



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO ANALÍTICO DE LA CONTRAPLACA DE LA CONEXIÓN PLACA
BASE COMO FUSIBLE DE ESFUERZOS**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

BASTIÁN IGNACIO MENDOZA BECERRA

PROFESOR GUÍA:

Ricardo Herrera Mardones

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

Ramón Montecinos Concha

Juan Beltrán Morales

SANTIAGO DE CHILE

2023

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO INGENIERO CIVIL
POR: BASTIÁN IGNACIO MENDOZA BECERRA
FECHA: 2023
PROF. GUÍA: RICARDO HERRERA MARDONES

ESTUDIO ANALÍTICO DE LA CONTRAPLACA DE LA CONEXIÓN PLACA BASE COMO FUSIBLE DE ESFUERZOS

Desde el siglo XX, las conexiones de acero son un tópico arraigado en las investigaciones de la Ingeniería Civil, pues un correcto diseño de estas, se traduce en sostenibilidad.

En Chile, el diseño de este tipo de conexiones se realizan a partir de la normativa norteamericana AISC y la normativa NCh2369 de "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales", que se basa en las experiencias telúricas que han marcado al país en los últimos 60 años. En esta existen ciertas recomendaciones de diseño que no cuentan con un respaldo teórico ni empírico, por lo que es natural querer estudiarlas.

Unos de los puntos a investigar, son los relacionados al diseño y tipo de configuración con que deben contar las conexiones placas base. En estas se espera que ante un evento sísmico de gran escala, como el Terremoto del año 2010, los pernos de anclajes disipen energía con un comportamiento dúctil, además de poder observar los daños producidos, sin embargo, en la práctica predominó la fractura de estos.

Por esta razón, en este trabajo de título se realiza un estudio analítico de la contraplaca de la silla de anclaje (mencionada en la normativa NCh), para que trabaje como un fusible de esfuerzos, y así evitar el fenómeno de fractura en los anclajes antes eventos naturales parecidos. La investigación es en base la teoría de líneas de fluencia, que permite analizar las condiciones de apoyo y geometrías necesarias con que debe contar la contraplaca, con tal de que al redirigir los esfuerzos a esta, disipe la energía producida por un sismo.

Para validar lo teorizado, se aplican los criterios de diseño propuestos sobre tres estructuras industriales, que posteriormente se modelan en un software de elementos finitos.

Los resultados numéricos indican que las contraplacas son fusibles de esfuerzos, al concentrar gran porcentaje de deformaciones plásticas, pero con ciertas discrepancias a lo idealizado. Por otro lado, los pernos de anclajes trabajan en su rango elástico, por el diseño por sobrerresistencia que propone este trabajo. Por último, se mencionan los ventajas y desventajas del diseño de una geometría particular de este elemento, con tal de tener otra posibilidad para su diseño.

*A mis abuelos, hermanos y
primos, a mis amigos
del colegio y de la universidad
por siempre apoyarme y estar
en los momentos difíciles*
Los quiero

Agradecimientos

Quiero agradecer a mi Madre por brindarme siempre su apoyo y por todos los sacrificios que tuvo que hacer durante toda su vida, con tal de que yo llegase a ser un profesional hecho y derecho. A mi padre por intentar siempre ser un mejor papá. A mis hermanos, Michelle, Roberto y Jorgito por ser un rayo de luz en mi vida, no sé que sería sin ustedes. Sin olvidar a mis abuelitos, Manuel, Myriam, María y Rosamel, que siempre me apoyaron, amaron y mimaron, quiero que sepan que siempre me he esforzado por ustedes.

A los profesores Ricardo Herrera, Ramón Montecinos y Juan Felipe Beltran, les agradezco enormemente haberme permitido trabajar con ustedes, agradezco su paciencia, su gran apoyo y sus aportes a esta Memoria.

Para cerrar, agradecer a mis amigos de la carrera: Pepinillo, Panchito, Ale, Serginho y Coni. A los chicos del liceo: Topo, Pepacmman, Sozita y Grande Méndez, y los del Basket Ingeniería: Sebita, Konrado, Tapia, Lucho, Juanete, Bustos, Emi, Sofi, Anaís, Rocio, Vichos (ustedes saben quienes son), Villena, Merino y Couch Julito, por ser parte de los momentos más felices de mi vida.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Introducción General	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivos Generales	2
1.2.2. Objetivos Específicos	2
1.2.3. Alcance	2
1.3. Organización del Trabajo	6
2. Antecedentes	7
2.1. Antecedentes generales	7
2.2. Estudios Previos	9
2.3. Normativa NCh2369of2003	10
2.4. Teoría de Análisis de líneas de fluencia de losas	13
2.5. Metodología de trabajo	15
2.5.1. Marco general	15
2.5.2. Descripción de la Metodología	16
2.5.2.1. Revisión bibliográfica	16
2.5.2.2. Generación de ecuaciones en base al método de líneas de fluencia	16
2.5.2.3. Implementación de las configuraciones de las contraplacas en Software IDEA Statica	16
2.5.2.4. Análisis de Resultados	16
3. Marco Conceptual	17
3.1. Configuración 1	17
3.2. Configuración 2	23
3.2.1. Diseño de Pernos por sobrerresistencia	27
3.3. Configuración 3	28
3.3.1. Diseño de Pernos	31
3.3.2. Configuración 3.1, extrapolación a 2 anclajes	32
4. Diseño y resultados de los modelos numéricos de las estructuras de estudio	35
4.1. Estructura 1	35
4.1.1. Estructura 1 Original	36

4.1.2.	Estructura 1 Propuestas	38
4.1.2.1.	Propuesta 1	38
4.1.2.2.	Propuesta 2, 3, 4 y 5	41
4.2.	Estructura 2	51
4.2.1.	Estructura 2 Original	51
4.2.2.	Estructura 2 Propuestas	54
4.2.2.1.	Propuesta 1	54
4.2.2.2.	Propuesta 2, 3, 4 y 5	56
4.3.	Estructura 3	64
4.3.1.	Estructura 3 Original	64
4.3.2.	Estructura 3 Propuestas	67
4.3.2.1.	Propuesta 1	67
4.3.2.2.	Propuestas 2, 3, 4 y 5	69
4.4.	Comparación de las rigideces elásticas " K_{elas} " de las estructuras	77
4.5.	Discusión de Resultados	79
4.5.1.	Tensiones (σ) y Deformaciones plásticas (δ_{plas})	79
4.5.2.	Esfuerzo (N) vs Deformación axial (δ)	80
4.5.3.	Momento (M) vs Curvatura (ϕ)	81
4.5.4.	Espesor de Contraplaca (e)	82
4.5.5.	Energía del sistema	82
4.5.6.	Zona simplificada del perno de anclaje	83
5.	Conclusiones	84
5.1.	Diseño de contraplacas	84
5.2.	Diseño de Pernos de Anclajes	85
5.3.	Recomendaciones y Trabajos Futuros	86
	Bibliografía	87
	ANEXOS	88
1.	Anexo A: Memoria de Cálculo	88
2.	Anexo B: Análisis modificado de las fórmulas de diseño	118
2.1.	Diseño de Espesor	119
2.2.	Resultados de modelo	120

Índice de Tablas

2.1.	Disposiciones de la norma NCh2369 con respecto a los anclajes.	10
2.1.	Disposiciones de la norma NCh2369 con respecto a los anclajes.	11
2.2.	Disposiciones de la norma NCh2369 con respecto a los ma- teriales	12
4.1.	Tracción de diseño para el caso original y de las propuestas de la Estructura 1 (Celis, 2019)	36
4.2.	Dimensiones de la contraplaca versión original, Estructura 1	36
4.3.	Diseño de pernos de anclajes para la versión original, Estructura 1	36
4.4.	Dimensión de la contraplaca para la Propuesta 1	38
4.5.	Diseño de pernos de anclaje para la Propuesta 1	39
4.6.	Dimensión de la contraplaca para la Propuestas 2, 3, 4 y 5	41
4.7.	Diseño de pernos de anclaje para las Propuestas 2, 3, 4 y 5	41
4.8.	Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 3	44
4.9.	Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 4	46
4.10.	Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 5	48
4.11.	Tracción de diseño para el casos original y de las propuestas de la Estructura 2 (Celis, 2019)	51
4.12.	Dimensiones de la contraplaca versión original, Estructura 2	52
4.13.	Diseño de pernos de anclajes para la versión original, Estructura 2	52
4.14.	Dimensión de la contraplaca para la Propuesta 1	54
4.15.	Diseño de pernos de anclaje para la Propuesta 1	54
4.16.	Dimensión de la contraplaca para las Propuestas 2, 3, 4 y 5	56
4.17.	Diseño de pernos de anclaje para las Propuestas 2, 3, 4 y 5	56
4.18.	Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 3	58
4.19.	Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 4	60
4.20.	Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 5	62
4.21.	Tracción de diseño para el casos original y de las propuestas de la Estructura 3, (Celis, 2019)	64
4.22.	Dimensiones de la contraplaca versión original, Estructura 3	64
4.23.	Dimensiones de la contraplaca versión original, Estructura 3	65
4.24.	Dimensión de la contraplaca para la Propuesta 1	67
4.25.	Diseño de pernos de anclaje para la Propuesta 1	67
4.26.	Dimensión de la contraplaca para la Propuestas 2, 3, 4 y 5	69
4.27.	Diseño de pernos de anclaje para las Propuestas 2, 3, 4 y 5	69

4.28.	Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 3	71
4.29.	Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 4	73
4.30.	Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 5	75
4.31.	Tabla comparativa de las K_{elas} obtenidas de las gráficas de Momento versus curvatura de los ejes débiles de las conexiones	77
4.32.	Tabla comparativa de las K_{elas} obtenidas de las gráficas de Momento versus curvatura de los ejes fuertes de las conexiones	77
4.33.	Tabla comparativa de las K_{elas} obtenidas de las gráficas de Esfuerzo axial versus deformación de las conexiones	78

Índice de Ilustraciones

1.1.	Modelo numérico de estructura soportante de baterías de ciclones (Celis, 2019).	3
1.2.	Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 1 (Celis, 2019).	3
1.3.	Modelo numérico de estructura molino vertical (Celis, 2019).	4
1.4.	Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 2 (Celis, 2019).	4
1.5.	Modelo numérico de edificio de chancador secundario (Celis, 2019).	5
1.6.	Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 3 (Celis, 2019).	5
2.1.	Configuración estándar de una conexión placa base (Celis, 2019).	7
2.2.	Configuración de una conexión de placa base expuesta con silla de anclaje (INN, 2003).	8
2.3.	Plano de falla transversal y zona de influencia por tracción de los pernos (ACI 318, 2019).	8
2.4.	Mecanismo de falla losa simplemente apoyada (Megson, 2019)	13
2.5.	Representación de la capacidad última a momento de una línea de fluencia (Megson, 2019)	13
2.6.	Demostración de cálculo del trabajo virtual interno de una línea de fluencia (Megson, 2019)	14
3.1.	Configuración 1 de Contraplaca de acero	17
3.2.	Geometría para determinar el descenso z, asociado al trabajo externo de la carga puntual	19
3.3.	Descenso unitario asociado al trabajo externo de la carga puntual	20
3.4.	Configuración 2 de Contraplaca de acero	23
3.5.	Deformada del sistema vista desde el lado libre	24
3.6.	Sistema final de colapso de la <i>Configuración 2</i> que máxima la capacidad de la contraplaca	26
3.7.	Configuración 3 Contraplaca de acero	28
3.8.	Deformada del sistema vista desde el lado libre	29
3.9.	Sistema final de colapso de la <i>Configuración 3</i> que máxima la capacidad de la contraplaca	30
3.10.	Configuración 3, extrapolación a 2 pernos	32
3.11.	Deformada del sistema vista desde el lado libre	33
4.1.	Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 1 (Celis, 2019)	35
4.2.	Modelo y estado tensional de la Estructura 1 versión original	37

4.3.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 1 versión original	37
4.4.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 versión original	38
4.5.	Modelo y estado tensional de la Estructura 1 Propuesta 1	39
4.6.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 1 Propuesta 1	40
4.7.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 Propuesta 1	40
4.8.	Sistemas de refuerzos para las dos primeras propuestas.	42
4.9.	Sistemas de refuerzos para las propuestas restantes.	42
4.10.	Modelo y estado tensional de la Estructura 1 Propuesta 2	43
4.11.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 1 Propuesta 2	43
4.12.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 Propuesta 2	44
4.13.	Modelo y estado tensional de la Estructura 1 Propuesta 3	45
4.14.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 1 Propuesta 3	45
4.15.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 Propuesta 3	46
4.16.	Modelo y estado tensional de la Estructura 1 Propuesta 4	47
4.17.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 1 Propuesta 4	47
4.18.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 Propuesta 4	48
4.19.	Modelo y estado tensional de la Estructura 1 Propuesta 5	49
4.20.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 1 Propuesta 5	49
4.21.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 Propuesta 5	50
4.22.	Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 2 (Celis, 2019)	51
4.23.	Modelo y estado tensional de la Estructura 2 versión original	52
4.24.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 2 versión original	53
4.25.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 2 original	53
4.26.	Modelo y Estado tensional de la Estructura 2 Propuesta 1	54
4.27.	Estado tensional y Deformaciones Plástica de la Contraplaca de la Estructura 2 Propuesta 1	55
4.28.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 Propuesta 1	55
4.29.	Modelo y estado tensional de la Estructura 2 Propuesta 2	56
4.30.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 2 Propuesta 2	57
4.31.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 2 Propuesta 2	57
4.32.	Modelo y estado tensional de la Estructura 2 Propuesta 3	58

4.33.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 2 Propuesta 3	59
4.34.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 2 Propuesta 3	59
4.35.	Modelo y estado tensional de la Estructura 2 Propuesta 4	60
4.36.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 2 Propuesta 4	61
4.37.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 2 Propuesta 4	61
4.38.	Modelo y estado tensional de la Estructura 2 Propuesta 5	62
4.39.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 2 Propuesta 5	63
4.40.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 2 Propuesta 5	63
4.41.	Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 3 (Celis, 2019)	64
4.42.	Modelo y estado tensional de la Estructura 3 versión original	65
4.43.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 3 versión original	66
4.44.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 3 Original	66
4.45.	Modelo y estado tensional de la Estructura 3 Propuesta 1	67
4.46.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 3 Propuesta 1	68
4.47.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 3 Propuesta 1	68
4.48.	Modelo y estado tensional de la Estructura 3 Propuesta 2	69
4.49.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 3 Propuesta 2	70
4.50.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 3 Propuesta 2	70
4.51.	Modelo y estado tensional de la Estructura 3 Propuesta 3	71
4.52.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 3 Propuesta 3	72
4.53.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 3 Propuesta 3	72
4.54.	Modelo y estado tensional de la Estructura 3 Propuesta 4	73
4.55.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 3 Propuesta 4	74
4.56.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 3 Propuesta 4	74
4.57.	Modelo y estado tensional de la Estructura 3 Propuesta 5	75
4.58.	Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 3 Propuesta 5	76
4.59.	Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 3 Propuesta 5	76
2.1.	Diseño en base a la <i>Configuración 2</i> de la contraplaca de la Estructura 1	119
2.2.	Resultados del análisis modificado de la <i>Configuración 2</i>	120

Capítulo 1

Introducción

1.1. Introducción General

Chile mundialmente es conocido por los altos niveles de sismicidad que presenta cada año, y como es de esperar los eventos sísmicos son los principales responsables de las fallas en la estructuras, ya sean estas de Madera, Albañilería, Hormigón Armado, Acero, etc.

En las estructuras de acero, unas de las partes más importantes son las conexiones, que tienen como finalidad generar una continuidad estable de esfuerzos entre los elementos estructurales. Dentro de estas, los sistemas de anclajes, o más bien, conocidos como conexiones placas base, son las que mayormente sufren daño, donde los elementos que posiblemente fallen sean los pernos de anclaje, ya que las grandes demandas de esfuerzos inducidas, provocan excesivos estiramientos o fracturas, que afectarían la estabilidad de la conexión y a su vez la de la estructura.

Actualmente, la normativa nacional vigente es la NCh2369 de "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales". La cual no entrega una metodología de diseño calificada, solo da criterios de diseño basados en normativas internacionales y por la experiencia sísmica. De los cuales resalta, el comportamiento dúctil que debiesen tener los pernos en la práctica al disipar energía, sin embargo, ante sismos de gran magnitud, el fenómeno de fractura es el que comúnmente se presenta [7].

Por esta razón, el presente trabajo de título tiene como objetivo, estudiar analíticamente la posibilidad de que la contraplaca de la conexión placa base funcione como un fusible de esfuerzos, para evitar que los pernos de anclaje sufran daños que afecten su serviciabilidad.

Esto se hará con la ayuda de propuestas metodológicas de diseño, basadas en la teoría de análisis de líneas de fluencia, a través del estudio teórico de las restricciones de apoyo y geométricas con que debe contar la contraplaca, para disipar la energía producida por un sismo importante, mediante la concentración de deformaciones plásticas.

Con el fin de corroborar lo teorizado, se tomarán tres estructuras industriales de acero utilizadas en procesos mineros, analizadas con anterioridad por Celis (2019), que se evaluarán en un software de elementos finitos llamado IDEA Statica, y así concluir si las propuestas proponen un diseño factible, consistente y seguro.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos Generales

Estudiar teóricamente la posibilidad de que la contraplaca de la conexión placa base funcione como un fusible de esfuerzos, con tal de que los pernos de anclaje no sufran directamente el fenómeno de fractura ante un sismo de gran escala (Fatiga de bajos ciclos).

1.2.2. Objetivos Específicos

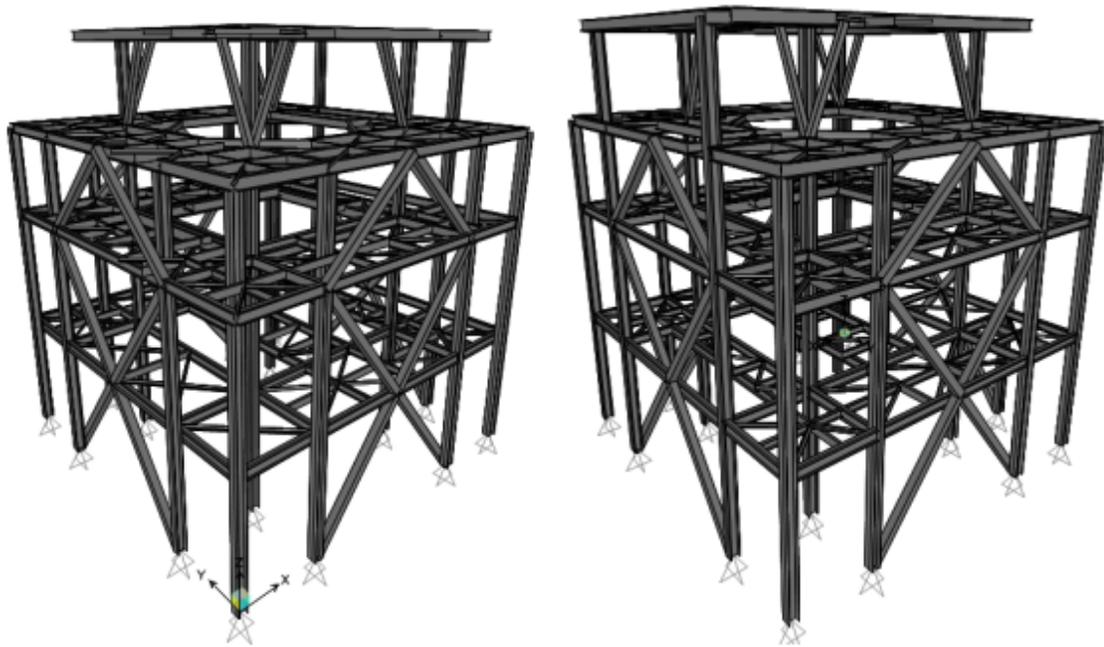
Los objetivos específicos son los siguientes:

- Elaborar un procedimiento en base a la teoría de líneas de fluencia, que respalde que parte de los esfuerzos solicitantes sean direccionados a la contraplaca.
- Evaluar el desempeño de las propuestas de de la conexiones mediante el método de elementos finitos utilizando software IDEA Statica, para poder saber si la solicitación de los sistemas se asemejan a lo idealizado.
- Estudiar la posibilidad de que la contraplaca cuente con una geometría particular basada en la teoría de líneas de fluencia.

1.2.3. Alcance

Con tal de llevar a cabo cada objetivo de este trabajo, se aplicarán las propuestas metodológicas de diseño en las conexiones placas base de 3 estructuras industriales utilizadas en las investigaciones de Zúñiga (2017) y Celis (2019). Estas estructuras se emplean en el rubro de la minería, cumpliendo cada una función específica que se describe a continuación:

1. Estructura soportante de Batería de Hidrociclones (denominada de aquí en adelante Estructura 1): Es una estructura de cuatro niveles, que se encuentra arriostrada en sus ejes exteriores. La cual soporta una batería de ciclones en su segundo nivel, gracias a la ayuda de un núcleo interior de columnas gravitacionales. Su configuración se puede observar en las figura 1.1 y 1.2.



(a) Vista Frontal

(b) Vista Posterior

Figura 1.1: Modelo numérico de estructura soportante de baterías de ciclones (Celis, 2019).

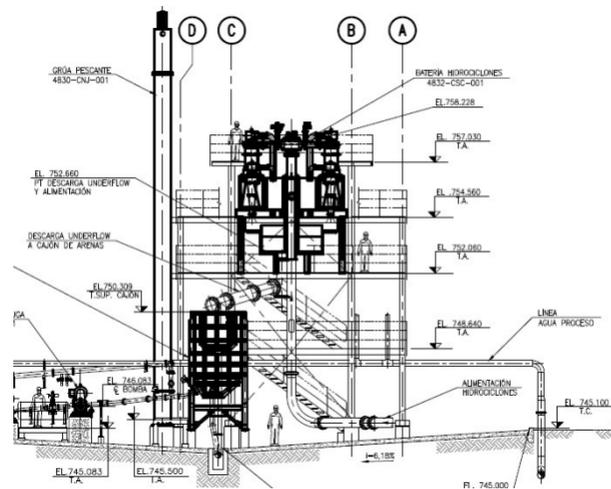
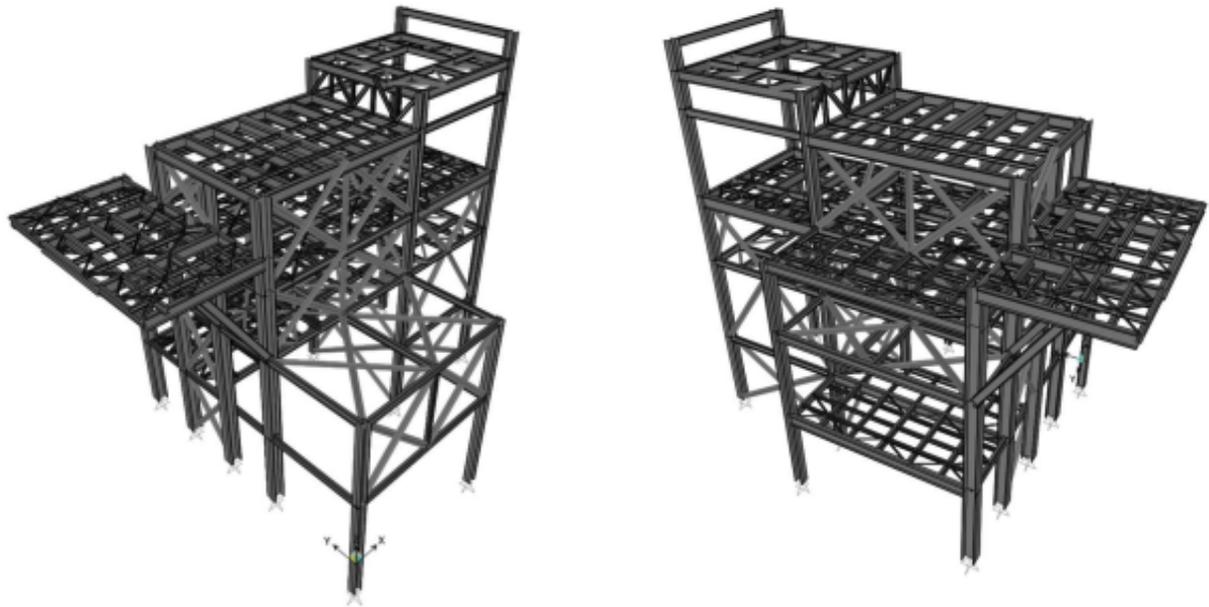


Figura 1.2: Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 1 (Celis, 2019).

