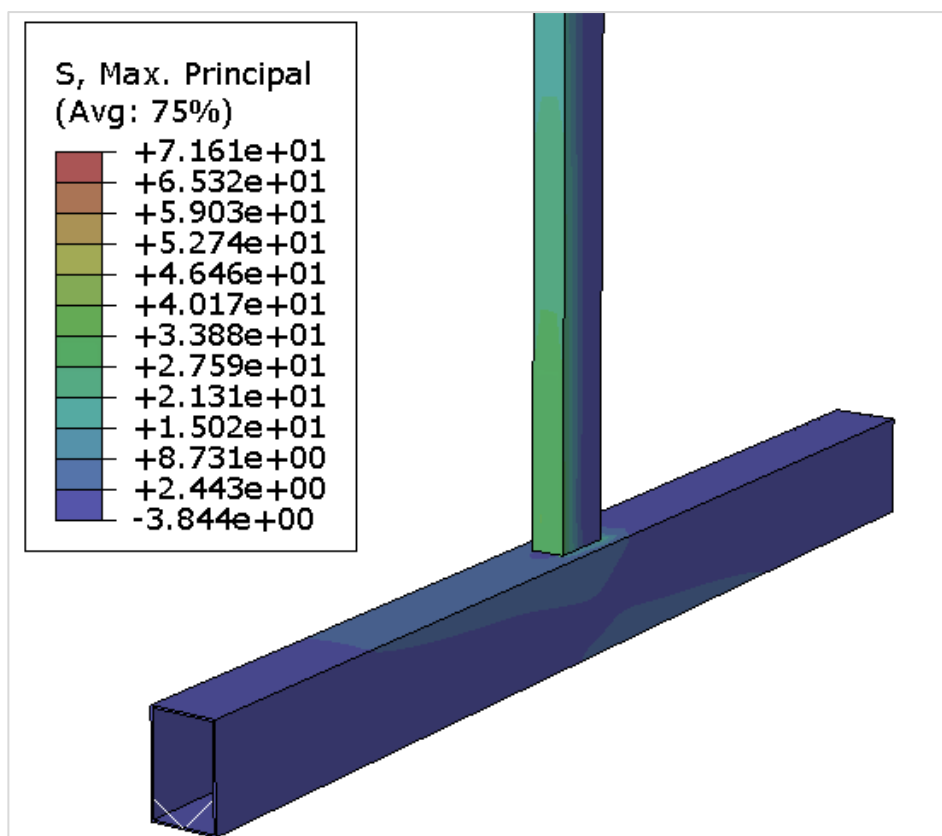


Figura 4.21 Esfuerzos maximos en la Probeta 2 vista lateral izquierda
Elaborado por: Nicole Guerrero

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- La probeta 1, conexión directa, no califica para ser una conexión parcialmente restringida, ni una conexión completamente restringida, debido a que no cumple con la condición de ser mayores al 80% del momento plástico de la viga, tanto para giros positivos como para giros negativos, ya que en su giro de 0.02 rad. y 0.04 rad., cuentan con un momento de 0.22 T.m y de 0.27 T.m lo que representa el 20% y el 24% del momento probable plástico de la viga respectivamente.
- La probeta 2, conexión experimental, no califica para ser una conexión parcialmente restringida, ni una conexión completamente restringida, debido a que no cumplen con la condición de ser mayores al 80% del momento plástico de la viga tanto para giros positivos como para giros negativos, ya que en su giro de 0.02 rad. y 0.04 rad., cuentan con un momento de 0.26 T.m y de 0.29 T.m lo que representa el 24% y el 27% del momento probable plástico de la viga respectivamente.
- Debido a que las conexiones no lograron alcanzar una resistencia a flexión del 80% del momento plástico de la viga, no deben ser utilizadas en pórticos resistentes a momento, ya que no cumple con la condición de formar una conexión rígida.
- La probeta 1, conexión directa, presento un punzonamiento en la columna y la separación de la soldadura del material base, estas fallas hacen que la conexión directa tenga una baja resistencia y que no se forme la rótula plástica y a su vez disminuye la ductilidad de la conexión.
- La probeta 2, conexión experimental, solamente presento la separación de la soldadura del material base al momento de llevarla hasta su resistencia máxima mostrando un mejor comportamiento que la probeta 1.