2. Estructura de Molino Vertical (denominada de aquí en adelante Estructura 2): Es una estructura 11 [m] de altura con cuatro niveles, arriostrada en sus direcciones principales. Sirve a la operación de un chancador, dilatado a la estructura, que soporta los siguientes equipos; un harnero, chutes de alimentación y enfriadores. Su configuración se aprecia en las figura 1.3 y 1.4.



(a) Vista Frontal

(b) Vista Posterior

Figura 1.3: Modelo numérico de estructura molino vertical (Celis, 2019).

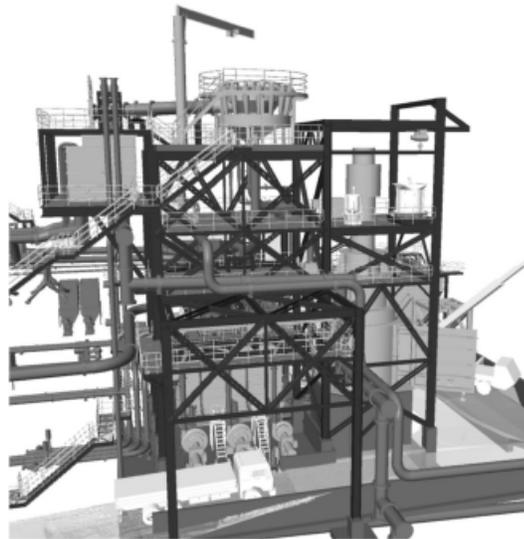


Figura 1.4: Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 2 (Celis, 2019).

3. Edificio de chancador secundario (denominado de aquí en adelante Estructura 3): Es una estructura de 11 [m] de altura con cuatro niveles, arriostradas en sus direcciones principales. Sirve a la operación de un chancador, dilatado a la estructura, y soporta además los siguiente equipos: un harnero, chutes de alimentación y descarga, y enfriadores. Su configuración se aprecia en las figuras 1.5 y 1.6.

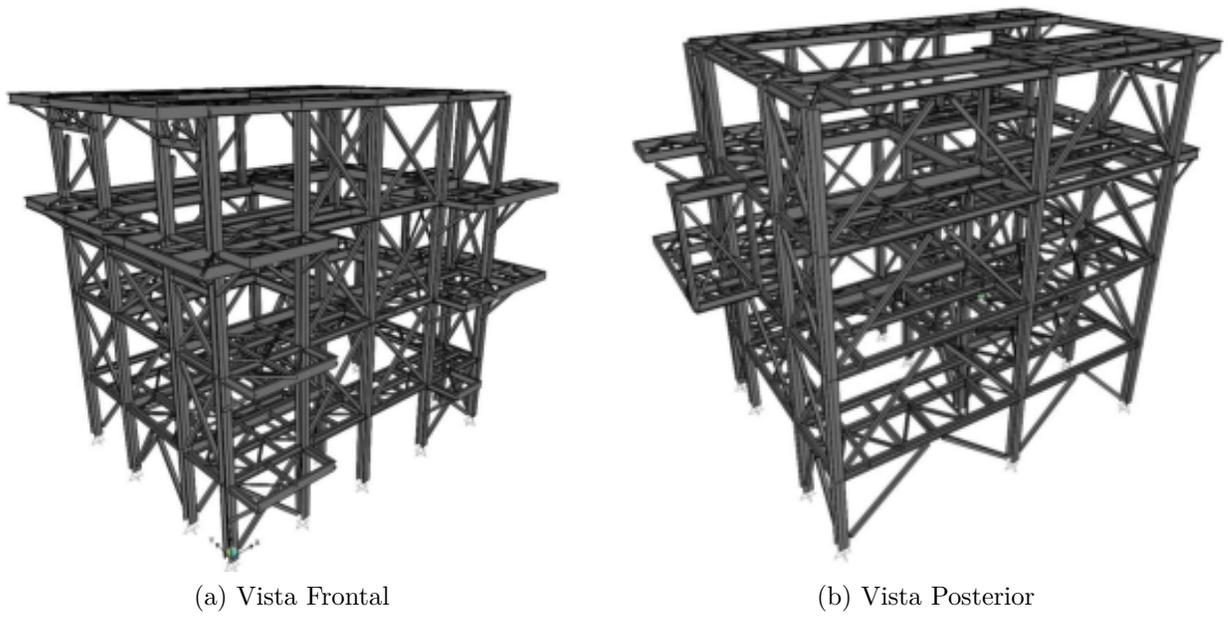


Figura 1.5: Modelo numérico de edificio de chancador secundario (Celis, 2019).

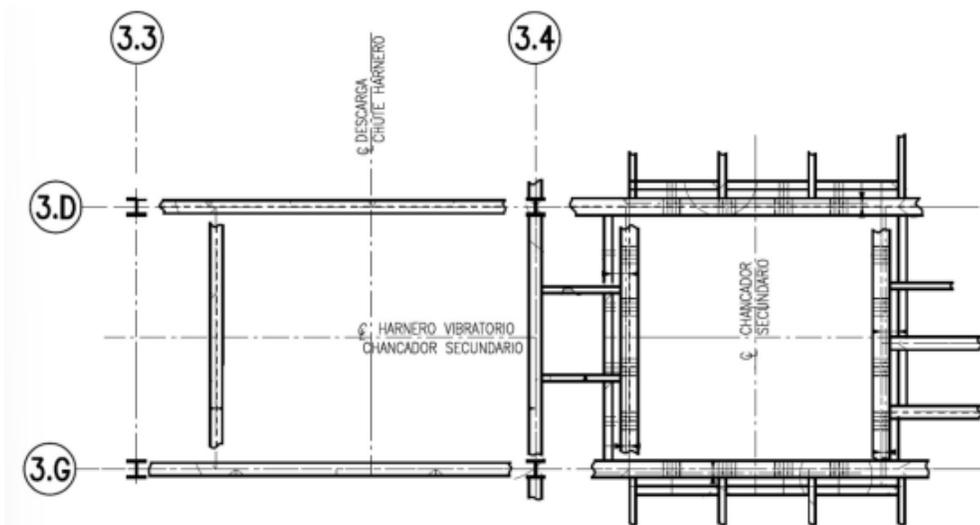


Figura 1.6: Esquema de ubicación de equipos presentes en la Estructura 3 (Celis, 2019).

1.3. Organización del Trabajo

Este trabajo se divide en 5 capítulos principales. El contenido de los capítulos 2 al 5 se describen brevemente a continuación:

En el Capítulo 2, se presentan los principales antecedentes recopilados y utilizados a lo largo de este trabajo, además de introducir de manera general la metodología empleada para llevar a cabo los objetivos de este.

En el Capítulo 3, se abordan los fundamentos basados en la teoría de líneas de fluencia, que dan origen a las metodologías y criterios de diseño para una configuración estándar de la contraplaca de acero y dos configuraciones con una forma particular de esta.

En el Capítulo 4, se presentan los distintos diseños de las contraplacas y los anclajes de las conexiones placas base realizados a partir de las metodologías propuestas. Además, se presentan los resultados obtenidos a partir del software de elementos finitos, como son: los estados de tensiones de Von Mises de los elementos de la conexión, las deformaciones plásticas, diagramas de momento-curvatura, diagramas de esfuerzo-deformación axial y gráficas de las energías del sistema. En este capítulo, también se discuten los resultados obtenidos y se entregan las conclusiones principales de ellos.

Finalmente en el Capítulo 5, se mencionan las conclusiones más relevantes de lo obtenido y se proponen recomendaciones para mejorar la investigación, además de dejar propuestos temas que propongan cambios en los criterios de diseño existentes.

Capítulo 2

Antecedentes

2.1. Antecedentes generales

La conexión entre una columna de acero y una base de hormigón armado, es por medio de un elemento estructural de conexión denominado placa base (figura 2.1). Donde la placa de acero se instala sobre un mortero de nivelación y se ancla a través de pernos de anclaje en la fundación de concreto. Esta conexión se puede diseñar para resistir flexión, corte, carga axiales y combinación de estas.

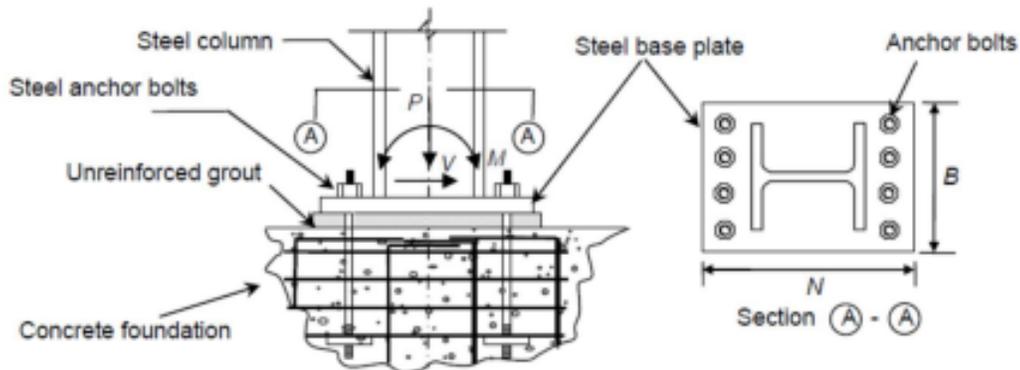


Figura 2.1: Configuración estándar de una conexión placa base (Celis, 2019).

Este trabajo de título se centra solo en el estudio de pernos que se encuentran teóricamente trabajando a tracción. Bajo esta premisa, la normativa NCh 2369 en su acápite 8.6.2, exige que los pernos sometidos a este estado de carga deben contar con una silla de anclaje y vástago visible (figura 2.2), para poder realizar inspecciones periódicas y reparaciones en caso de que se requiera.

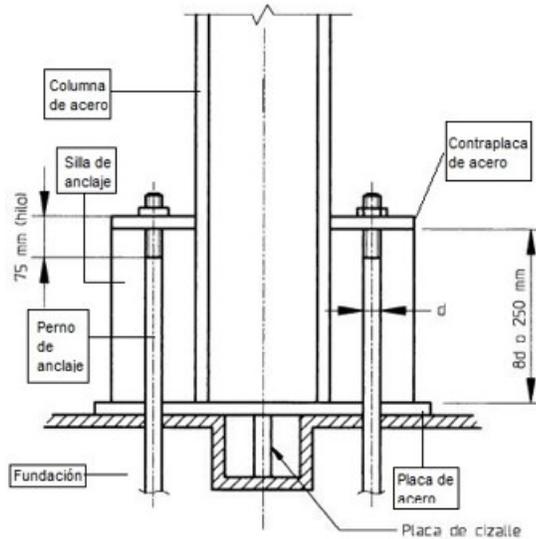


Figura 2.2: Configuración de una conexión de placa base expuesta con silla de anclaje (INN, 2003).

La cargas axiales de tracción de las columnas son transmitidas a la cimentación por medio de los pernos de anclaje. Los cuales generan en el hormigón un cono de tensión, que en el caso crítico de falla, es proporcional a la profundidad de empotramiento efectivo del anclaje (figura 2.3.a). Por otro lado, el área de influencia transversal en una fundación depende tanto del parámetro anterior, de la separación entre los pernos de anclajes y la distancia del centro de gravedad de estos al borde de la cimentación (figura 2.3.b).

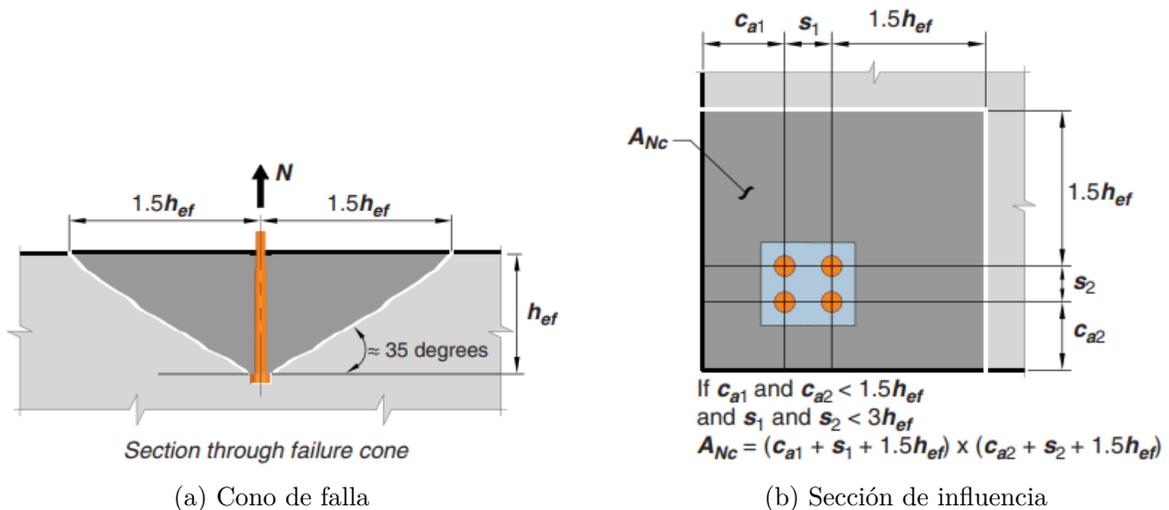


Figura 2.3: Plano de falla transversal y zona de influencia por tracción de los pernos (ACI 318, 2019).

Como es de esperar este tipo de cargas aumentan en proporción a la intensidad del viento o de los sismos.

En caso de presentarse esfuerzos de corte, el equilibrio de fuerzas puede ser compensado por tres mecanismos o combinatoria de estos: (1) fricción a lo largo del área de contacto entre el hormigón y la placa base; (2) flexión y corte en los pernos de anclaje; (3) aplastamiento de llaves de corte contra el hormigón. Sin embargo, la NCh2369 estipula en su punto 8.6.3, las placas de cizalle (figura 2.2) deben ser capaces de soportar en su totalidad el esfuerzo basal de corte.

2.2. Estudios Previos

Celis (2019) con el fin de ampliar el estudio de las disposiciones normativas chilenas sobre los pernos de anclaje, estudia cuales son las principales variables que influyen en el dimensionamiento de estos en la base de la columna, y al mismo tiempo evalúa las fuerzas utilizadas en su diseño. Además, analiza el efecto que genera modificar el largo libre de los pernos, la cantidad de estos y sus diámetros, así como la resistencia de diseño máxima como una amplificación del factor de reducción de respuesta R .

Para todo ello, aplica la metodología FEMA P695 sobre tres estructuras industriales estudiadas por Zúñiga (2017). El procedimiento entrega conclusiones sobre la influencia de cada variable en el comportamiento de cada estructura. Las cuales entregaron que el aumentar el largo libre de los pernos se genera un aumento en la ductilidad de la estructura y en el factor de reducción de respuesta. Mientras que si el diseño de los pernos se realiza para una fuerza mayor a la estimada numéricamente, el comportamiento de la ductilidad del sistema se reduce considerablemente, siendo un efecto negativo de diseño.

Por otro lado, la razón del margen de colapso no varía en función de las modificaciones realizadas a cada modelo, por lo que se puede aseverar que dicho valor indica que los elementos estructurales son los que se ven más afectados. En cambio, si se llegase a aumentar el valor de la fuerza de diseño de los pernos de anclaje, disminuye significativamente la cantidad de elementos que entran en fluencia.

Por último, en su trabajo propone estudiar cómo influyen en la placa base de una estructura otros parámetros, como: la cantidad de pernos, las sillas de anclaje, e incluso estudiar la posibilidad de cambiar el elemento fusible de la conexión, por la contraplaca de la silla, donde se recalca que el estudio debe ser más focalizado en los anclajes y no en la estructura completa. Por ello, propone realizar un nuevo análisis, considerando lo estudiado en esta memoria, en un software computacional más avanzado o centrado directamente en conexiones.

2.3. Normativa NCh2369of2003

En Chile no existe una norma o guía de diseño que especifique una metodología estándar para un correcto diseño de la variante de la conexión placa base. Generalmente en la práctica se hacen uso de normativas extranjeras que cuentan con un gran respaldo investigativo. Sin embargo, la norma NCh2369, en base a la experiencia sísmica, cuenta con algunas disposiciones relativas al diseño de los anclajes y los materiales que es recomendable utilizar:

1. Anclajes:

Tabla 2.1: Disposiciones de la norma NCh2369 con respecto a los anclajes.

Acápito	Disposición
8.6.1	Los apoyos de estructuras y equipos que transmiten esfuerzos sísmicos a las fundaciones u otro elemento de hormigón se deben anclar por medio de pernos de anclaje, placas de corte, barras de refuerzo u otros medios adecuados.
8.6.2	<p>Los pernos de anclaje que quedan sujetos a tracción de acuerdo a los procedimientos de análisis indicados en cláusulas 4, 5 y 7 deben tener silla y el vástago debe ser visible para permitir su inspección y reparación, y el hilo debe tener suficiente longitud para reapretar las tuercas (ver Anexo A, Figura A.1). La longitud expuesta de los pernos no debe ser inferior a 250 mm ni a ocho veces su diámetro, ni el largo del hilo bajo la tuerca inferior a 75 mm.</p> <p>Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos pernos de anclaje con capacidad suficiente para resistir combinaciones de cargas en las que las fuerzas sísmicas se amplifican en $0,5 R$ veces, pero no menos que 1,5 veces, con respecto al valor indicado en cláusulas 5 y 7.</p> <p>En equipos importantes, como los recipientes de proceso de gran altura, y en la estructura de grandes equipos suspendidos, como calderas y similares, se deben usar pernos de gran capacidad de deformación dúctil, fácilmente reparables y que se puedan eventualmente reemplazar (ver Anexo A, Figura A.7).</p>

Tabla 2.1: Disposiciones de la norma NCh2369 con respecto a los anclajes.

Acápites	Disposición
8.6.3	<p>Las placas bases de columnas y equipos en general deben estar provistas de placas de corte o topes sísmicos diseñados para transmitir el 100 % del esfuerzo de corte basal (ver Anexo A, Figura A.1).</p> <p>Se exceptúan de esta exigencia los casos siguientes:</p> <p>a) En el diseño de la placa de corte no se debe considerar la resistencia del mortero de nivelación.</p> <p>b) Bases de estanques y equipos provistos de nueve o más pernos; en este caso se aceptará tomar el 100 % del corte con los pernos, considerando activos un tercio del número total de pernos, y aplicando las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción con la tracción máxima y el corte así calculado.</p> <p>c) Estanques de razón de aspecto menor que uno, que no requieren anclaje de acuerdo con 11.8. En este caso el corte podrá ser tomado con conicidad en la base.</p> <p>En los casos a) y b) los pernos deben estar embebidos en la fundación.</p>
8.6.4	<p>En el diseño de la placa de corte no se debe considerar la resistencia del mortero de nivelación.</p>
8.6.5	<p>El diseño de los elementos de anclaje al corte no debe contemplar el roce entre la placa base y la fundación.</p>
8.6.6	<p>No se debe considerar la superposición de resistencia entre placas de corte y pernos de anclaje.</p>
8.6.7	<p>Cuando se dejen casillas en la fundación para la posterior instalación de pernos de anclaje, las paredes laterales de las casillas deben tener una inclinación mínima del 5 % con respecto a la vertical, de modo que el área inferior sea mayor que la superior. Las casillas se deben rellenar con mortero no susceptible a retracción.</p>
8.6.8	<p>El hormigón de las fundaciones se debe diseñar para resistir los esfuerzos verticales y horizontales transmitidos por los elementos metálicos de anclaje. La resistencia del hormigón y sus refuerzos debe ser tal que la eventual falla se produzca en los dispositivos metálicos de anclaje y no en el hormigón.</p>

2. Materiales:

Tabla 2.2: Disposiciones de la norma NCh2369 con respecto a los materiales

Acápito	Disposición
8.2.1	<p>El acero estructural debe cumplir los requisitos siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none">-Tener en el ensayo de tracción una meseta pronunciada de ductilidad natural con un valor del límite de fluencia inferior a 0,85 de la resistencia a la rotura y alargamientos de rotura mínimos de 20 % en la probeta de 50 mm.-Soldabilidad garantizada según normas AWS.- Tenacidad mínima de 27 Joules a 21°C en el ensayo de Charpy según ASTM A 6.- Límite de fluencia no superior a 450 MPa
8.2.2	<p>Además de las condiciones especificadas en 8.2.1, los materiales deben cumplir alguna de las especificaciones siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none">- ASTM A 36, A 242, A 572 Gr. 42 y 50, A 588 Gr. 50, A 913 y A 992 para perfiles, planchas, barras, pernos corrientes y de anclaje.-DIN 17 100, calidades St. 44.2, St. 44.3 y St. 52.3 para los mismos elementos.-NCh203 A 42-27ES, A 37-24ES y NCh1159 A 52-34ES para los mismos elementos.-ASTM A 500 Gr. B y C, A 501 y A 502 para tubos estructurales.-AWS 5 para soldaduras. <p>Se pueden usar materiales que cumplan otras especificaciones equivalentes a las anteriores y que sean aprobadas por los profesionales especialistas de cada proyecto.</p>
8.2.3	<p>Las soldaduras sismorresistentes a tope deben ser de penetración completa con electrodos de tenacidad mínima de 27 Joules a - 29°C en el ensayo de Charpy según ASTM A 6.</p>

2.4. Teoría de Análisis de líneas de fluencia de losas

La teoría de líneas de fluencia fue desarrollada en la década de 1960 por el ingeniero danés K.W. Johansen. En esta se supone e impone que una losa colapsa por su carga última a través de un sistema de líneas casi rectas que se denominan *líneas de fluencia*. Estas dividen la losa en varios paneles, y el patrón generado es denominado mecanismo de colapso.

Un ejemplo típico de mecanismo según Johansen, es el de una losa rectangular simplemente apoyada que lleva una carga uniformemente distribuida (ver figura 2.4).

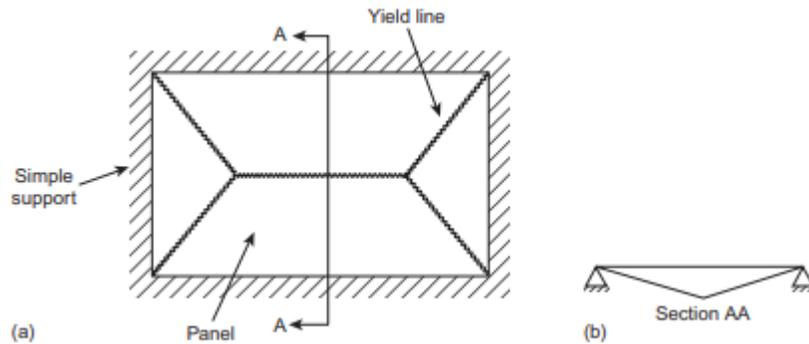


Figura 2.4: Mecanismo de falla losa simplemente apoyada (Megson, 2019)

La base fundamental de esta teoría es el momento último a lo largo de una línea de fluencia (o capacidad plástica a flexión, "m"). La cual indica que en una porción de una losa reforzada en dos direcciones ortogonales entre sí (ver figura 2.5), con resistencias últimas a la flexión por unidad de ancho, m_1 y m_2 respectivamente, con una línea de fluencia en un ángulo α respecto al refuerzo de m_2 , se diese el caso que los refuerzos fuesen iguales, el equilibrio de momentos entregaría que:

$$m_1 = m_2 = m_a \wedge m_t = 0 \quad (2.1)$$

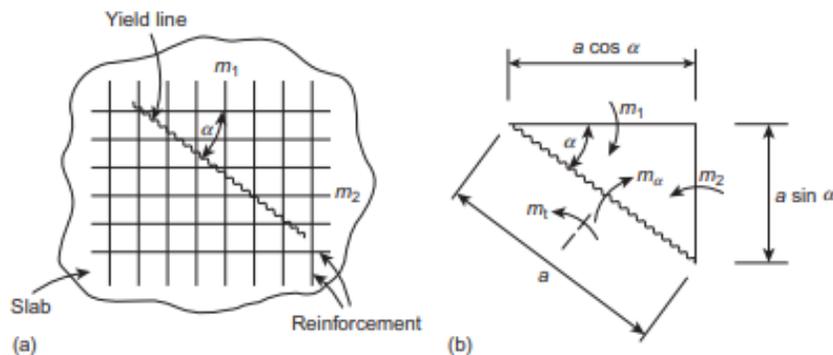


Figura 2.5: Representación de la capacidad última a momento de una línea de fluencia (Megson, 2019)

La conclusión anterior, permitió que Johansen demostrará que el trabajo virtual interno (por flexión) de una línea fluencia inclinada en una losa (ver figura 2.6), sea igual al trabajo genera la proyección de esta sobre el lado de apoyo, que se obtiene como:

$$WV_{int} = (m \cdot L) \cdot (\cos(\alpha)) \cdot \theta = m \cdot (L \cdot \cos(\alpha)) \cdot \theta \quad (2.2)$$

$$\theta = \frac{1}{b}$$

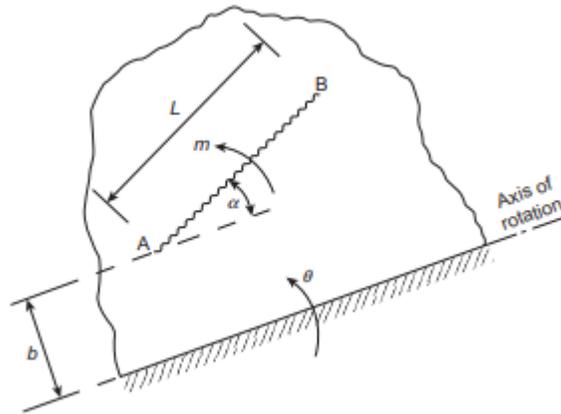


Figura 2.6: Demostración de cálculo del trabajo virtual interno de una línea de fluencia (Megson, 2019)

La expresión anterior permite aplicar para cualquier sistema de losa con carga, ya sea puntual o distribuida, el Principio de trabajos virtuales (PTV), y sobre este, plantear el principio de optimización en torno a una variable del sistema, que permita obtener la resistencia requerida para dicha carga. A continuación se presenta la expresión general del PTV:

$$WV_{ext} = WV_{int} = m \int \int w(x) \cdot u(y) \cdot dx dy \quad (2.3)$$

Con "m" siendo la capacidad plástica a flexión, "w(x)" y "u(y)" las funciones que describen los lados de una losa.

La teoría con el tiempo se extrapoló a los casos de las planchas de acero (el centro de estudio de este trabajo), pues al ser de un material con un comportamiento isotrópico, cumple directamente las restricciones de Johansen. Este hecho es abordado por diferentes autores, de los cuales destaca T.H.G Megson, que en su libro "Structural and Stress Analysis" [2] aplica la teoría a diferentes configuraciones de planchas.

2.5. Metodología de trabajo

Para estudiar el desempeño de la contraplaca como un fusible de esfuerzos en la conexión placa base, la investigación se concentra en conexiones que trabajan únicamente en tracción, o bien, en casos donde paralelamente se presenten esfuerzos de corte, pero que deben ser resistidos en su totalidad por la placa de cizalle declarada en la normativa.

Ahora bien, en base a las configuraciones estándar aplicadas en Chile para las conexiones placas base, se extraen sistemas estructurales para las contraplacas de acero (con restricciones de desplazamientos y giros), análogos a los sistemas teóricos de las planchas de acero, que al aplicarles la teoría de líneas de fluencia, se pueden generar propuestas metodológicas de diseño para este elemento.

Con el objetivo de inducir que la contraplaca sea el elemento fusible dentro de la conexión, las propuestas de diseño son en base a los esfuerzos calculados por un software de cálculo estructural, mientras que el diseño de los pernos es a partir de la amplificación de estos por un factor de sobrerresistencia Ω , que por normativa extranjera estará asociado al material. Todo ello busca que en el momento que se presente un sismo de gran magnitud, el perno no fluya o se fracture, al ser más resistente, y que al traspasarse los esfuerzos a las contraplacas, estas disipen energía por la concentración de deformaciones plásticas.

A continuación, se describe brevemente cada una de las etapas de la metodología de trabajo.

2.5.1. Marco general

La metodología que rige esta investigación tiene como propósito esclarecer los procedimientos que permitirán generar las propuestas metodológicas de diseño de las contraplacas. Para esto se hace una recopilación de documentos de diseño, que estén relacionados a los conexiones placas base e investigaciones de la variante de esta conexión (presentada en la normativa NCh 2369), con tal de comprender los criterios y las prácticas de diseño que se utilizan en Chile. En base a lo anterior, extraer sistemas ideales basados en la teoría de Johanssen, que permitirán plantear los procedimientos de diseño de la contraplacas, para que sean un disipador.

Se implementarán estas en las tres estructuras mencionadas en el Alcance del presente documento, pues cuentan con sus respectivas solicitaciones y diseños originales, luego se modelarán cada una de las propuestas en el software IDEA Statica de elementos finitos, para comprobar si lo teorizado es consistente. Paralelamente, se modelan el diseño original de la estructuras, con tal de contrastar los comportamientos de las conexiones y poder explicar el fenómeno de fracturas en los pernos.

2.5.2. Descripción de la Metodología

2.5.2.1. Revisión bibliográfica

Se hará una revisión bibliográfica de documentos que se encuentren vinculados y/o asociados a la investigación, específicamente en aquellos que traten en profundidad el método de líneas de fluencias y en *Papers* que traten sobre la conexión placa base. En esta etapa se enfocará y profundizará en la teoría que respalde que el elemento de la conexión funcione como un fusible de esfuerzos.

2.5.2.2. Generación de ecuaciones en base al método de líneas de fluencia

Se estudiarán posibles configuraciones y criterios para que la contraplaca se lleve parte de los esfuerzos de los pernos de anclaje, y por medio del método de líneas de fluencia obtener las expresiones matemáticas que respalden la posible solución que evitará la fractura de pernos.

2.5.2.3. Implementación de las configuraciones de las contraplacas en Software IDEA Statica

Definida la configuración de restricciones de la contraplaca en la conexión placa base, se generará un modelo de elementos finitos en el Software IDEA Statica, con tal de evaluar si dicha configuración es capaz de ser un fusible de esfuerzos, prologando de esta manera la servicibilidad de la conexión.

2.5.2.4. Análisis de Resultados

Mediante un análisis crítico de los resultados obtenidos con el programa y estos contrastados con los valores teóricos, se evaluará si la utilidad del elemento en estudio funciona como un elemento fusible. En caso de presentarse discrepancias, se buscará y analizará las fuentes de error.

Capítulo 3

Marco Conceptual

En base a los Antecedentes y la teoría de líneas de fluencia, a continuación se estudian 2 configuraciones estándar del sistema contraplaca-perno de anclaje, un sistema propuesto con una geometría particular de la plancha y un caso extrapolado de este, para conocer los procedimientos y criterios que rigen las capacidades plásticas de las contraplacas, y así puedan trabajar como un fusible de esfuerzos.

3.1. Configuración 1

La *Configuración 1* es una contraplaca empotrada en sus lados cortos y en uno de sus lados largos, quedando el lado restante libre de restricciones de desplazamiento y giros. Cuenta con una carga puntual (generado por el perno de anclaje) ubicada en el eje de simetría del lado largo de la contraplaca. En base a todo a lo anterior, el sistema de colapso es el mostrado en la figura 3.1.

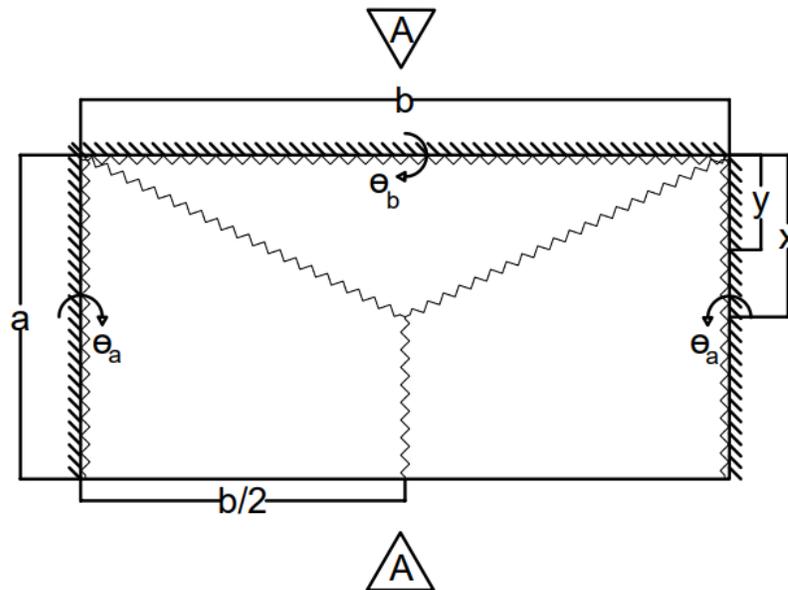


Figura 3.1: Configuración 1 de Contraplaca de acero

Donde:

a: Ancho de la contraplaca [mm].

b: Largo de la contraplaca [mm].

y: Ubicación vertical de la carga del perno en el eje de simetría del lado largo de la contraplaca [mm].

x: Ubicación vertical de la intersección de las líneas de fluencia en el eje de simetría del lado largo de la contraplaca [mm].

θ_a : Giro en el lado corto apoyado de la contraplaca [1/mm].

θ_b : Giro en el lado largo apoyado de la contraplaca [1/mm].

Para esta configuración, es necesario conocer la ubicación de "x", tal que maximice (o minimice) la capacidad plástica de la plancha, o bien, que permita plantear una relación coherente con el punto de aplicación de la carga. Es necesario mencionar, que tanto la geometría de la contraplaca, el parámetro "y" y los giros en los apoyos son variables conocidas.

A partir de lo anterior, se estudian dos casos asociados a la ubicación de la carga puntual, con tal de saber si condiciona el comportamiento de la capacidad plástica de la plancha. Los cuales son:

- $y < x$.
- $y > x$.

Cabe recalcar que para ambos casos se cumple que los giros θ_a y θ_b , y el WV_{int} son iguales a :

$$\theta_a = \frac{1}{\frac{b}{2}} = \frac{2}{b}$$

$$\theta_b = \frac{1}{x}$$

$$WV_{int} = 4 \cdot m \cdot a \cdot \theta_a + 2 \cdot m \cdot b \cdot \theta_b \quad (3.1)$$

$$WV_{int} = \frac{8 \cdot m \cdot a}{b} + \frac{2 \cdot m \cdot b}{x}$$

- **Caso $y < x$.**

Como el punto de aplicación de la carga se encuentra por debajo del punto intersección de las líneas de fluencia, el WV_{ext} generado por esta, necesariamente debe estar en función de "x", por el principio de ángulos pequeños, tal como se observa en la figura 3.2 (Corte AA).

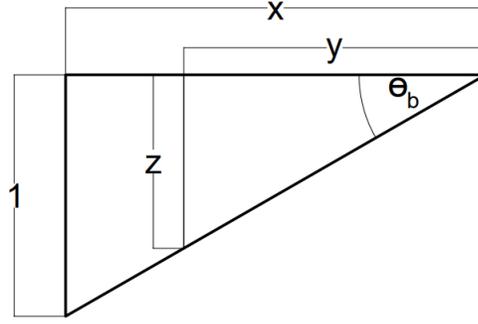


Figura 3.2: Geometría para determinar el descenso z , asociado al trabajo externo de la carga puntual

Donde el descenso de la carga "z", se obtiene como:

$$\theta_b = \frac{z}{y}$$

$$z = y \cdot \frac{1}{x} \quad (3.2)$$

Obteniendo que el WV_{ext} es igual a:

$$WV_{ext} = P \cdot z \quad (3.3)$$

Conocido todo lo anterior, cuando se aplica el (PTV), se obtiene que:

$$WV_{ext} = WV_{int} \quad (3.4)$$

$$P \cdot z = \frac{8 \cdot m \cdot a}{b} + \frac{2 \cdot m \cdot b}{x}$$

$$P \cdot z = m \cdot \left[\frac{8 \cdot a}{b} + \frac{2 \cdot b}{x} \right]$$

La ecuación anterior permite despejar la capacidad de la plancha "m", con tal de que quede en función de "x", y así estudiar su comportamiento con el principio de optimi-

zación. Quedando la siguiente expresión:

$$m = \frac{P \cdot y \cdot \frac{1}{x}}{\frac{8 \cdot a}{b} + \frac{2 \cdot b}{x}} \quad (3.5)$$

Donde la primera derivada de "m" es igual a:

$$\frac{\partial m}{\partial x} = \frac{-2 \cdot P \cdot a \cdot y}{(4 \cdot a \cdot x + b^2)^2} \quad (3.6)$$

Analizando la primera derivada de "m", se observa que tiene un comportamiento estrictamente decreciente en el intervalo [0,a], implicando que el punto de aplicación de carga no influye en la expresión de la capacidad de la contraplaca, y que está se maximiza en $x=0$, cuando la intersección es en el borde largo apoyado.

- **Caso $y > x$**

En este caso, el punto de aplicación de la carga se encuentra sobre el punto de intersección de las líneas de fluencia, por lo que el descenso de la carga es unitario, tal como se observa en la figura 3.3 (Corte AA).

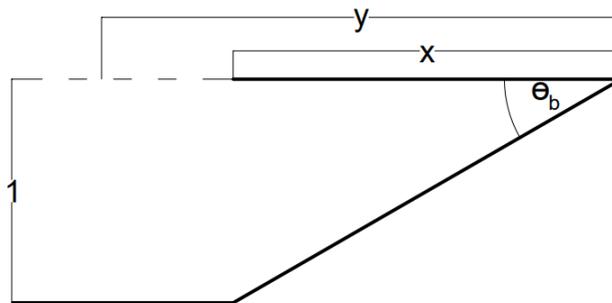


Figura 3.3: Descenso unitario asociado al trabajo externo de la carga puntual

Quedando el WV_{ext} igual a:

$$WV_{ext} = P \cdot 1 \quad (3.7)$$

Por lo que al aplicar el PTV, se tiene que:

$$WV_{ext} = WV_{int} \quad (3.8)$$

$$P \cdot 1 = m \cdot \left[\frac{8 \cdot a}{b} + \frac{2 \cdot b}{x} \right]$$

De la ecuación anterior, se despeja la capacidad de la plancha "m" en función de "x", para estudiar el comportamiento de esta. Obteniendo la siguiente expresión:

$$m = \frac{P}{\frac{8 \cdot a}{b} + \frac{2 \cdot b}{x}} \quad (3.9)$$

Donde la primera derivada de "m" es igual:

$$\frac{\partial m}{\partial x} = \frac{P \cdot b^3}{2 \cdot (4 \cdot a \cdot x + b^2)^2}$$

Se observa nuevamente que la primera derivada es estrictamente decreciente en el intervalo $[0, a]$, por lo que las conclusiones son iguales a lo mencionado en el caso $y < x$.

Como ambos casos entregan exactamente la misma conclusión para la capacidad de la contraplaca, es factible imponer que el punto de intersección de las líneas de fluencia sea igual el punto de aplicación de la carga, y de esta manera plantear una expresión simplificada para "m", es decir:

$$x = y \quad (3.10)$$

Quedando la expresión de "m" igual a:

$$m = \frac{P}{\frac{8 \cdot a}{b} + \frac{2 \cdot b}{y}} \quad (3.11)$$

Por otro lado, la capacidad de una placa de acero también se puede obtener como:

$$m = f_y \cdot \frac{e^2}{4} \quad (3.12)$$

Donde f_y el valor de fluencia del acero de la plancha.

Si se igualan ambas expresiones, es posible obtener la expresión de diseño buscada para el espesor de la plancha de acero, la cual se muestra a continuación:

$$e = \sqrt{\frac{2 \cdot P}{\left(\frac{4 \cdot a}{b} + \frac{b}{y}\right) \cdot f_y}} \quad (3.13)$$

3.2. Configuración 2

La *Configuración 2* es una extrapolación de la configuración anterior, pero busca representar de mejor manera la interacción contraplaca-anclaje, pues en la práctica la aplicación de la carga es en una zona cubierta por el perno de anclaje, que para efectos de estudio, se asume de forma rectangular. Por todo lo anterior, el sistema de colapso de este caso es el mostrado en la figura 3.4.

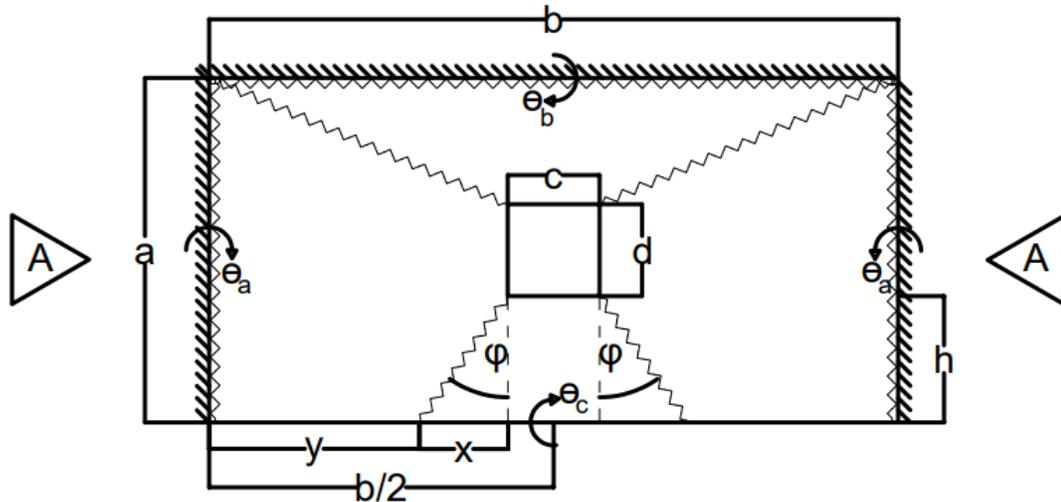


Figura 3.4: Configuración 2 de Contraplaca de acero

Donde:

a: Ancho de la contraplaca [mm].

b: Largo de la contraplaca [mm].

c y d: Ancho y largo de la zona que cubre el perno, que por simplicidad son iguales [mm].

φ : Inclinación respecto a la vertical de las líneas de fluencia que salen de la zona del perno hacia el lado libre [°].

h: Distancia vertical entre el borde libre de la plancha y la zona del perno [mm].

x: Proyección de las líneas de fluencia inclinadas sobre el lado largo libre [mm].

y: Distancia horizontal del lado corto hasta la línea de fluencia inclinada [mm].

θ_a : Giro en el lado corto apoyado de la contraplaca [1/mm].

θ_b : Giro en el lado largo apoyado de la contraplaca [1/mm].

θ_c : Giro relativo en lado largo libre de la contraplaca [1/mm].

La zona del perno genera que las líneas de fluencia que salen de esta hacia el lado libre, estén inclinadas en un ángulo arbitrario " φ " respecto a la vertical, que provocan un giro relativo " θ_c " en este lado. Por ello, es necesario conocer a través del PTV, el ángulo que maximiza la capacidad plástica de la plancha. Es necesario mencionar, que tanto la geometría de la contraplaca y de la zona del anclaje, y los giros en los apoyos son variables conocidas.

Mencionado lo anterior, se da paso a obtener los términos del PTV. Primeramente se obtienen los giros " θ_a " y " θ_b ", gracias al Corte AA del sistema (figura 3.5):

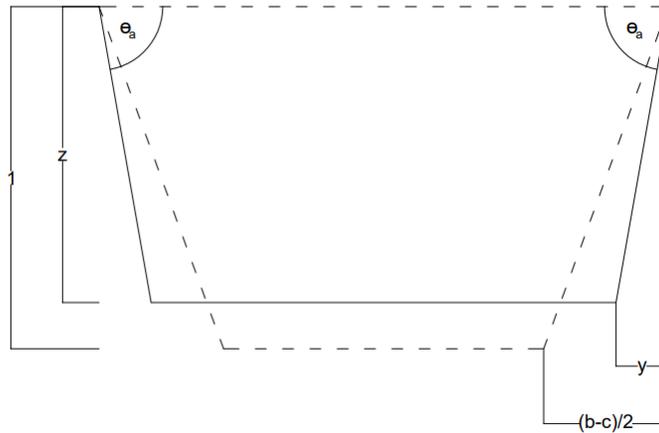


Figura 3.5: Deformada del sistema vista desde el lado libre

$$\theta_a = \frac{1}{\frac{b-c}{2}} = \frac{2}{b-c}$$

$$\theta_b = \frac{1}{a-d-h}$$

Por otro lado, para conocer " θ_c ", es necesario saber el descenso relativo " z " del lado libre, pues se cumple que:

$$\theta_c = \frac{1-z}{h}$$

Donde por el principio de ángulos pequeños, " z " es igual a:

$$z = \theta_b \cdot y$$

Por geometría, " y " se obtiene como:

$$y = \frac{b - c - 2 \cdot x}{2}$$

”x” al ser una proyección, este es igual a:

$$x = h \cdot \tan(\varphi)$$

Con todo lo anterior, se plantea la expresión que rige el trabajo virtual interno de la con-traplaca, obteniendo la siguiente expresión:

$$WV_{int} = 2 \cdot m \cdot (2 \cdot a - d) \cdot \theta_a + m \cdot (2 \cdot b - c) \cdot \theta_b + 2 \cdot m \cdot x \cdot \theta_c \quad (3.14)$$

Mientras que, el trabajo virtual externo se obtiene como:

$$WV_{ext} = P \cdot 1 \quad (3.15)$$

Por lo que al plantear el PTV, se tiene que:

$$WV_{ext} = WV_{int} \quad (3.16)$$

$$P \cdot 1 = 2 \cdot m \cdot (2 \cdot a - d) \cdot \theta_a + m \cdot (2 \cdot b - c) \cdot \theta_b + 2 \cdot m \cdot x \cdot \theta_c$$

$$P \cdot 1 = m \cdot [2 \cdot (2 \cdot a - d) \cdot \theta_a + (2 \cdot b - c) \cdot \theta_b + 2 \cdot x \cdot \theta_c]$$

Si se toma $C_1 = 2 \cdot (2 \cdot a - d) \cdot \theta_a + (2 \cdot b - c) \cdot \theta_b$, al ser todos los parámetros constantes, y así simplificar la expresión del PTV, se obtiene que:

$$P = m \cdot (C_1 + 2 \cdot x \cdot \theta_c) \quad (3.17)$$

Despejando de la ecuación anterior la capacidad de la plancha "m" queda igual a:

$$m = \frac{P}{(C_1 + 2 \cdot x \cdot \theta_c)} \quad (3.18)$$

$$m = \frac{P}{C_1 + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot h \cdot \frac{(1 - \theta_a \cdot \frac{b-c-2 \cdot \tan(\varphi) \cdot h}{2})}{\frac{1}{h}}}$$

Para realizar el estudio el comportamiento de la función, se deriva en función de "φ", y al aplicar el principio de optimización, este arroja dos condiciones que minimizan "m". Las cuales son:

- $\varphi = \frac{\pi}{2}$.
- $\varphi = k \cdot \pi - (\tan^{-1}(\frac{b-c}{h}))$, con k un numero entero.