- La realización de las curvas de histéresis con los datos obtenidos por medio de ensayo aplicando cargas cíclicas las cuales simulan condiciones sísmicas, nos muestra la capacidad de resistir de los elementos estructurales ayudándonos a tomar mejores decisiones al momento de diseñar y construir.
- Realizar la modelación de las conexiones ayudó en el proceso de ensayos ya que podíamos determinar donde ocurrirían los esfuerzos y en donde será más conveniente colocar los Strain Gauges para tener óptimos resultados, para el caso de ambas probetas los Strain Gauges fueron colocados en la viga cerca de la unión entre la viga y la columna.
- La probeta 1 tiene las siguientes deformaciones máximas, $\epsilon = 309 \text{ um/m}$ y $\epsilon = 748 \text{ um/m}$, debido a que estos valores son menores a la mayor deformación unitaria, el material se mantuvo en el rango elástico.
- La probeta 2 mostro las siguientes deformaciones máximas, $\epsilon = 535 \text{ um/m}$ y $\epsilon = 680 \text{ um/m}$, debido a que estos valores son menores a la mayor deformación unitaria, el material se mantuvo en el rango elástico.
- Tanto la Probeta 1, como la probeta 2 muestran valores de deformaciones máximas menores a mayor deformación unitaria del material por lo que las conexiones se mantuvieron en el rango elástico, es decir, que al retirar la fuerza aplicada a la probeta el material va a regresar a su forma original.
- Pese a que ambas conexiones no califican para pertenecer a pórticos resistente a momento podemos concluir en base a los resultados obtenidos que la probeta 2, conexión experimental, presenta un mejor desempeño al tener menores esfuerzos en la conexión, menores deformaciones máximas, y llegando a la falla con una carga de 0.33 T y con un desplazamiento de 22.3 cm, generando un momento de 0.5 T.m con un giro de 0.042 rad.

5.2. RECOMENDACIONES

- Para la conexión experimental se propone, que para futuros estudios se sujete la viga tanto en la cara de la columna en la que ingresa, como en el lado opuesto usando el mismo tipo de soldadura.
- Es fundamental saber cuál va a ser el desplazamiento máximo de la viga al aplicar el protocolo de carga ya que esto nos permite adecuar la instrumentación para poder cumplir de manera satisfactoria con el ensayo de las probetas.
- Se recomienda modelar las conexiones con la ayuda de un software ya que se tiene una mejor idea de lo que se espera en los ensayos o en obra, los posibles problemas que se podrían presentar para poderlos solucionar de antemano ahorrando tiempo y costos en la construcción de las probetas.
- Es importante que la soldadura sea una soldadura calificada, ya que nos asegura una rigidez mayor en la conexión evitando problemas de separación entre la columna y la viga.

BIBLIOGRAFÍA

- Arízaga, M., y Ortiz, S. (2014). Análisis y diseño sismorresistente de conexiones rígidas para secciones tubulares. Universidad de Cuenca, Cuenca. p. 38-39
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/19879/1/TESIS.pdf>
- AHMSA (2013) Manual de Diseño para la Construcción con Acero. México.
- ASTM (2014) Standard Specification for Carbon Structural Steel.
- ANSI/AISC 341-10 (2012) Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- ANSI/AISC 360-16 (2016) Specification for Structural Steel Buildings.
- AWS (2008) Welding Inspection Technology.
- Bazán, E. y Meli, R. (2002) Diseño Sísmico de Edificios. Limusa. México D.F.
- Castro, J. y Serrano, C. (2016) influencia del tamaño de las discontinuidades en las propiedades mecánicas de las uniones soldadas bajo la norma API 1104. Escuela Politécnica Nacional, Quito.
- Cortés, T. (2015) LVDT Linear Variable Differential Transformer. SlideShare.
<https://es.slideshare.net/josemanuelvaldez5/lvdt-sensor-46127647>
- Cházaro, C. (2021) Tipos de conexiones para estructuras de Acero. Gerdau Corsa. <https://www.gerdaucorsa.com.mx/blog/tipos-de-conexiones-para-estructuras-de-acero>
- Cházaro, C. (2019) Diseño de Conexiones. Gerdau Corsa.
https://www.gerdaucorsa.com.mx/sites/mx_gerdau/files/downloadable_files/guia-de-conexiones_--min.pdf
- Chopra, A. (2014) Dinámica de estructuras (Cuarta ed.). Pearson Educación. México.
- Del Campo, I. (2013) estudio experimental de conexiones de acero a momento de vigas de sección i con columna rectangular HSS. Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco. México, D.F.