Donde al estudiar el intervalo $[0, \frac{\pi}{2}]$, se obtiene que el mayor valor de la capacidad de la contraplaca es cuando el ángulo es igual a 0. Por otro lado, se descarta la segunda condición, pues la solución entrega un ángulo superior a $\frac{\pi}{2}$, siendo inconsistente a las restricciones de apoyo en que se basa el sistema de colapso. Obteniéndose finalmente que el sistema de colapso es el mostrado en la figura 3.6:

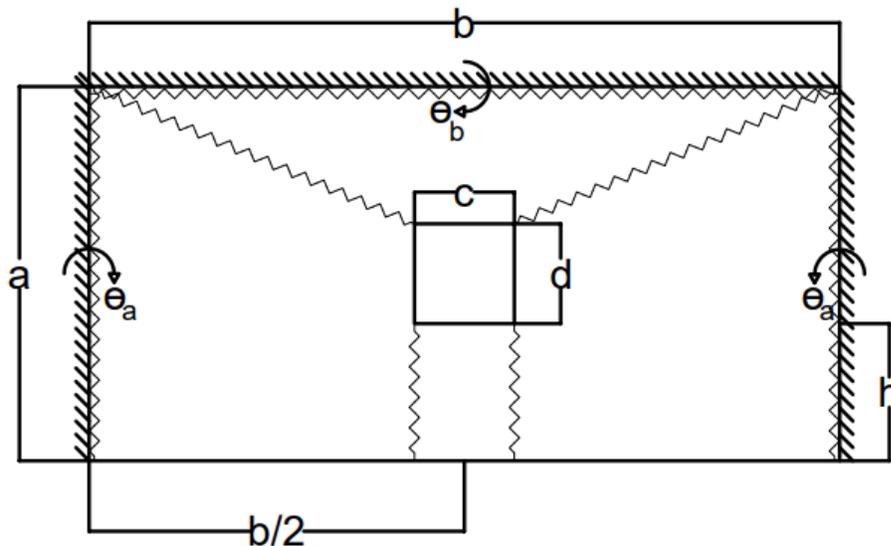


Figura 3.6: Sistema final de colapso de la *Configuración 2* que máxima la capacidad de la contraplaca

Reduciéndose la expresión de la capacidad a:

$$m = \frac{P}{C_1} \quad (3.19)$$

Como es sabido, la capacidad de una placa de acero también se puede obtener como:

$$m = f_y \cdot \frac{e^2}{4} \quad (3.20)$$

Donde f_y el valor de fluencia del acero.

Por lo que, al igualar ambas expresiones, es posible obtener la expresión de diseño buscada para el espesor de la plancha de acero:

$$e = \sqrt{\frac{4 \cdot P}{C_1 \cdot f_y}} \quad (3.21)$$

3.2.1. Diseño de Pernos por sobrerresistencia

Para el diseño de pernos se utilizará un factor de sobrerresistencia Ω , que amplifica la tensión de diseño extraída de un programa de cálculo estructural, con tal de inducir que la contraplaca falle primero al ser el perno más resistente, quedando esta igual a:

$$T_{diseño\Omega} = \Omega \cdot T_{diseño} \quad (3.22)$$

Donde:

Ω : Factor de sobrerresistencia, igual a 1.5 para el acero ASTM A36.

$T_{diseño}$: Esfuerzo axial de diseño (extraída de software estructural).

$T_{diseño\Omega}$: Esfuerzo axial de diseño amplificada por factor de sobrerresistencia.

3.3. Configuración 3

La *Configuración 3* es un propuesta ficticia de diseño de una contraplaca que solo se encuentra apoyada en sus lados cortos, con sacados parabólicos en sus lados largos, sin embargo, por compatibilidad de deformaciones, nacen nuevas líneas de fluencia que se encuentran a una distancia "x" desconocida de los apoyos, quedando el sistema de colapso como el que se muestra en la figura 3.7.

Cabe destacar que se aprovechan las conclusiones encontradas en las configuraciones anteriores.

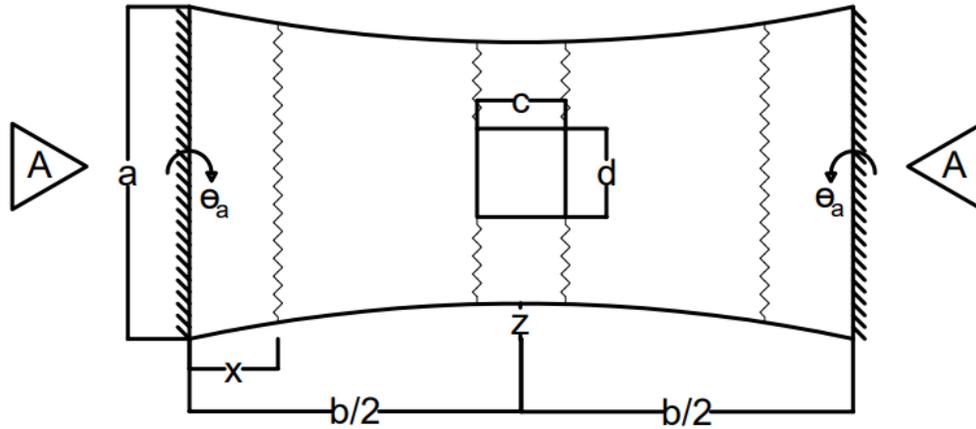


Figura 3.7: Configuración 3 Contraplaca de acero

Donde:

a: Ancho de la contraplaca [mm].

b: Largo de la contraplaca [mm].

c y d: Ancho y largo de la zona que representa al perno, que por simplicidad son iguales [mm].

x: Distancia horizontal entre el lado apoyado hasta la línea de fluencia más cercana [mm].

z: Distancia vertical máxima del sacado parabólico [mm].

θ_a : Giro en el lado corto apoyado de la contraplaca [1/mm].

En este caso se busca a través del PTV la distancia "x", que permita maximizar la capacidad de la placa. Es necesario mencionar que la geometría de plancha y el perno, y los giros en los apoyos son variables conocidas.

Antes de obtener los términos del PTV, se muestra la función que describe los sacados parabólicos de la contraplaca.

$$f(x) = \frac{-4 \cdot z}{b^2} \cdot x^2 + \frac{4 \cdot z}{b} \cdot x$$

Mencionado lo anterior, se da paso a obtener el giro " θ_a ", a partir de la deformada del sistema (ver figura 3.8, Corte AA), donde se obtiene que:

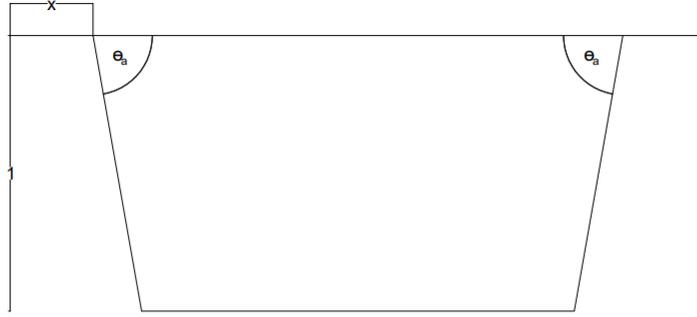


Figura 3.8: Deformada del sistema vista desde el lado libre

$$\theta_a = \frac{1}{\frac{b-c}{2} - x} = \frac{2}{(b - c - 2 \cdot x)}$$

Con lo anterior, se plantea la expresión del WV_{int} generado en la contraplaca, quedando la siguiente expresión:

$$WV_{int} = m \cdot \theta_a \cdot 2 \cdot (a - 2 \cdot f(x)) + m \cdot \theta_a \cdot 2 \cdot (a - d - 2 \cdot f(\frac{b-c}{2})) + m \cdot \theta_a \cdot 2 \cdot (a - d - 2 \cdot f(\frac{b-c}{2})) \quad (3.23)$$

$$WV_{int} = m \cdot \frac{2}{(b - c - 2 \cdot x)} \cdot 2 \cdot (a - 2 \cdot f(x) + a - d - 2 \cdot f(\frac{b-c}{2}) + a - d - 2 \cdot f(\frac{b-c}{2}))$$

Mientras que, el WV_{ext} es igual a:

$$WV_{ext} = P \cdot 1 \quad (3.24)$$

Por lo que al plantear el PTV, se tiene que:

$$WV_{ext} = WV_{int} \quad (3.25)$$

$$P \cdot 1 = m \cdot \frac{2}{(b - c - 2 \cdot x)} \cdot 2 \cdot (a - 2 \cdot f(x) + a - d - 2 \cdot f(\frac{b-c}{2}) + a - d - 2 \cdot f(\frac{b-c}{2}))$$

Despejando de la ecuación anterior la capacidad de la contraplaca "m", se obtiene que:

$$m = \frac{P \cdot (b - c - 2 \cdot x)}{4 \cdot (a - 2 \cdot f(x) + a - d - 2 \cdot f(\frac{b-c}{2}) + a - d - 2 \cdot f(\frac{b-c}{2}))}$$

Para estudiar el comportamiento de la función se deriva en función de "x", donde gracias al principio de optimización se obtiene que "m", se maximiza en el rango $[0, \frac{b-c}{2}]$, cuando $x=0$. Quedando el sistema de colapso mostrado en la figura 3.9.

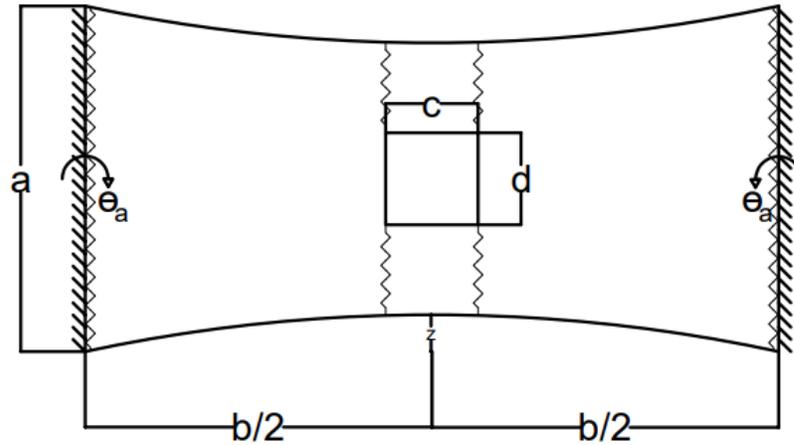


Figura 3.9: Sistema final de colapso de la *Configuración 3* que máxima la capacidad de la contraplaca

Donde al evaluar la condición en la expresión de "m", se obtiene:

$$m = \frac{P \cdot (b - c)}{4 \cdot (a + a - d - 2 \cdot f(\frac{b-c}{2}) + a - d - 2 \cdot f(\frac{b-c}{2}))} \quad (3.26)$$

Ahora bien, tal como se observa en los casos anteriores, la capacidad una plancha, también

se puede obtener como:

$$m = f_y \cdot \frac{e^2}{4} \quad (3.27)$$

Donde f_y el valor de fluencia del acero.

Por lo que al igualar ambas expresiones, es posible obtener la expresión de diseño buscada para el espesor de la plancha de acero, la cual se muestra a continuación:

$$e = \sqrt{\frac{P \cdot (b - c)}{(a + a - d - 2 \cdot f(\frac{b-c}{2}) + a - d - 2 \cdot f(\frac{b-c}{2})) \cdot f_y}} \quad (3.28)$$

3.3.1. Diseño de Pernos

Para el diseño de pernos se utilizará un factor de sobrerresistencia Ω , que amplifica la tensión de diseño extraída de un programa de cálculo estructural, con tal de inducir que la contraplaca falle primero al ser el perno más resistente, quedando esta igual a:

$$T_{diseño\Omega} = \Omega \cdot T_{diseño} \quad (3.29)$$

Donde:

Ω : Factor de sobrerresistencia, que es igual a 1.5 para el acero ASTM A36.

$T_{diseño}$: Esfuerzo axial de diseño (extraída de software estructural).

$T_{diseño\Omega}$: Esfuerzo axial de diseño amplificada por factor de sobrerresistencia.

3.3.2. Configuración 3.1, extrapolación a 2 anclajes

La *Configuración 3.1* es una extrapolación de la configuración anterior, pues se pasa a trabajar con dos anclajes en vez de uno, donde el sistema de colapso pasa a ser el mostrado en la figura 3.10.

Cabe mencionar que se aplican todas las conclusiones obtenidas hasta este punto.

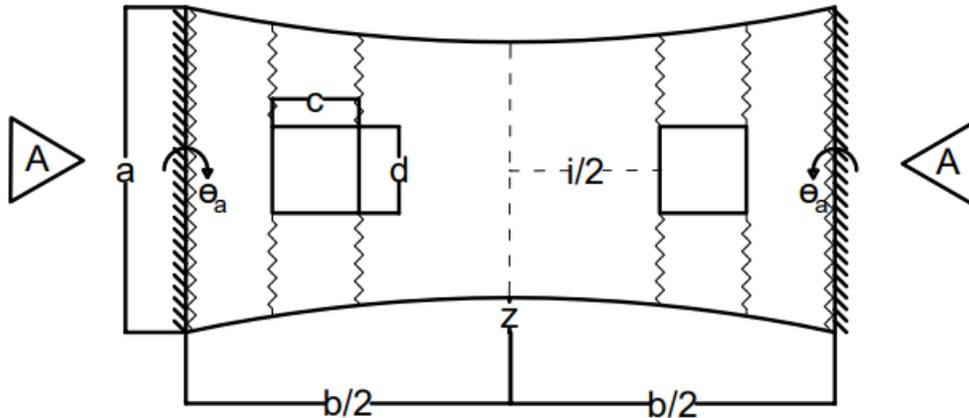


Figura 3.10: Configuración 3, extrapolación a 2 pernos

Se mantienen la mayoría de los parámetros, donde el único nuevo es:

i: Separación horizontal entre las zonas de los pernos [mm].

Ahora bien, antes de obtener los términos del PTV, se muestra la función que describe los sacados parabólicos de la contraplaca.

$$f(x) = \frac{-4 \cdot z}{b^2} \cdot x^2 + \frac{4 \cdot z}{b} \cdot x$$

Aclarado lo anterior, se da paso a obtener el giro " θ_a ", a partir de la deformada del sistema (ver figura 3.11, Corte AA), donde se obtiene que:



Figura 3.11: Deformada del sistema vista desde el lado libre

$$\theta_a = \frac{1}{\frac{b-i}{2} - c} = \frac{2}{b-i-2 \cdot c}$$

Gracias a lo anterior, se plantea la expresión del trabajo virtual interno generado en la contraplaca, quedando la siguiente expresión:

$$WV_{int} = 2 \cdot m \cdot \theta_a \cdot a + 2 \cdot m \cdot \theta_a \cdot (a - d - 2 \cdot f(\frac{b-i-2 \cdot c}{2})) + 2 \cdot m \cdot \theta_a \cdot (a - d - 2 \cdot f(\frac{b-i}{2})) \quad (3.30)$$

$$WV_{int} = 2 \cdot m \cdot \frac{2}{(b-i-2 \cdot c)} \cdot [a + a - d - 2 \cdot f(\frac{b-i-2 \cdot c}{2}) + a - d - 2 \cdot f(\frac{b-i}{2})]$$

Con el trabajo virtual externo siendo igual a:

$$WV_{ext} = P \cdot 1 + P \cdot 1 \quad (3.31)$$

Se plantea el PTV, obteniendo que:

$$WV_{ext} = WV_{int} \quad (3.32)$$

$$2 \cdot P = 2 \cdot m \cdot \frac{2}{(b - i - 2 \cdot c)} \cdot [a + a - d - 2 \cdot f(\frac{b - i - 2 \cdot c}{2}) + a - d - 2 \cdot f(\frac{b - i}{2})]$$

Despejando de la ecuación anterior la capacidad de la contraplaca "m", se obtiene:

$$m = \frac{P \cdot (b - i - 2 \cdot c)}{2 \cdot [a + a - d - 2 \cdot f(\frac{b - i - 2 \cdot c}{2}) + a - d - 2 \cdot f(\frac{b - i}{2})]}$$

Tal como es sabido, la capacidad una plancha, también se puede obtener como:

$$m = f_y \cdot \frac{e^2}{4} \quad (3.33)$$

Donde f_y el valor de fluencia del acero.

Por lo que al igualar las expresiones, es posible obtener la expresión de diseño del espesor de la plancha de acero de este caso:

$$e = \sqrt{\frac{2 \cdot P \cdot (b - i - 2 \cdot c)}{[a + a - d - 2 \cdot f(\frac{b - i - 2 \cdot c}{2}) + a - d - 2 \cdot f(\frac{b - i}{2})] \cdot f_y}} \quad (3.34)$$

Capítulo 4

Diseño y resultados de los modelos numéricos de las estructuras de estudio

4.1. Estructura 1

En esta sección se presentan solo los diseños y resultados de los modelos numéricos de los pernos de anclaje y de la contraplaca de acero de la conexión placa base de la Estructura 1, para su versión original y sus propuestas. El resto de los elementos mantendrán sus diseños previos, que se muestran en breve (figura 4.1). Por último, mencionar que el acero utilizado para los diseños es el ASTM A36.

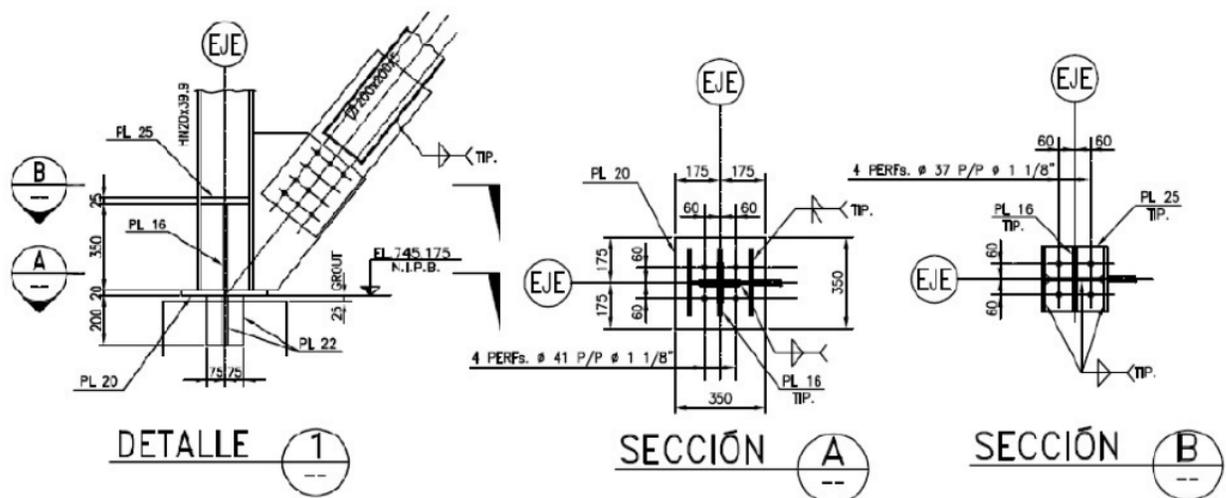


Figura 4.1: Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 1 (Celis, 2019)

Como se menciona, a parte del diseño del caso original, se presentan un total de 5 pro-

puestas que nacen a partir de las metodologías de diseño presentadas en el capítulo anterior, donde: una esta relacionada a la *Configuración 2*, puesto que los atiesadores centrados respecto al alma, y paralelo a las alas, generan cuatro subsistemas contraplaca-anclaje iguales, análogos a los sistemas idealizados. Mientras que las 4 restantes están relacionadas a la *Configuración 3.1* (al extraer del diseño original los atiesadores), donde cada una se diferencia por un sistema de refuerzo, que busca lograr una correcta distribución de esfuerzos en la plancha de acero.

Por último, las fuerzas de diseño utilizadas para cada caso se extrajeron del trabajo de título de Celis (2019):

Tabla 4.1: Tracción de diseño para el caso original y de las propuestas de la Estructura 1 (Celis, 2019)

$T_{diseño}$ [kN]	$T_{diseño\Omega}$ [kN]
339.5	509.25

4.1.1. Estructura 1 Original

En este caso, únicamente se rediseñaron los pernos de anclaje, pues utilizando el método tradicional de diseño, se observa un sobredimensionamiento en el diseño original. El nuevo diseño permite contar con parámetros más medidos, que pueden ser comparados con los diseños de las propuestas de esta estructura. Aclarado ello, se tiene que las dimensiones de la contraplaca y los anclajes son:

Tabla 4.2: Dimensiones de la contraplaca versión original, Estructura 1

Dimensión de la contraplaca original		
a[mm]	b[mm]	e[mm]
97	164	25

Tabla 4.3: Diseño de pernos de anclajes para la versión original, Estructura 1

Diámetro de perno [in]	Cantidad [-]
1	4

Ahora bien, al contar con todos los diseños, estos son llevados al software de elementos finitos IDEA Statica, el cual genera un modelo de la conexión, calcula los estados tensionales de Von Mises de esta y de la contraplaca, más las deformaciones plásticas respectivas. Además, es posible realizar un estudio de rigidez de la conexión, que entrega los diagramas de momento-curvatura, tanto en el eje fuerte como en el eje débil de la conexión, el diagrama de

deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema. Los cuales para este caso se muestran a continuación:

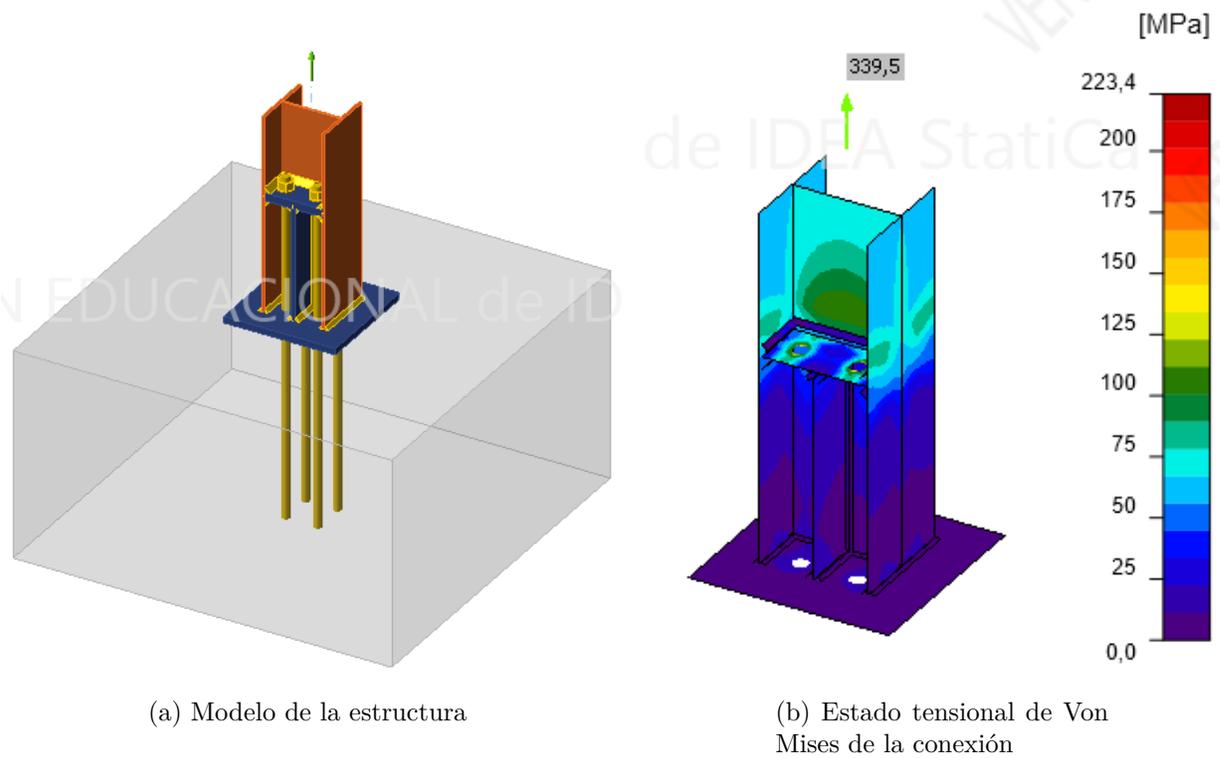


Figura 4.2: Modelo y estado tensional de la Estructura 1 versión original

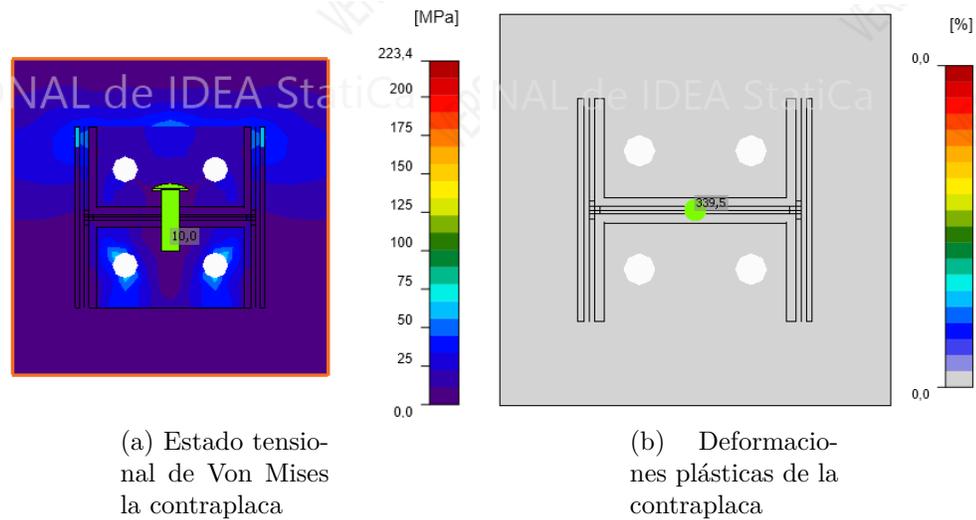
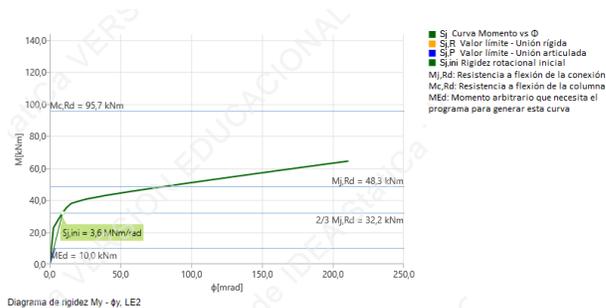
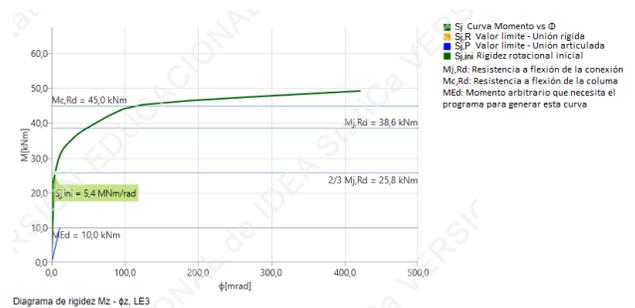


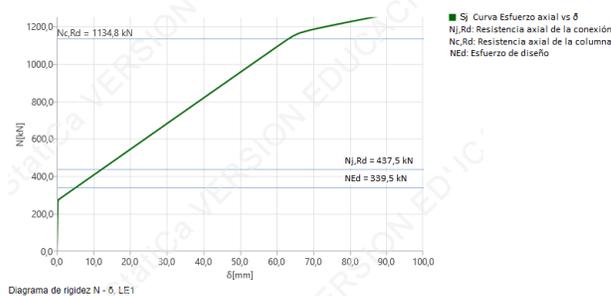
Figura 4.3: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 1 versión original



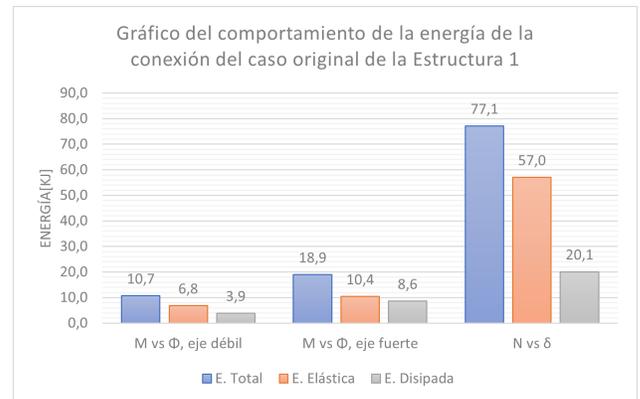
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.4: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 versión original

4.1.2. Estructura 1 Propuestas

Tal como se menciona al inicio del capítulo, existe una propuesta de diseño asociada a la *Configuración 2* y 4 propuestas para la *Configuración 3.1*, donde en estas últimas se diferencian por su sistema de refuerzo, los cuales permiten una mejor distribución de los esfuerzos (sin alterar las ecuaciones propuestas). Todo ello para poder generar que el sistema de falla del modelo se asemeje al teorizado.

4.1.2.1. Propuesta 1

A partir de todos los procedimientos metodológicos de diseño asociados a la *Configuración 2*, se obtiene que el diseño la plancha y los pernos de anclaje deben ser igual a:

Tabla 4.4: Dimensión de la contraplaca para la Propuesta 1

Dimensión contraplaca Propuesta 1		
a[mm]	b[mm]	e[mm]
97	164	10

Tabla 4.5: Diseño de pernos de anclaje para la Propuesta 1

Díámetro de perno [in]	Cantidad [-]
1 1/8	4

Al llevar estos diseños al software IDEA Stática, se obtiene que el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema son para este caso:

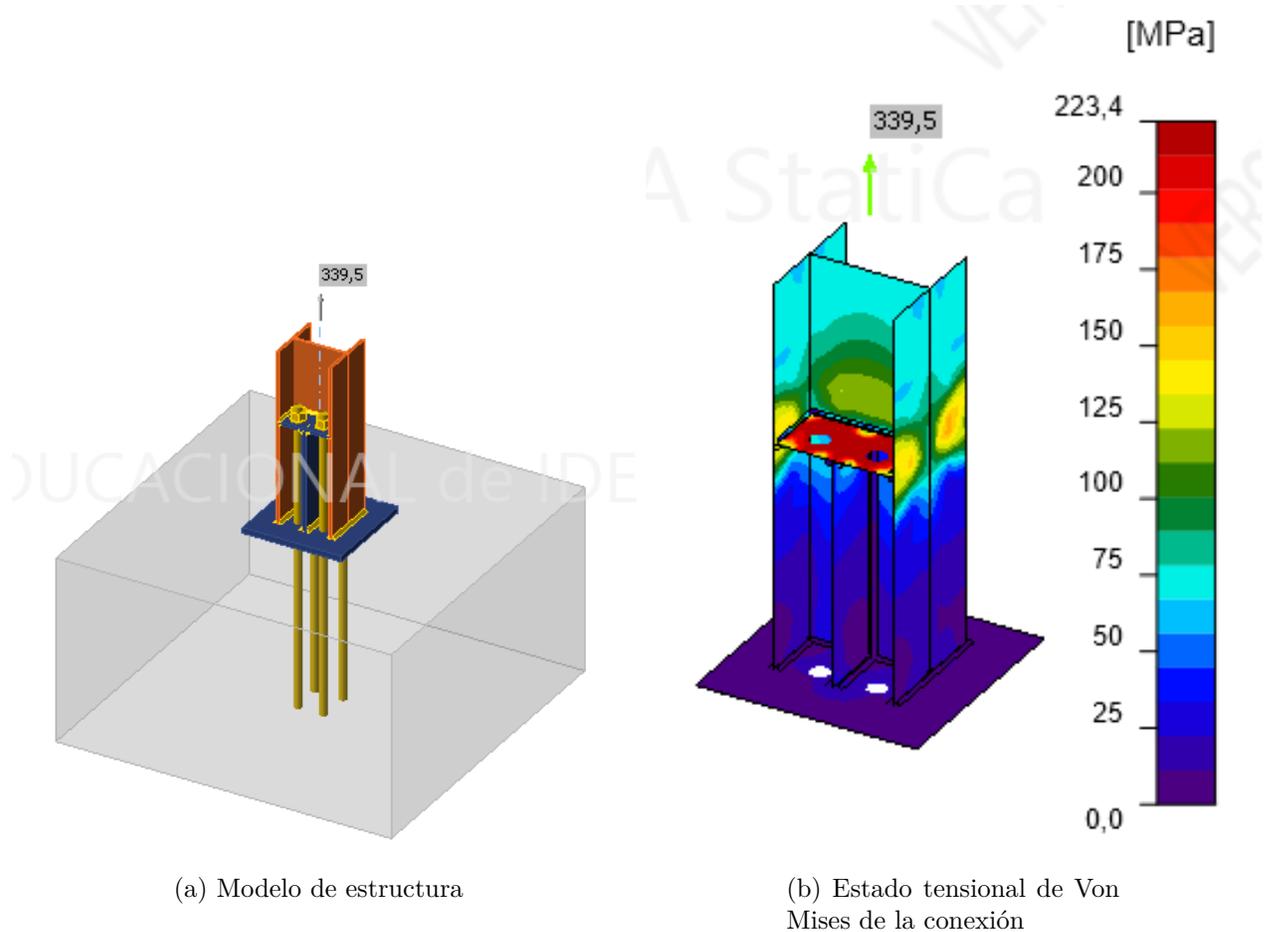


Figura 4.5: Modelo y estado tensional de la Estructura 1 Propuesta 1

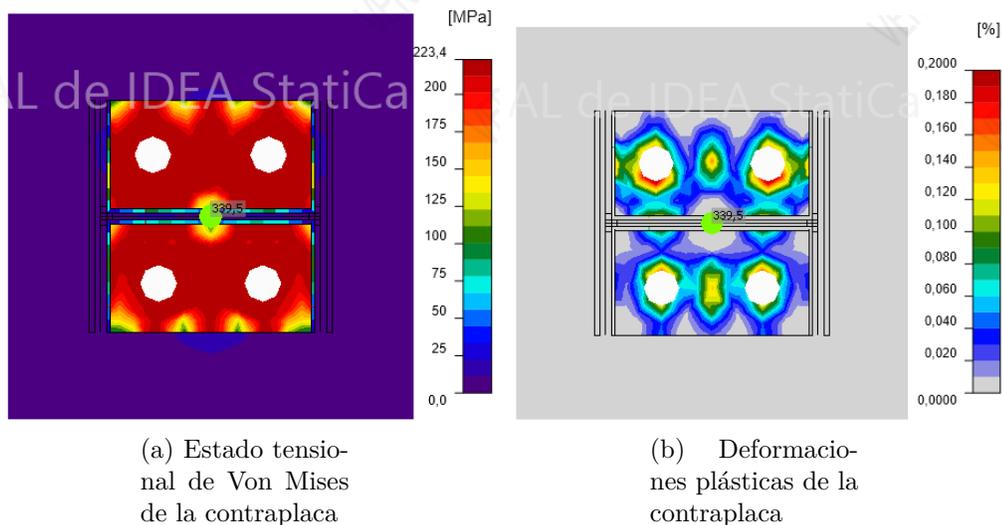
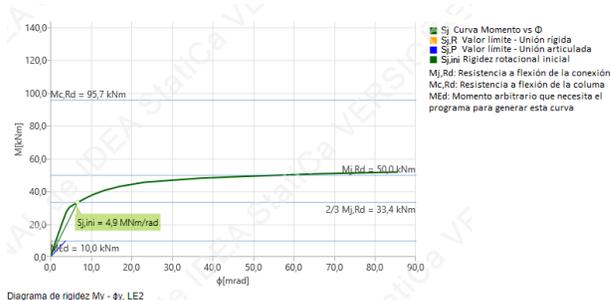
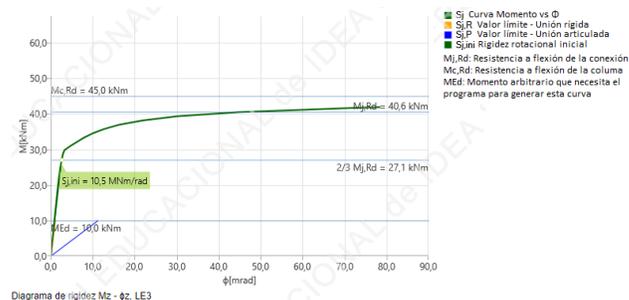


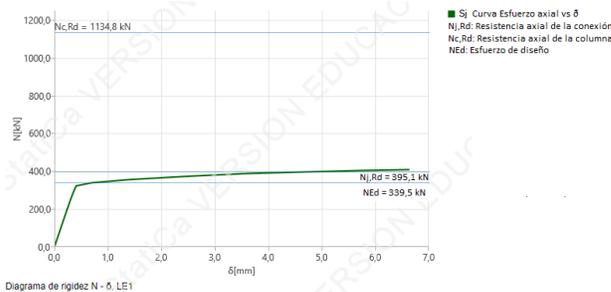
Figura 4.6: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 1 Propuesta 1



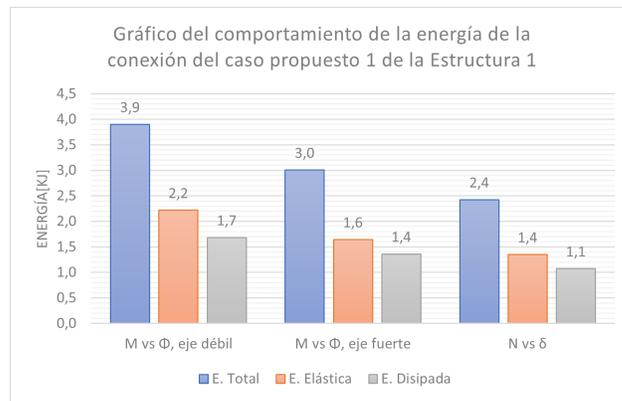
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.7: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 Propuesta 1

4.1.2.2. Propuesta 2, 3, 4 y 5

Las propuestas 2, 3, 4 y 5, solo se diferencian por sus sistemas de refuerzos, los cuales al no influir en las fórmulas teóricas, cuentan con las mismas dimensiones de contraplacas y pernos de anclajes (obtenidas a partir de la *Configuración 3.1*), las cuales son:

Tabla 4.6: Dimensión de la contraplaca para la Propuestas 2, 3, 4 y 5

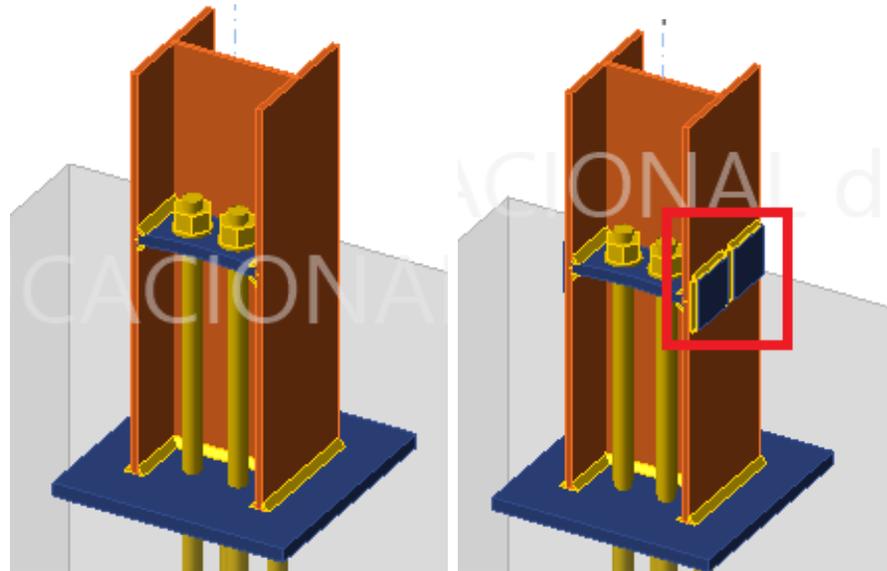
Dimensión contraplaca Propuestas 2, 3, 4 y 5		
a[mm]	b[mm]	e[mm]
97	164	17

Tabla 4.7: Diseño de pernos de anclaje para las Propuestas 2, 3, 4 y 5

Diámetro de perno [in]	Cantidad [-]
1 1/8	4

A continuación se describen brevemente los sistemas de refuerzo, y se presenta una figura ilustrativa para cada uno de ellos:

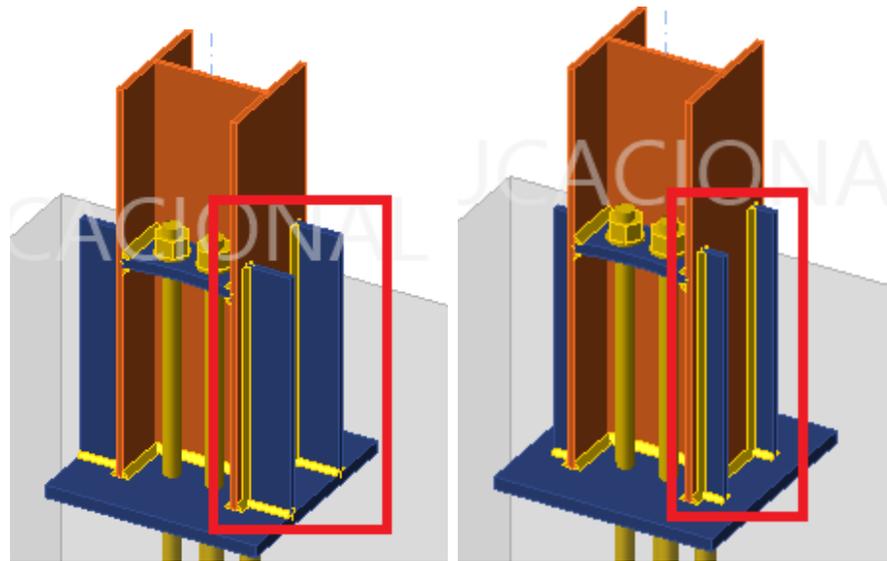
- Propuesta 2: Sin sistema de refuerzo (figura 4.8.a).
- Propuesta 3: Dos placas rigidizadoras rectangulares soldadas paralelamente a la zona exterior de cada ala de la columna (figura 4.8.b).
- Propuesta 4: Dos placas rigidizadoras rectangulares soldadas perpendicularmente a la zona exterior de cada ala de la columna, de ancho igual a la distancia libre desde el ala al borde de la placa base (figura 4.9.a).
- Propuesta 5: Dos placas rigidizadoras rectangulares soldadas perpendicularmente a la zona exterior de cada ala de la columna, de ancho igual a la mitad de la distancia libre desde el ala al borde de la placa base (figura 4.9.b).



(a) Sistema de refuerzo Propuesta 2

(b) Sistema de Refuerzo Propuesta 3

Figura 4.8: Sistemas de refuerzos para las dos primeras propuestas.



(a) Sistema de refuerzo Propuesta 4

(b) Sistema de Refuerzo Propuesta 5

Figura 4.9: Sistemas de refuerzos para las propuestas restantes.

Declarado lo anterior, a continuación, se presentan las geometrías de los sistemas de re-fuerzos y los resultados de cada propuesta de esta estructura.

Propuesta 2

Como no se cuenta con sistema de refuerzo, al llevar los diseños a IDEA Stática, este entrega que el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía son iguales a:

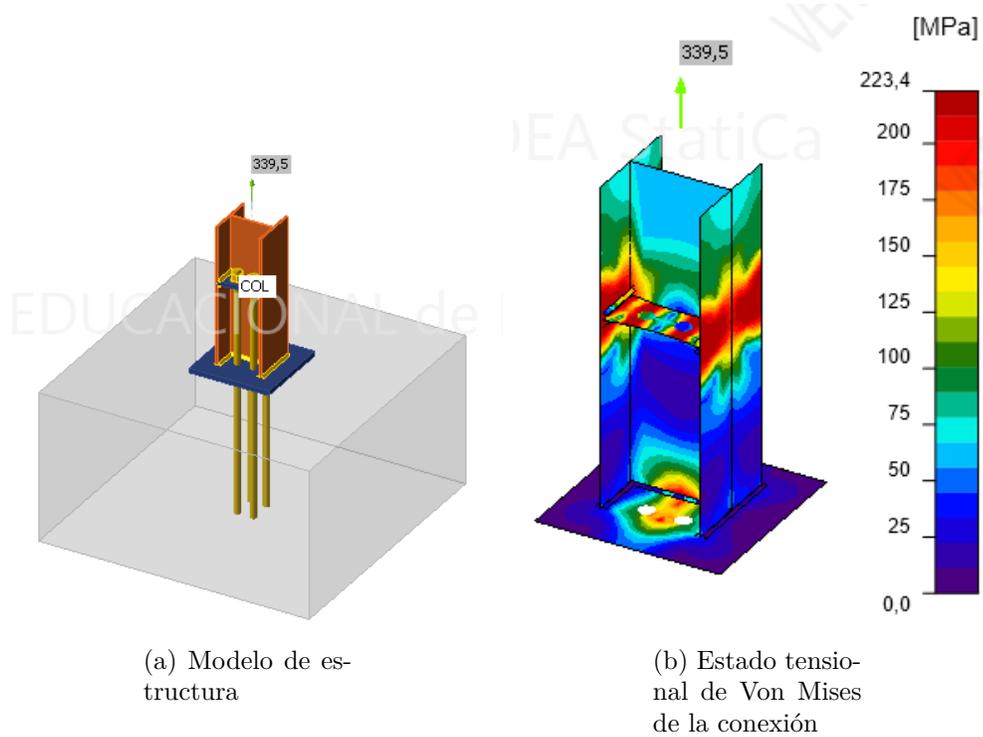


Figura 4.10: Modelo y estado tensional de la Estructura 1 Propuesta 2

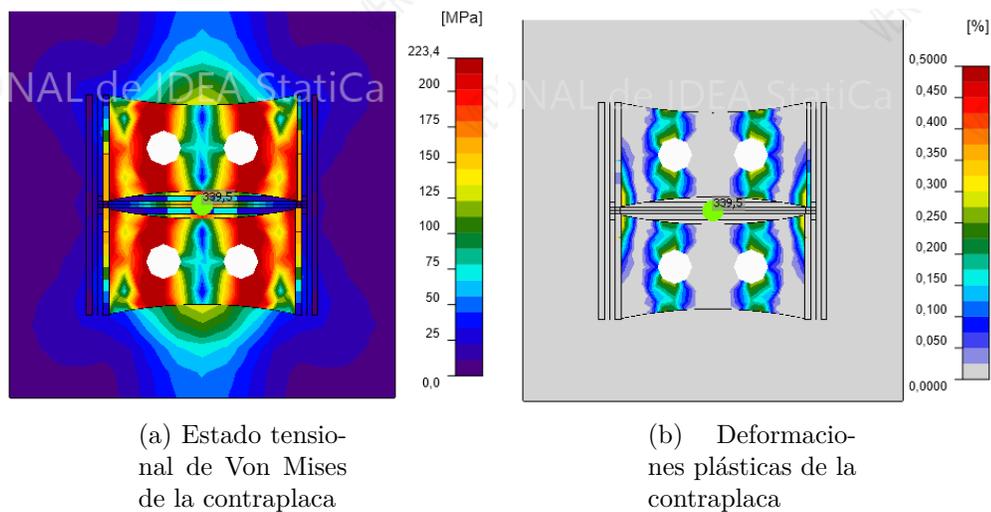
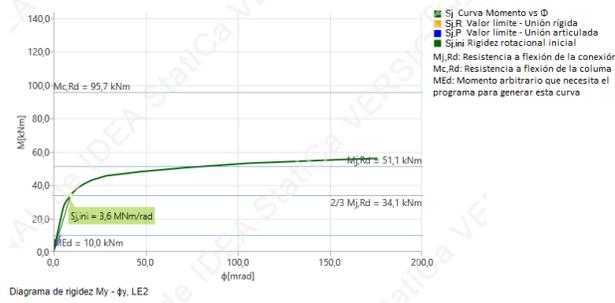
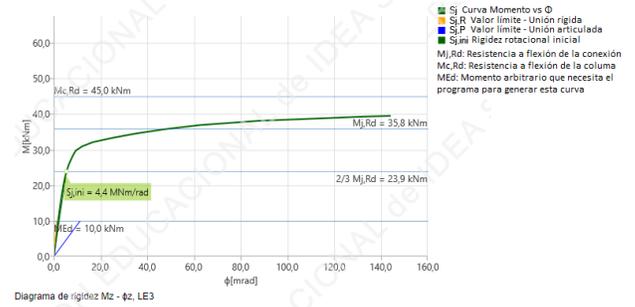