- Enderica, P. (2018). análisis de conexiones metálicas soldadas no precalificadas bajo la acción de cargas dinámicas a escala real y reducida mediante simulación por computadora. Pontificia Universidad Católica de Ecuador, Quito. p. 36-39.
- FEMA 350 (2000) Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings.
- FEMA 355F (2000) State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings.
- Gallegos, C. (2017) Estudio de las conexiones soldadas de columnas compuestas RCFT con vigas metálicas tipo I comúnmente usadas en Ecuador. Escuela Politécnica Nacional, Quito.
- Gallegos, R. (2017). Desempeño sísmico de nudos en pórticos de acero a momento con columnas tubulares considerando efectos bidireccionales. Universidad de Chile.
- González F. (2016). Comportamiento de Conexión a Momento Empernada (Viga – Columna) entre Perfiles Tubulares de Acero Conformados en Frío (HSS). Universidad Central de Venezuela.
- Guzhñay, F. (2012) Estudio del comportamiento del acero A36 mediante ensayos de tracción para determinar fallas en elementos estructurales, mediante la norma ASTM E-8. Universidad Técnica de Ambato.
- Herrera, R. (2006) Propiedades del Acero. Universidad de Chile, Chile. P. 16
- Hidráulica y Neumática S.A. (2019, 05 de febrero) Cilindros Hidráulicos.
<http://www.hnsa.com.co/cilindros-hidraulicos/>
- Loges, S. (2016). Vulnerabilidad sísmica de edificios aporticados de acero estructural construidos con perfiles tubulares en Venezuela. Universidad Central de Venezuela, Caracas. p. 1-14.
http://unicon.com.ve/documentos/UNICON_estructural_espanol_v2.0_-_i.pdf

- Loges, S. (2017). Importancia de las conexiones en el comportamiento sismorresistente de edificaciones aporricadas de acero estructural. XI Congreso Venezolano de Sismología en Ingeniería Sísmica. (XI CONVESIS 2017, Caracas, 17 al 19 de Julio de 2017. p. 2-6.)
- MEGATRON (2022) Inductive displacement sensor RAC.
<https://www.megatron.de/en/products/inductive-position-sensors/inductive-displacement-sensor-rac.html>
- METFUSION (2013) Imperfecciones en Soldadura Tipos de Discontinuidades.
<https://metfusion.wordpress.com/2013/08/10/imperfecciones-en-soldadura-tipos-de-discontinuidades/>
- MIDUVI. (2015). Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. Estructuras de Acero, vol. 1, 52.
- NEC-SE-AC (2015) Estructuras de Acero.
- Niebles, E. y Arnedo, W. (2009). Procedimientos de Soldadura y Calificación de Soldadores: una Propuesta de Enseñanza y Guía de Aplicación para la Industria. Información Tecnológica, 20(3), p. 19–30.
<https://doi.org/10.4067/s0718-07642009000300004>
- Salas, N. (s.f.) El Diseño por Capacidad en Elementos de Hormigón Armado.
- Soto, R. y Engelhardt, M. (2005) Diseño de conexiones de acero estructural. Michoacán, México.
- Tapia, E. (2020). Comportamiento de conexiones de marcos de acero ante demandas sísmicas. Revista de Ingeniería Sísmica, 103, p. 37–55.
<https://doi.org/10.18867/ris.103.562>
- Torres, C. y Cruz, R. (2012) Estado del arte en calificación de conexiones rígidas metálicas viga columna. Revista Colombiana de Tecnologías de Avanzada, ISSN: 1692-7257, Vol 2, N°. 20, 2012, p. 22-25.

Ugel, R., y Vielma, J. (2011). Estado del conocimiento del análisis y diseño estructural en estructuras de acero. Decanato de Ingeniería Civil. Gaceta Técnica, ISSN-e 1856-9560, N°. 8, 2011, p. 24-32.

<https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=3818050&info=resumen&idioma=ENG>

Zambrano, J. (2015) Elaboración de Guía de Inspección de Soldaduras y Calificación de Soldadores Aplicando las Normas ASME BPVC y API 1104. Escuela Politécnica Nacional.

ANEXO

Ubicación de la probeta en el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV)