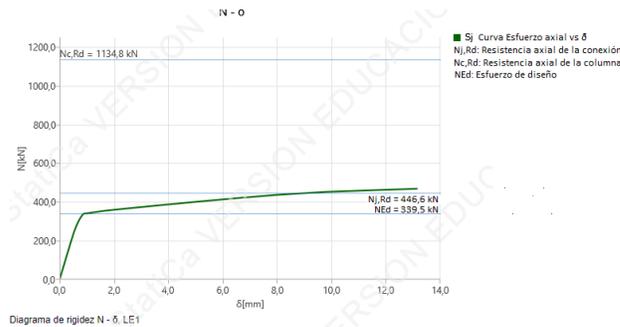
Figura 4.11: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 1 Propuesta 2



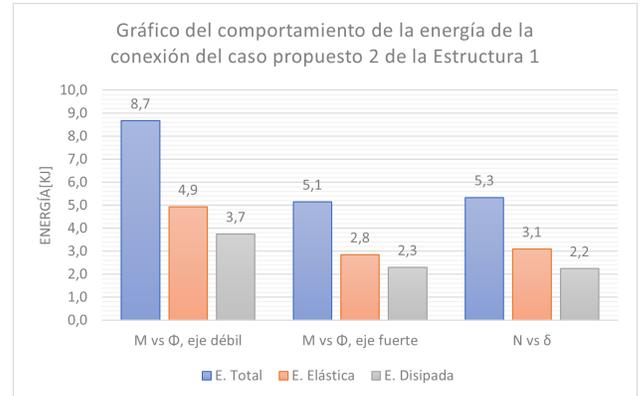
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.12: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 Propuesta 2

Propuesta 3

En este caso, el sistema de refuerzo tiene las siguientes dimensiones, que buscan reforzar las alas, con tal de que no se vean afectadas por las nuevas solicitaciones:

Tabla 4.8: Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 3

Dimensiones de placas rigidizadoras		
b [mm]	h [mm]	e [mm]
80	80	10

Al llevar los diseños al software IDEA Statica, el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía son iguales a:

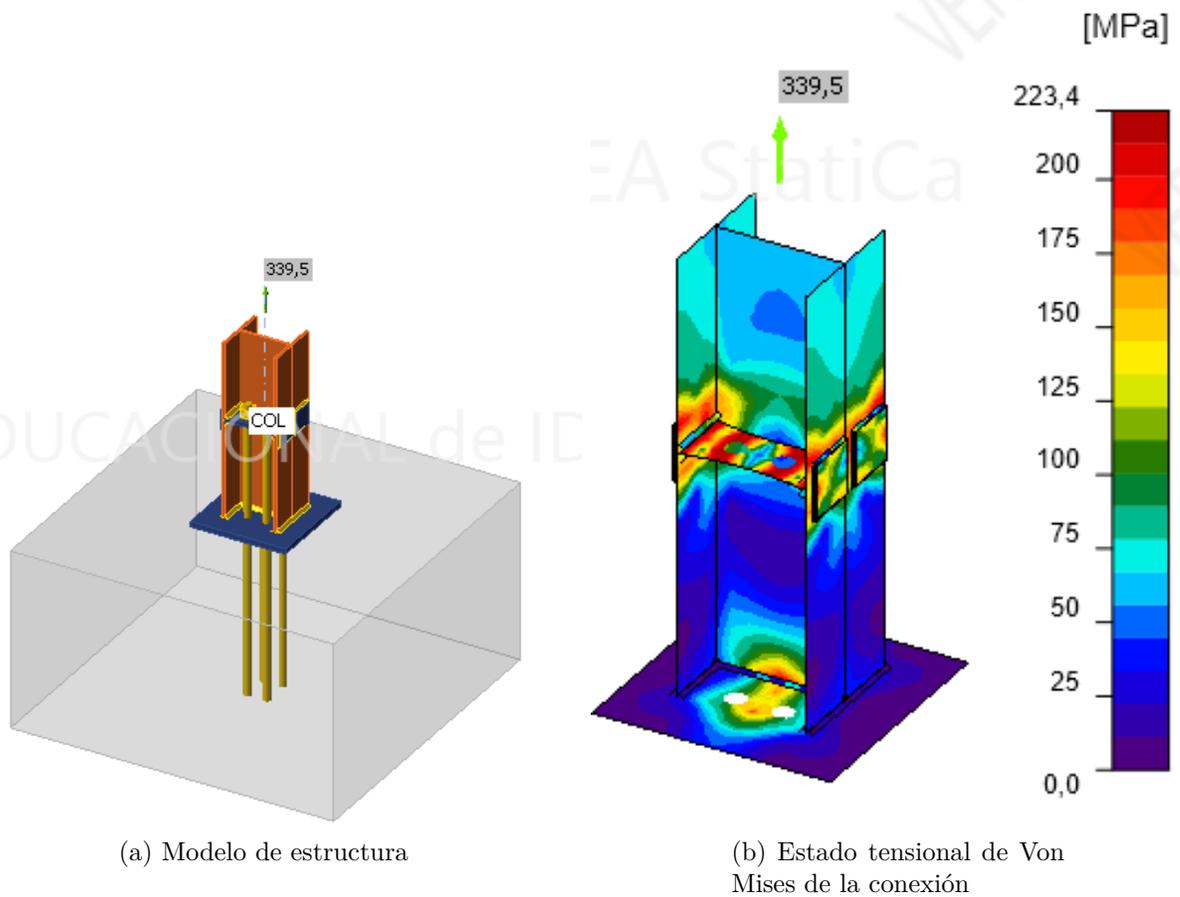


Figura 4.13: Modelo y estado tensional de la Estructura 1 Propuesta 3

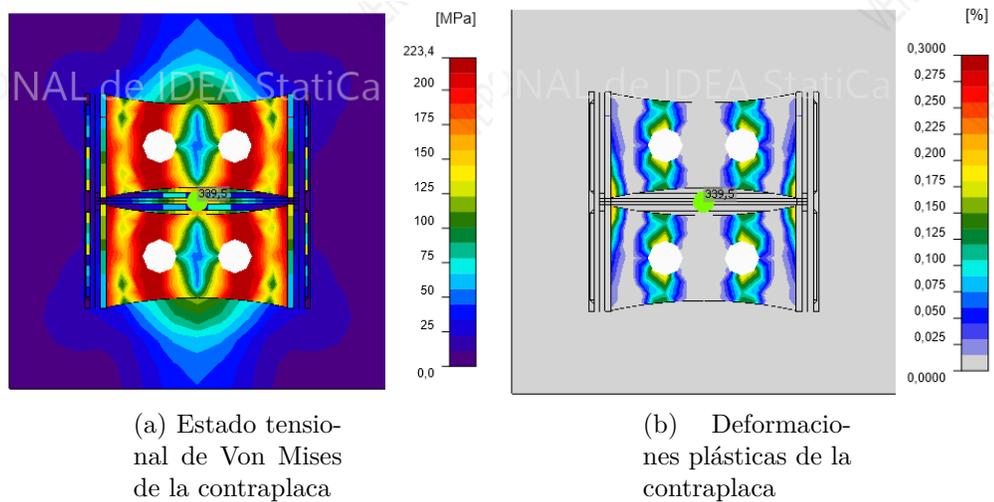
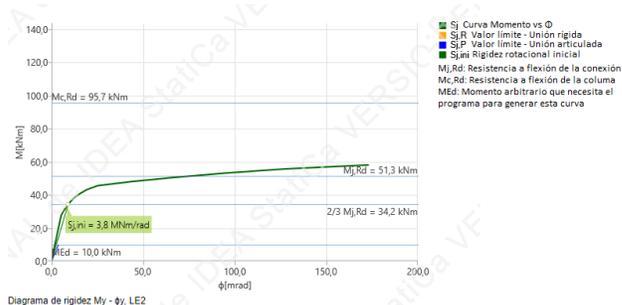
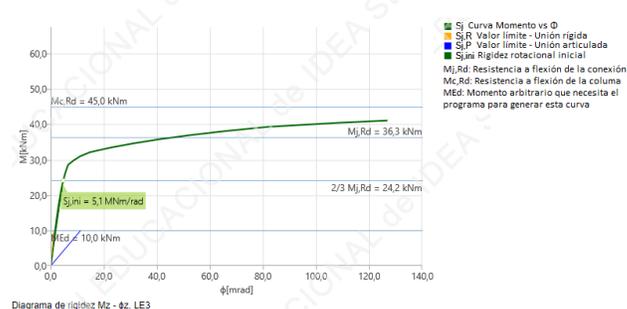


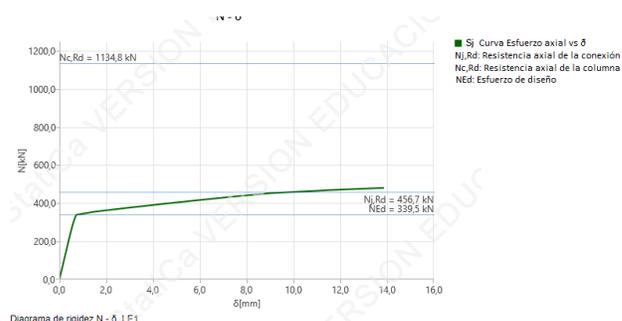
Figura 4.14: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 1 Propuesta 3



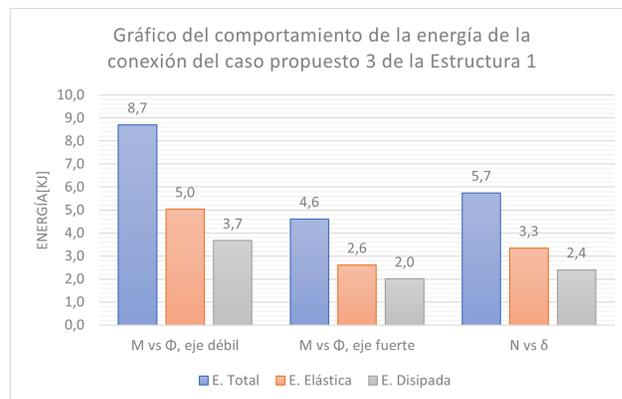
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.15: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 Propuesta 3

Propuesta 4

En este caso, en comparación al anterior, las dos placas rigidizadoras rectangulares soldadas a cada ala, tratan de redireccionar de mejor manera los esfuerzos en estas. Para ello se proponen las siguientes dimensiones para este sistema de refuerzo:

Tabla 4.9: Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 4

Dimensiones de placas rigidizadoras		
b [mm]	h [mm]	e [mm]
76	395	10

Al trasladar estos diseños al programa IDEA Statica, este entrega que el modelo, los estados tensionales de Von Mises, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía son:

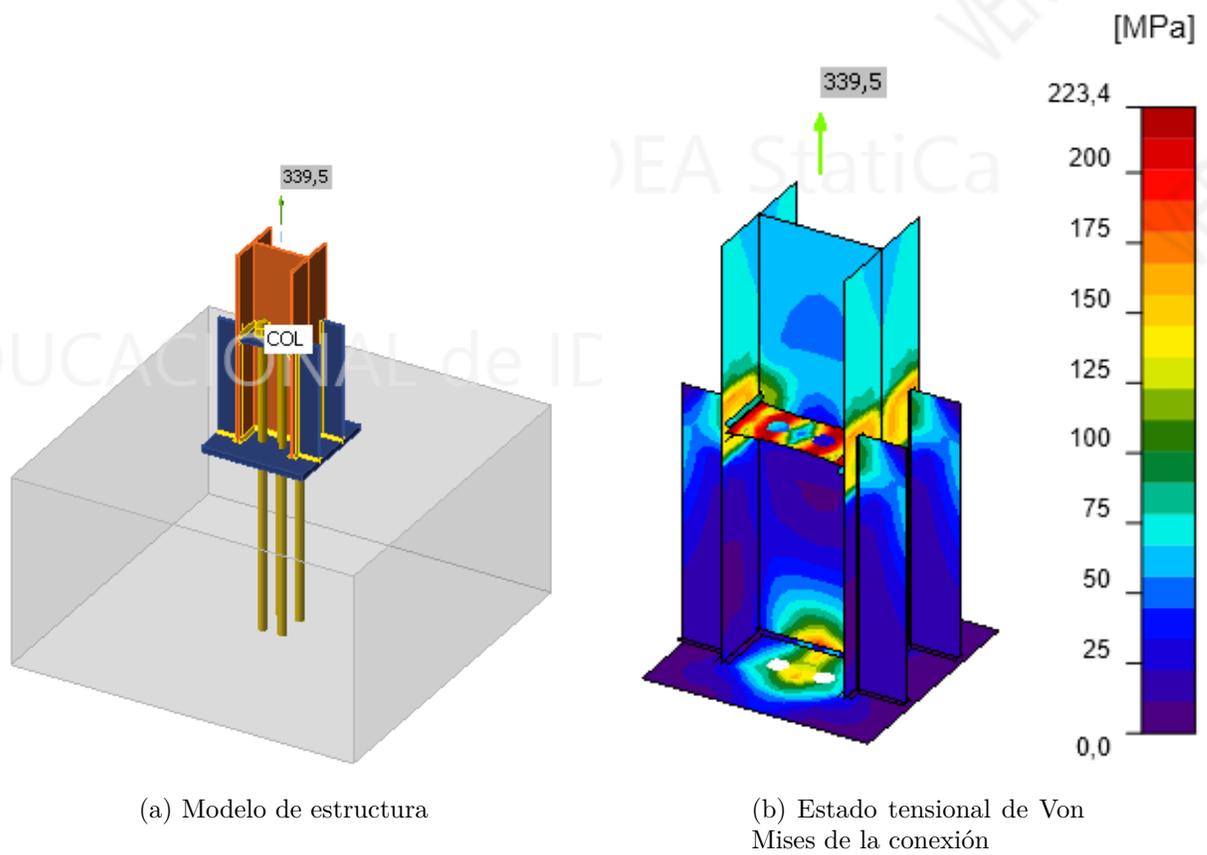


Figura 4.16: Modelo y estado tensional de la Estructura 1 Propuesta 4

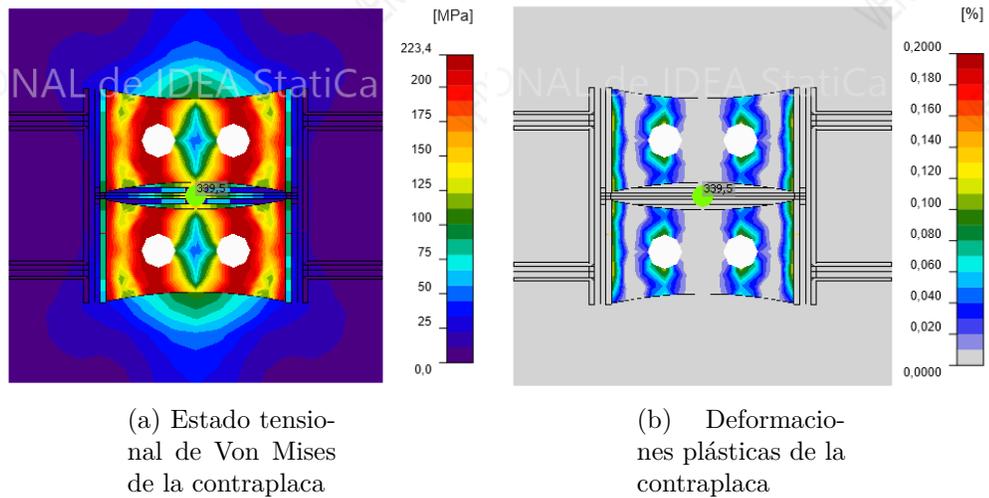
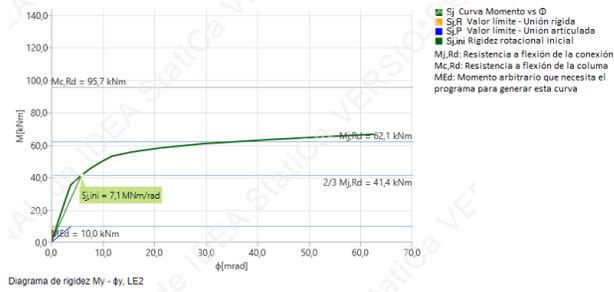
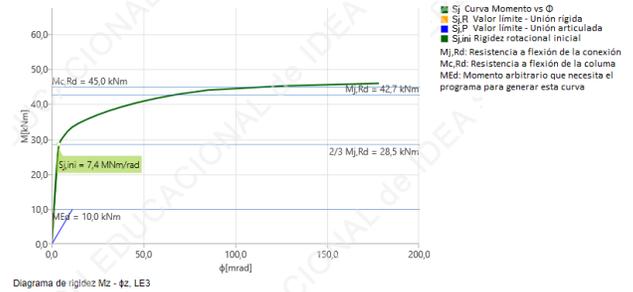


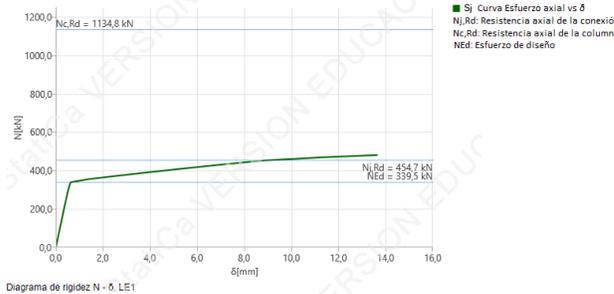
Figura 4.17: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 1 Propuesta 4



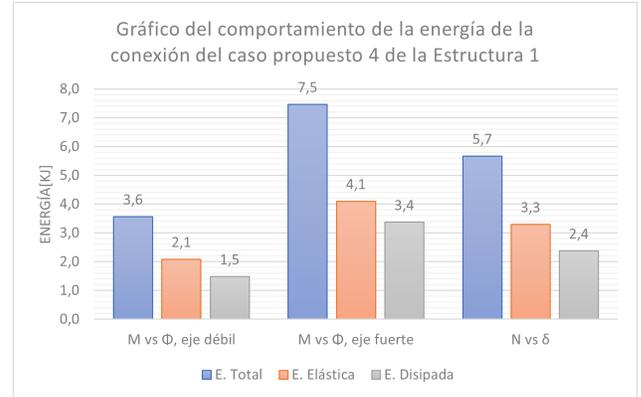
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.18: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 Propuesta 4

Propuesta 5

Esta última propuesta, es semejante al caso anterior, unicamente se diferencia en que el ancho de la placa rigidizadora se reduce a la mitad, con tal de mejorar estéticamente la conexión y para saber si el efecto de redireccionamiento de esfuerzos es igual a lo mostrado previamente, por ello las dimensiones de estas placas son:

Tabla 4.10: Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 5

Dimensiones de placas rigidizadoras		
b[mm]	h[mm]	e[mm]
38	395	10

Donde al llevar todo a IDEA Statica el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema son para este caso iguales a:

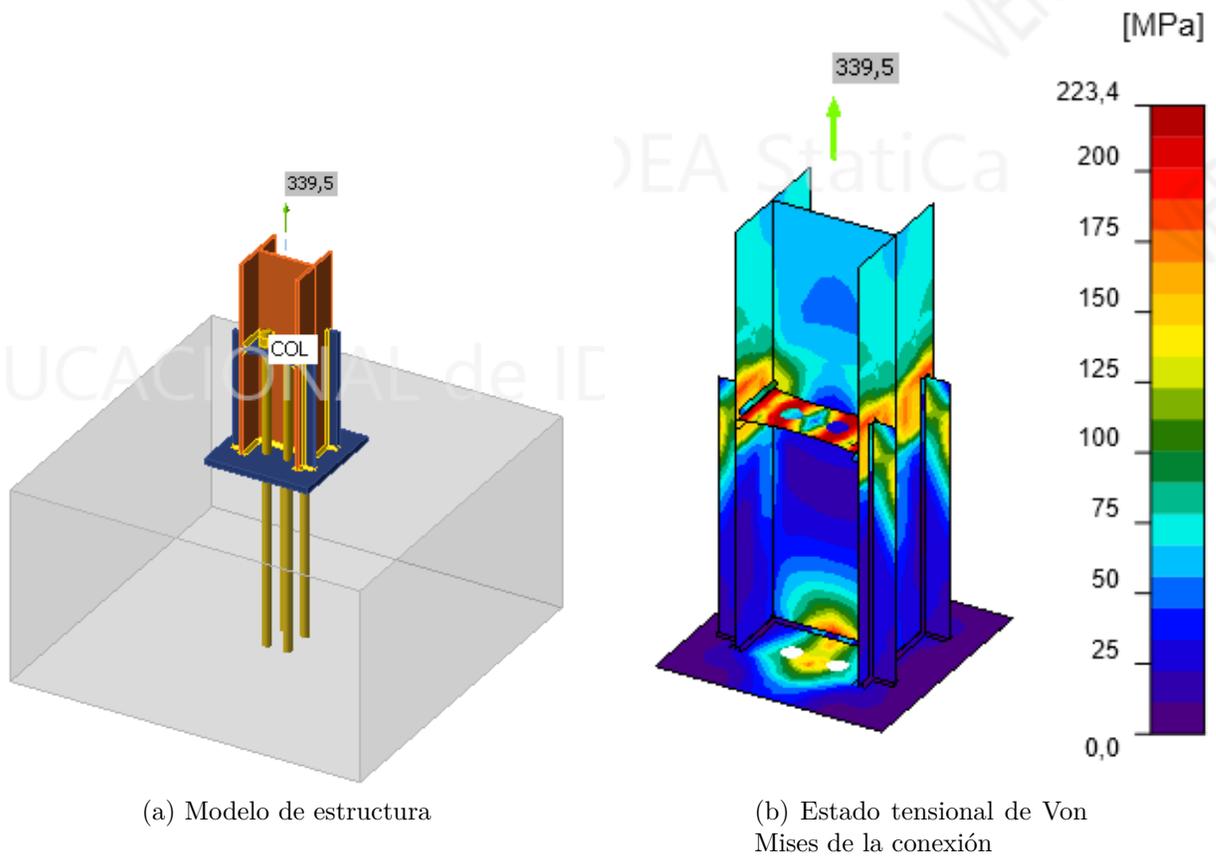


Figura 4.19: Modelo y estado tensional de la Estructura 1 Propuesta 5

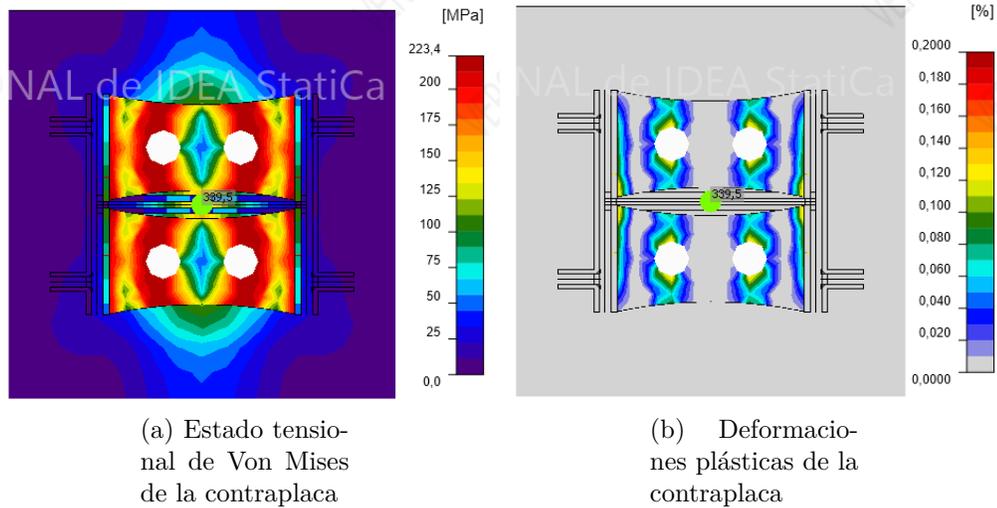
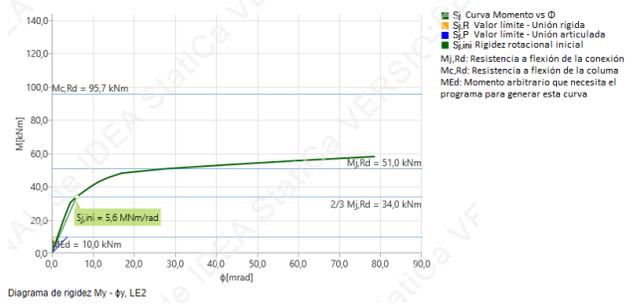
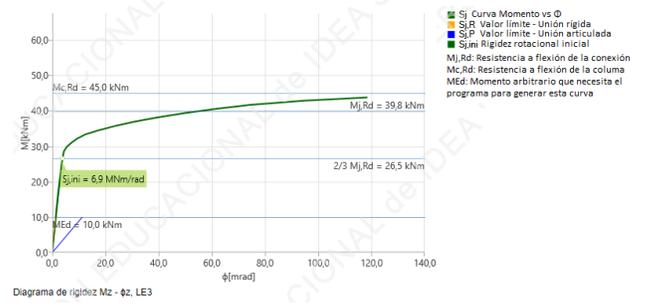


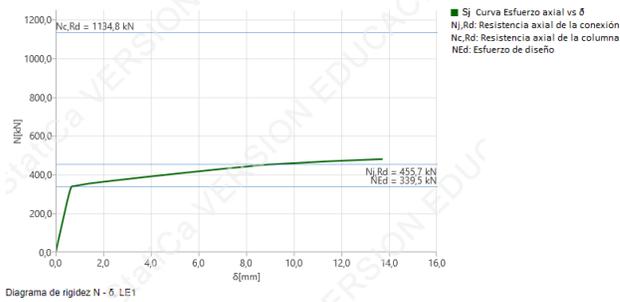
Figura 4.20: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 1 Propuesta 5



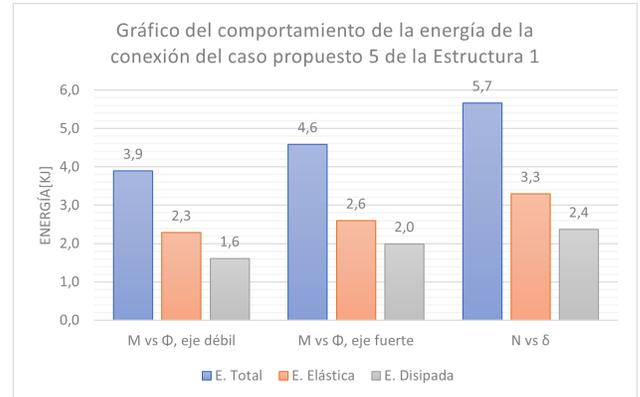
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.21: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 Propuesta 5

4.2. Estructura 2

En esta sección se presentan los diseños y resultados de los modelos numéricos de los pernos de anclaje y de la contraplaca de acero de la conexión placa base de la Estructura 2, para su versión original y sus propuestas. El resto de los elementos mantendrán sus diseños previos, que se muestran en breve (figura 4.22). Por último, mencionar que el acero utilizado para los diseños es el ASTM A36.

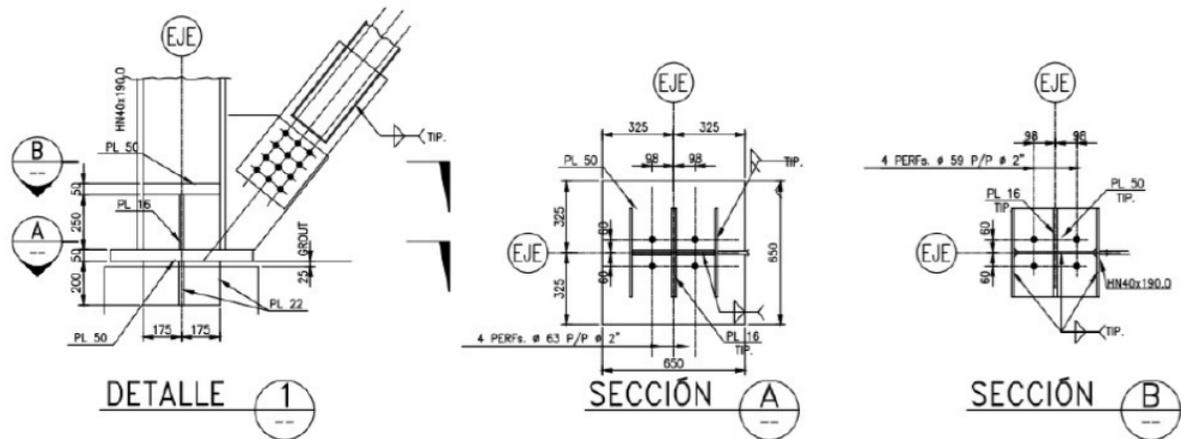


Figura 4.22: Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 2 (Celis, 2019)

Nuevamente, las fuerzas de diseño utilizadas se extrajeron del trabajo de título de Celis (2019):

Tabla 4.11: Tracción de diseño para el casos original y de las propuestas de la Estructura 2 (Celis, 2019)

$T_{diseño}$ [kN]	$T_{diseño\Omega}$ [kN]
1534.9	2302.4

4.2.1. Estructura 2 Original

En este caso, únicamente se rediseñaron los pernos de anclaje, por la misma razón presentado en el caso original de la estructura anterior. Gracias a esto, se cuenta con parámetros más medrados, que pueden ser comparados con las propuestas presentadas para esta estructura. Aclarado ello, se tiene que las dimensiones de la contraplaca y los anclajes son:

Tabla 4.12: Dimensiones de la contraplaca versión original, Estructura 2

Dimensión contraplaca original		
a[mm]	b[mm]	e[mm]
194	334	50

Tabla 4.13: Diseño de pernos de anclajes para la versión original, Estructura 2

Diámetro de perno [in]	Cantidad [-]
2	4

Ahora bien, al llevar todos los diseños al software de elementos finitos IDEA Statica entrega que el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises, las deformaciones plásticas respectivas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema son:

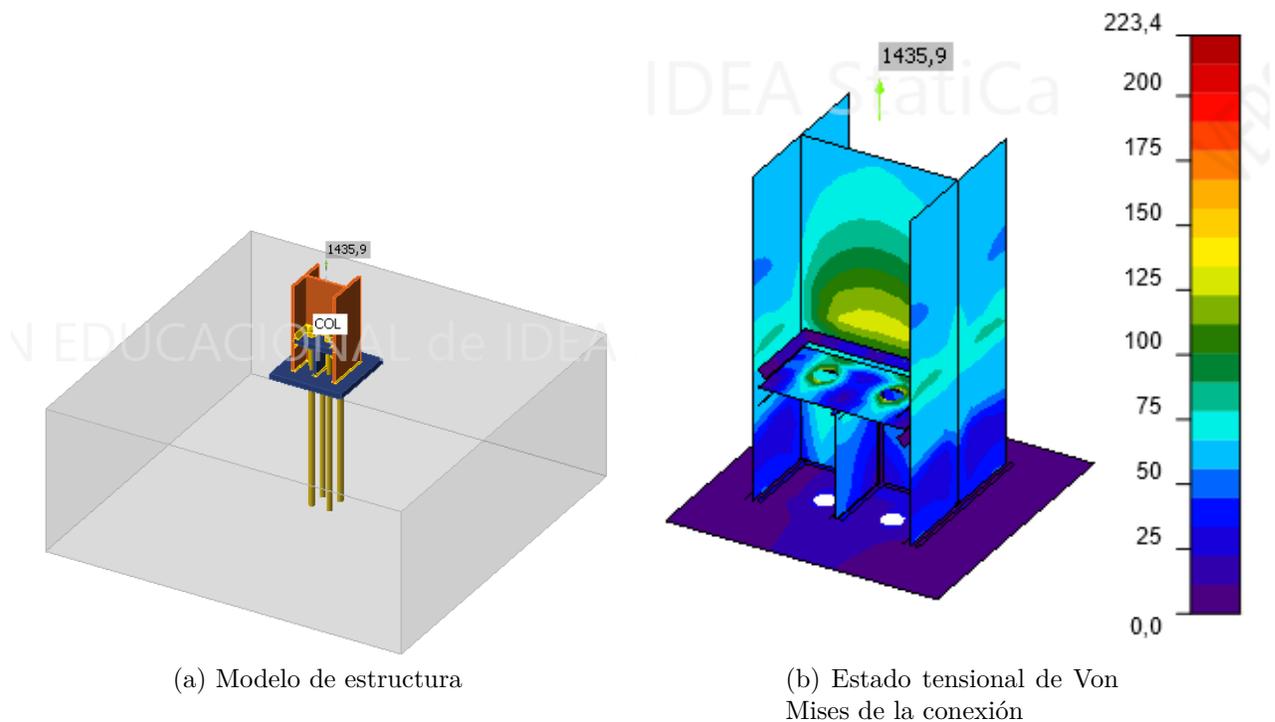
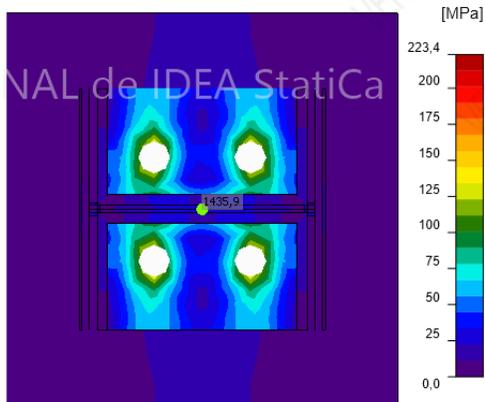
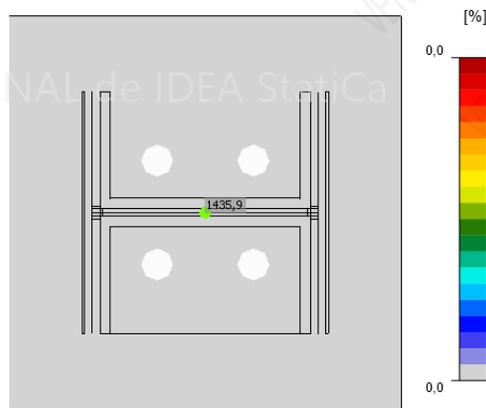


Figura 4.23: Modelo y estado tensional de la Estructura 2 versión original

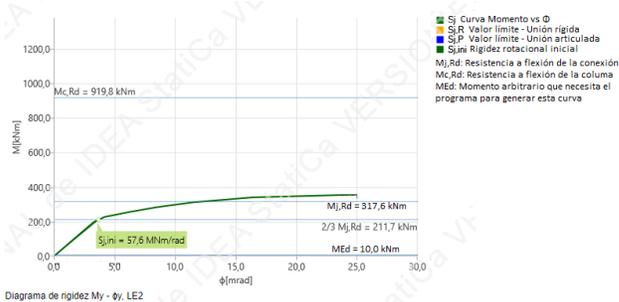


(a) Estado tensional de Von Mises de la contraplaca

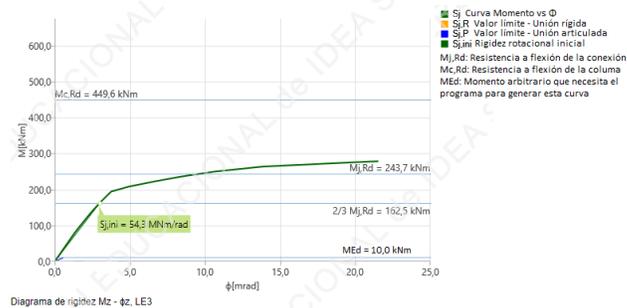


(b) Deformaciones plásticas de la contraplaca

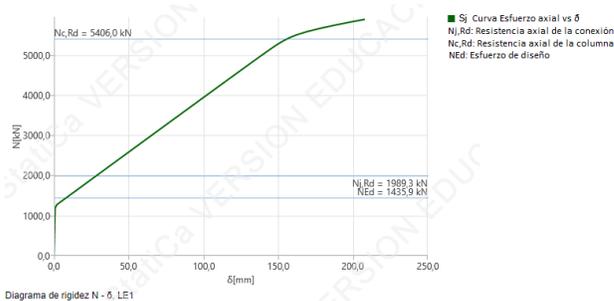
Figura 4.24: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 2 versión original



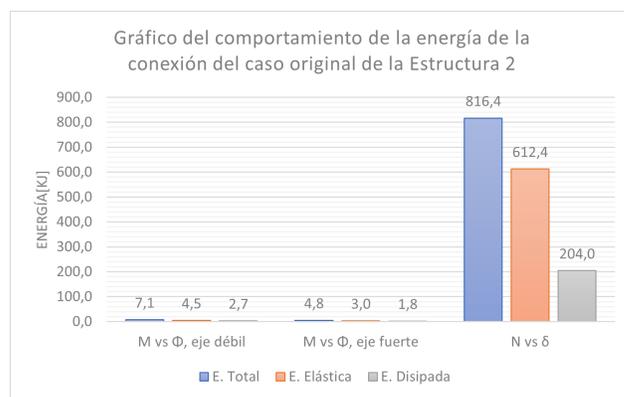
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.25: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 2 original

4.2.2. Estructura 2 Propuestas

4.2.2.1. Propuesta 1

A partir de todos los procedimientos metodológicos de diseño asociados a la *Configuración 2*, se obtiene que la contraplaca y los pernos deben ser igual a:

Tabla 4.14: Dimensión de la contraplaca para la Propuesta 1

Dimensión contraplaca Propuesta 1		
a[mm]	b[mm]	e[mm]
194	334	19

Tabla 4.15: Diseño de pernos de anclaje para la Propuesta 1

Diámetro de perno [in]	Cantidad [-]
2 1/4	4

Al llevar estos diseños a IDEA Statica, el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises de esta y de la contraplaca, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema para este caso son:

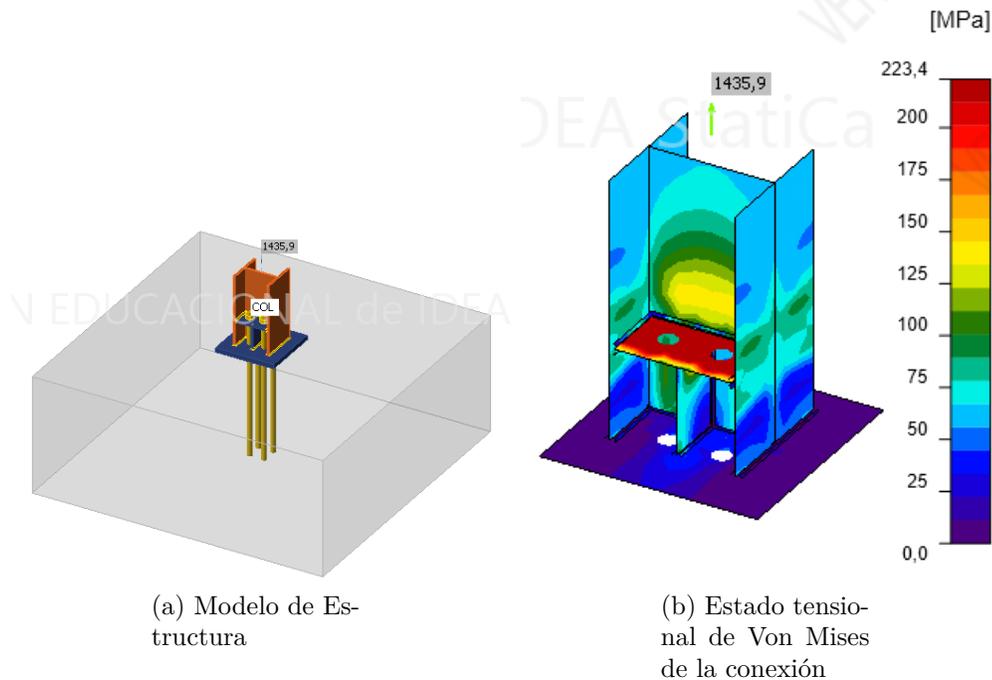
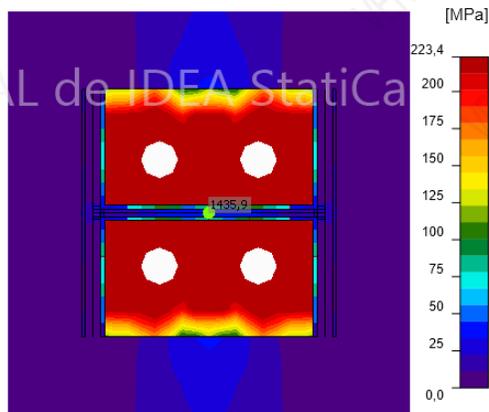
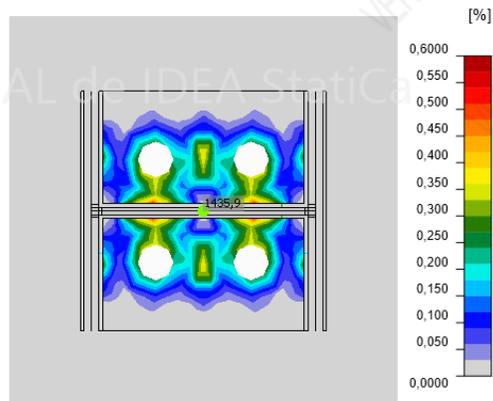


Figura 4.26: Modelo y Estado tensional de la Estructura 2 Propuesta 1

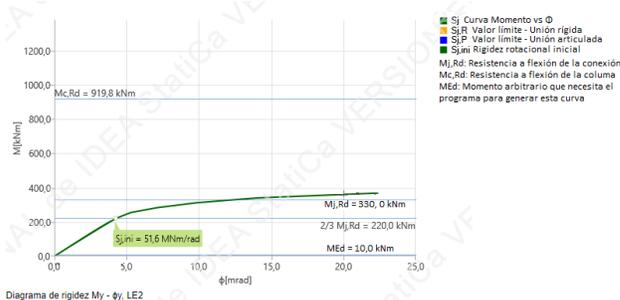


(a) Estado tensional de Von Mises de la Contraplaca

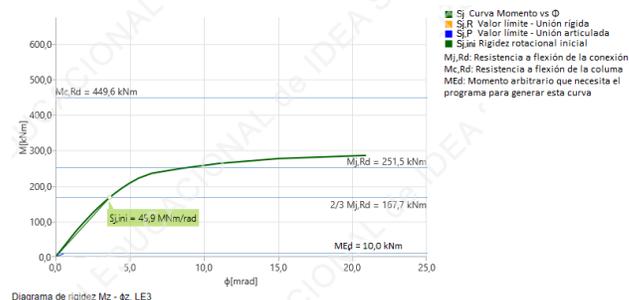


(b) Deformaciones plásticas de la Contraplaca

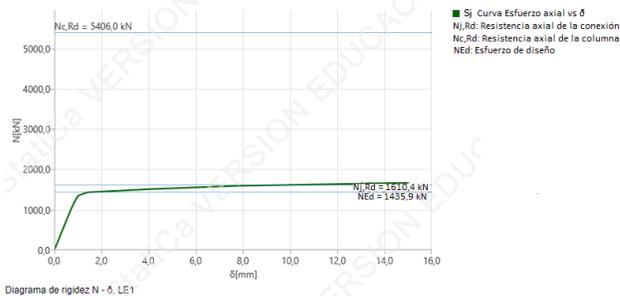
Figura 4.27: Estado tensional y Deformaciones Plástica de la Contraplaca de la Estructura 2 Propuesta 1



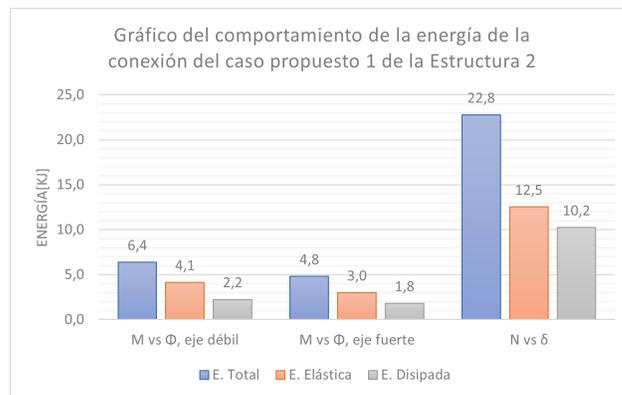
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.28: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 1 Propuesta 1

4.2.2.2. Propuesta 2, 3, 4 y 5

Al igual que en la Estructura 1, estas propuestas cuentan con las mismas dimensiones para las contraplacas y los pernos de anclajes, las cuales son:

Tabla 4.16: Dimensión de la contraplaca para las Propuestas 2, 3, 4 y 5

Dimensión contraplaca Propuesta 2, 3, 4 y 5		
a[mm]	b[mm]	e[mm]
194	334	33

Tabla 4.17: Diseño de pernos de anclaje para las Propuestas 2, 3, 4 y 5

Diámetro de perno [in]	Cantidad [-]
2 1/4	4

Los sistemas de refuerzos son iguales a los que se presentaron para los casos de propuestas de la Estructura 1.

Declarado lo anterior, a continuación, se presentan las geometrías de los sistemas de re-fuerzos y los análisis de cada propuesta de esta estructura.

Propuesta 2

Al llevar los diseños al software, el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía para este caso son:

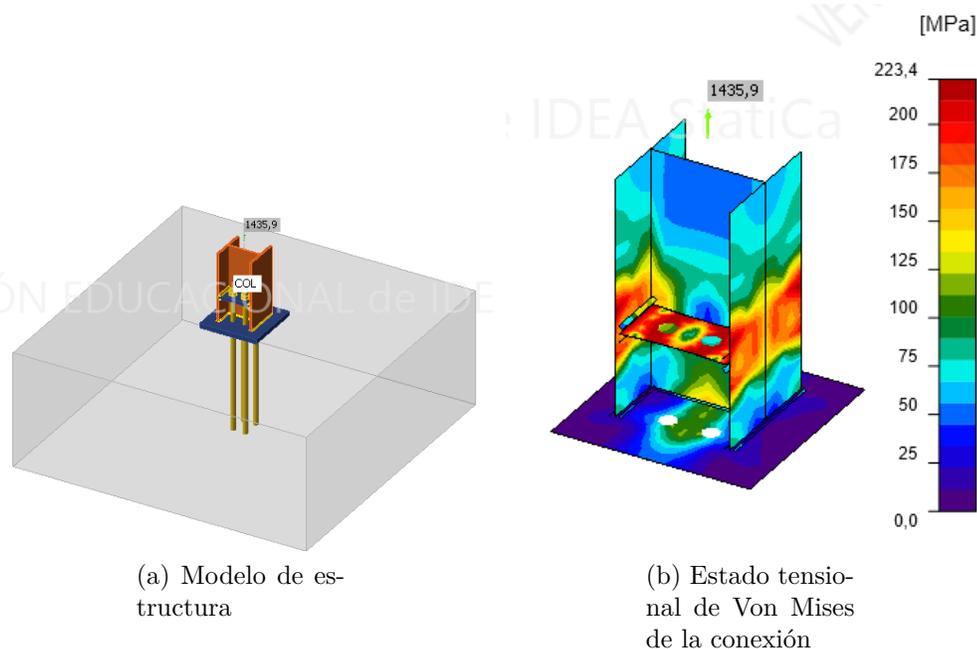
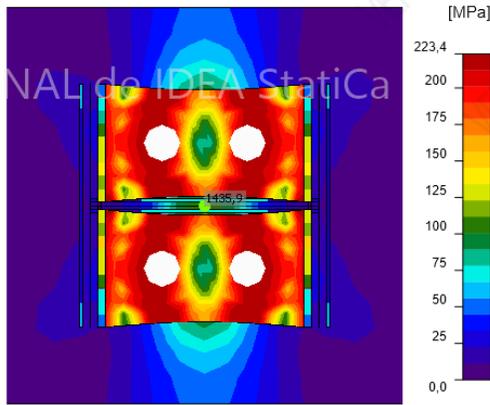
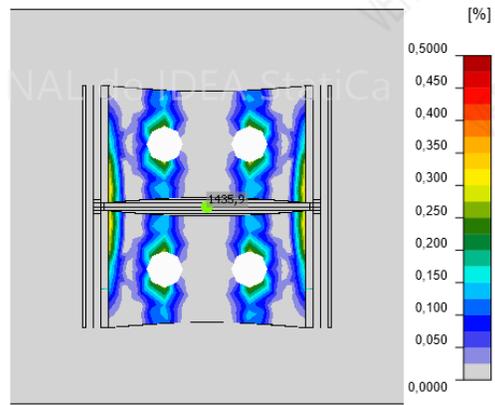


Figura 4.29: Modelo y estado tensional de la Estructura 2 Propuesta 2

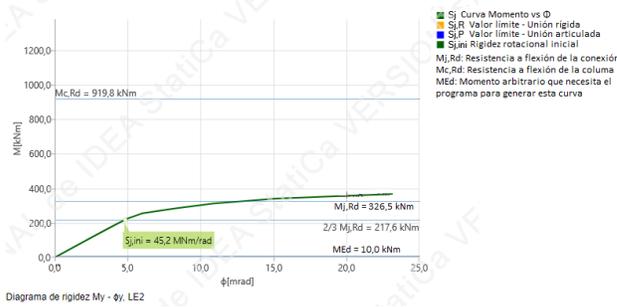


(a) Estado tensional de Von Mises de la contraplaca

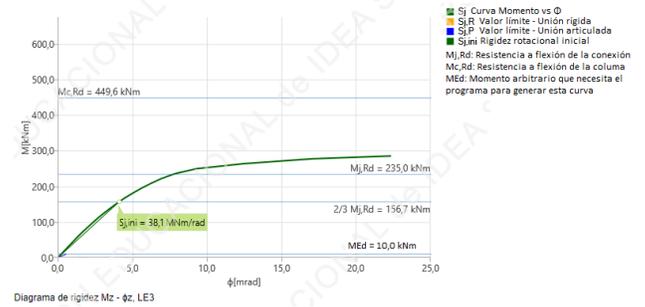


(b) Deformaciones plásticas de la contraplaca

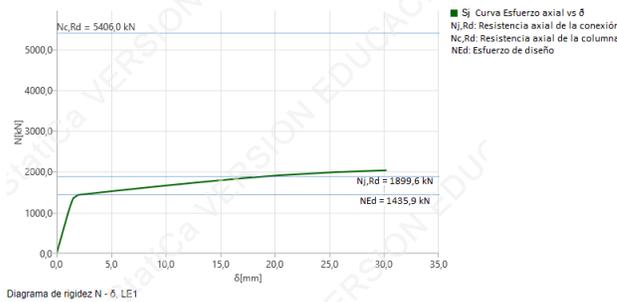
Figura 4.30: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 2 Propuesta 2



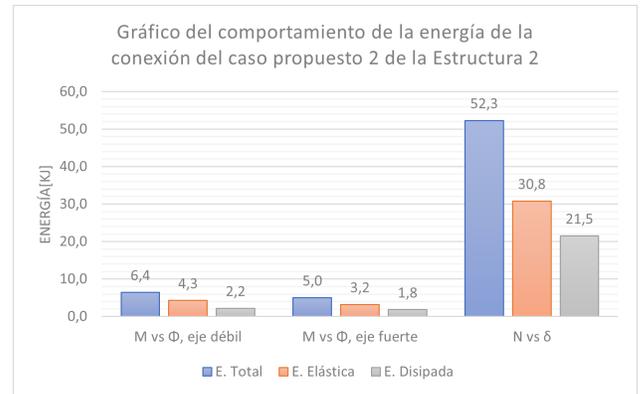
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.31: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 2 Propuesta 2

Propuesta 3

El sistema de refuerzo de este caso tiene las siguientes dimensiones:

Tabla 4.18: Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 3

Dimensiones de placas rigidizadoras		
b[mm]	h[mm]	e[mm]
170	100	10

Donde al llevar todo esto al software IDEA Statica, el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, tanto en el eje fuerte como en el eje débil de esta, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía para este caso son iguales a:

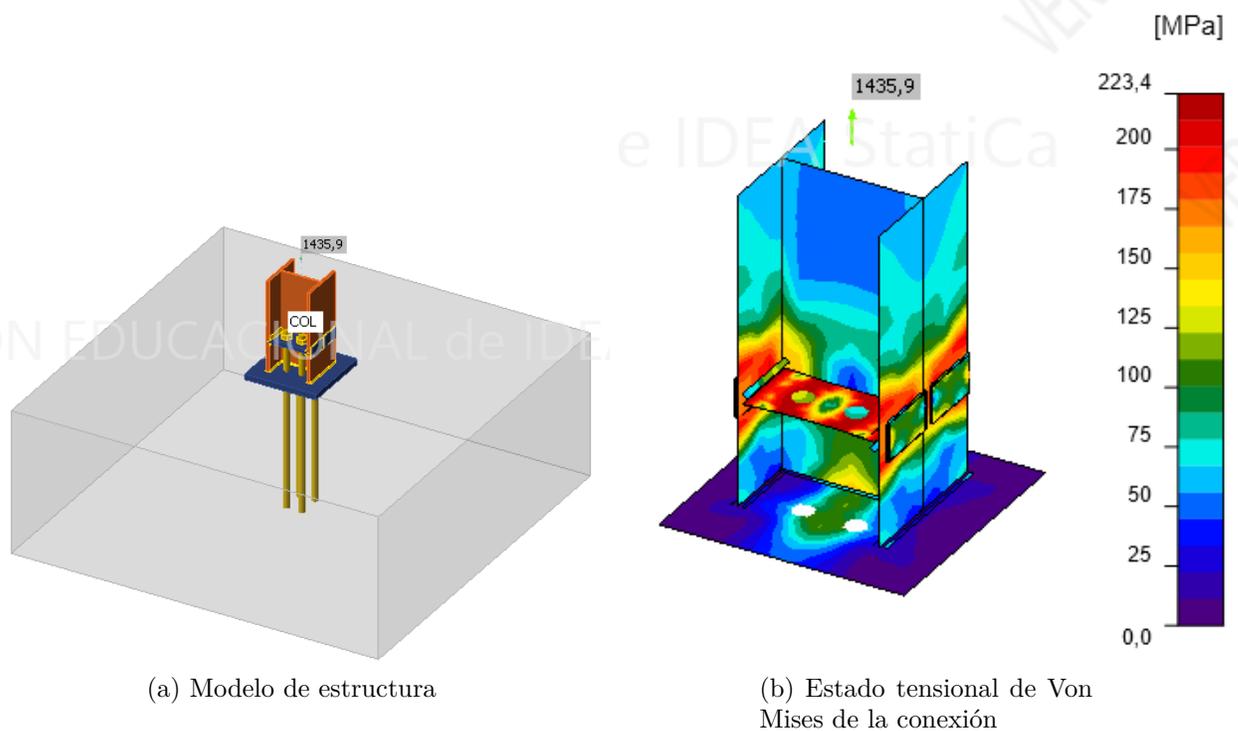
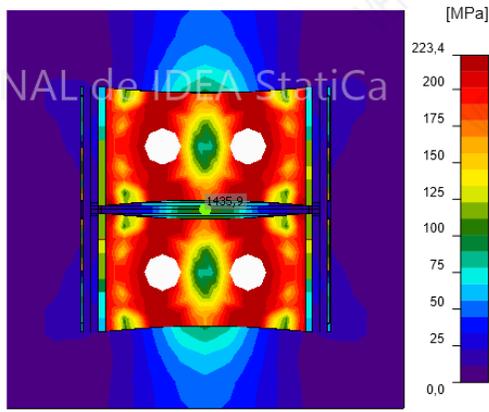
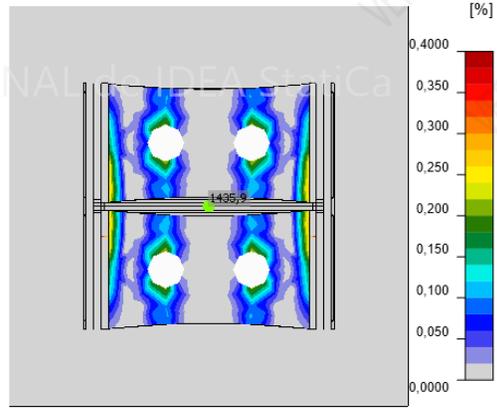


Figura 4.32: Modelo y estado tensional de la Estructura 2 Propuesta 3

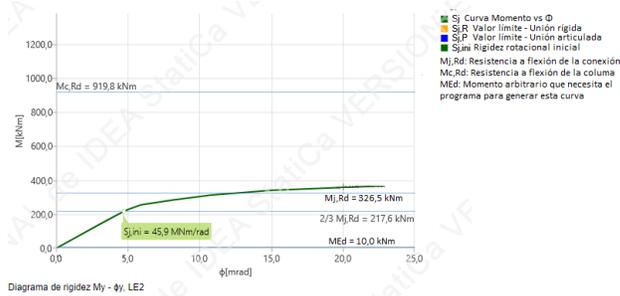


(a) Estado tensional de Von Mises de la contraplaca

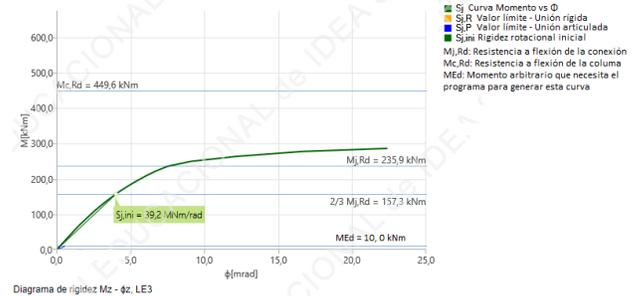


(b) Deformaciones plásticas de la contraplaca

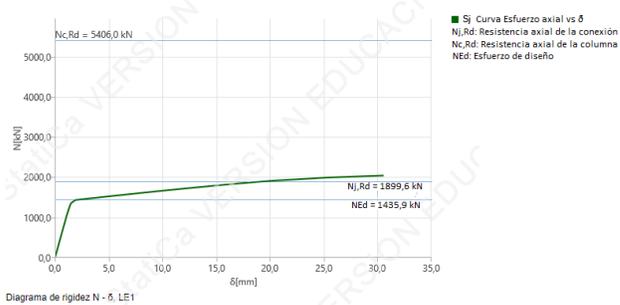
Figura 4.33: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 2 Propuesta 3



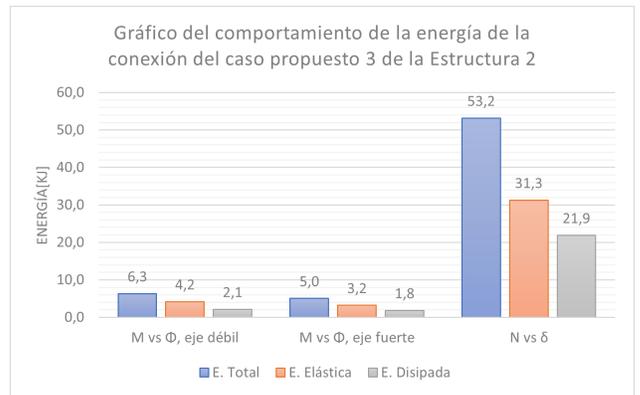
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.34: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 2 Propuesta 3

Propuesta 4

Las dimensiones de las placas rigidizadoras rectangulares para esta estructura son iguales a:

Tabla 4.19: Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 4

Dimensiones de placas rigidizadoras		
b[mm]	h[mm]	e[mm]
126	345	10

Al modelar en IDEA Statica, este entrega que el modelo, los estados tensionales de Von Mises de esta y de la contraplaca, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, tanto en el eje fuerte como en el eje débil de esta, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema son para este caso:

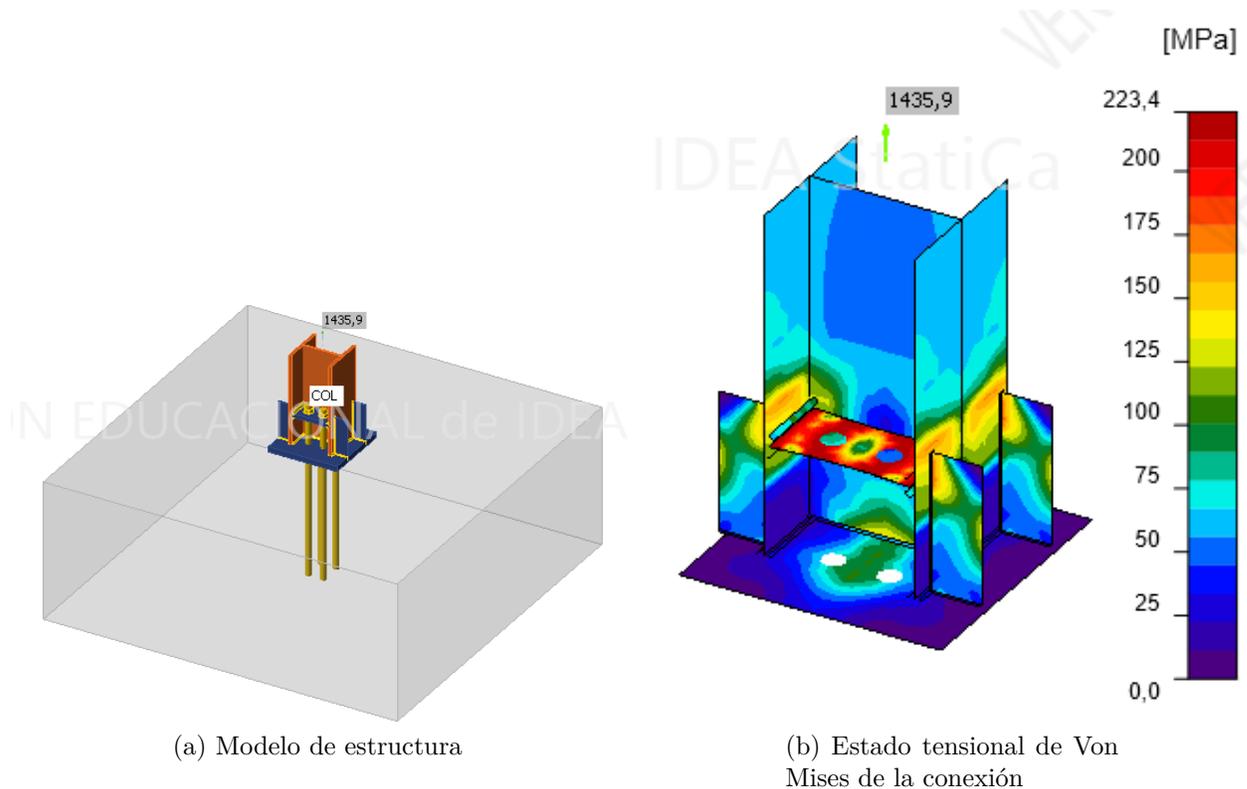


Figura 4.35: Modelo y estado tensional de la Estructura 2 Propuesta 4

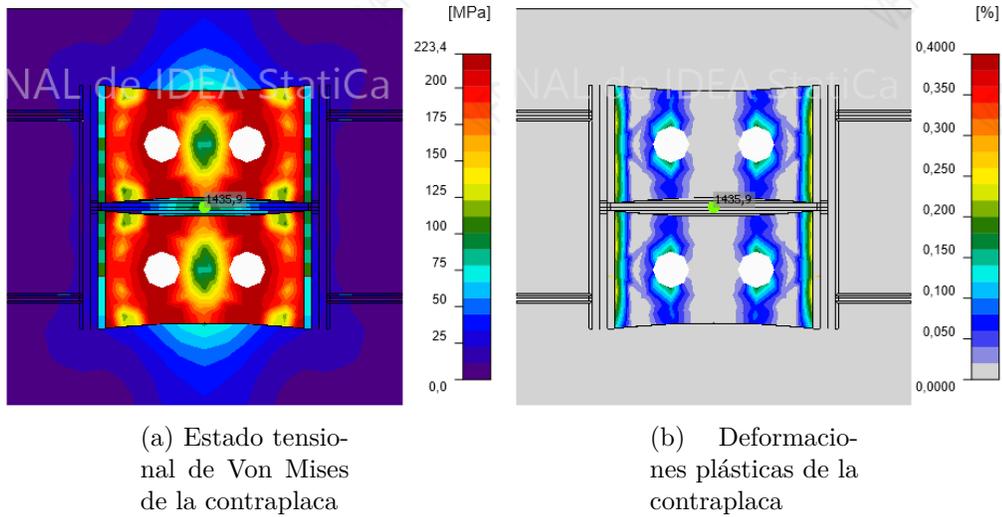
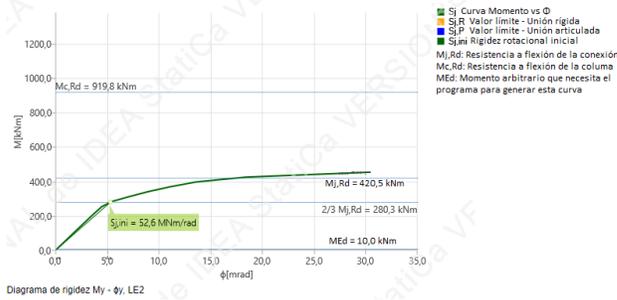
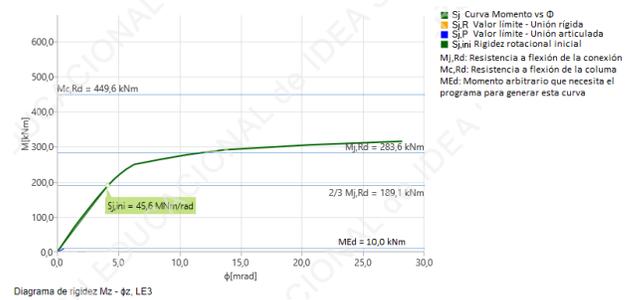


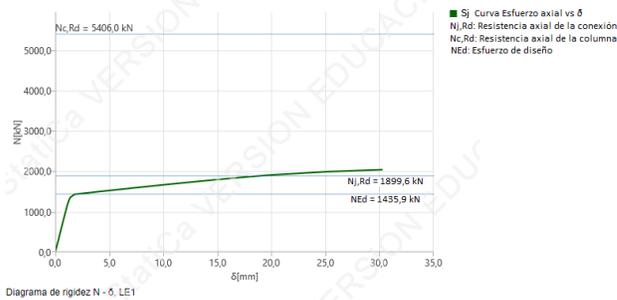
Figura 4.36: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 2 Propuesta 4



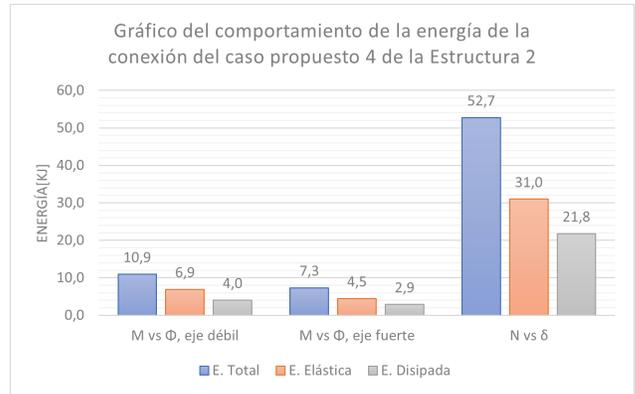
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.37: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 2 Propuesta 4

Propuesta 5

Al disminuir las dimensiones de los anchos de las placas rigidizadoras, estas quedan iguales a:

Tabla 4.20: Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 5

Dimensiones de placas rigidizadoras		
b[mm]	h[mm]	e[mm]
63	345	10

IDEA Statica para este caso entrega que el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises de esta y de la contraplaca, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema son:

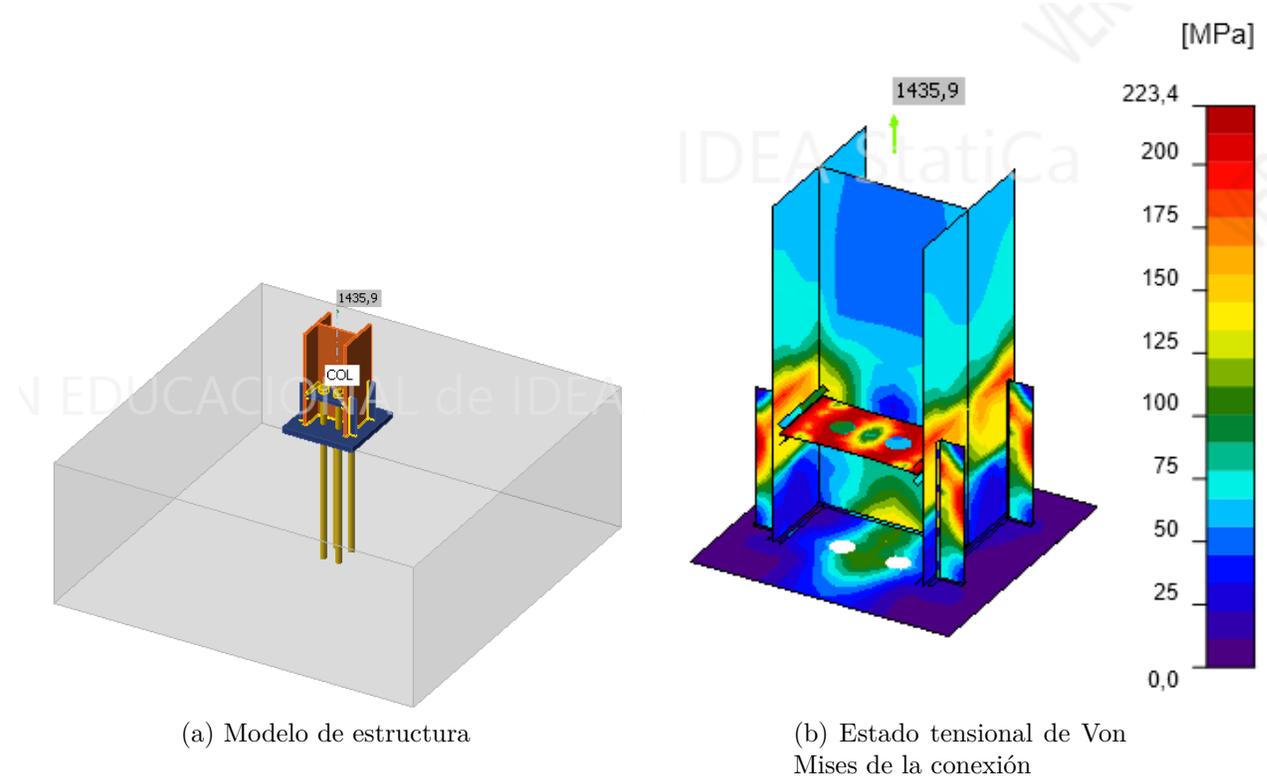


Figura 4.38: Modelo y estado tensional de la Estructura 2 Propuesta 5

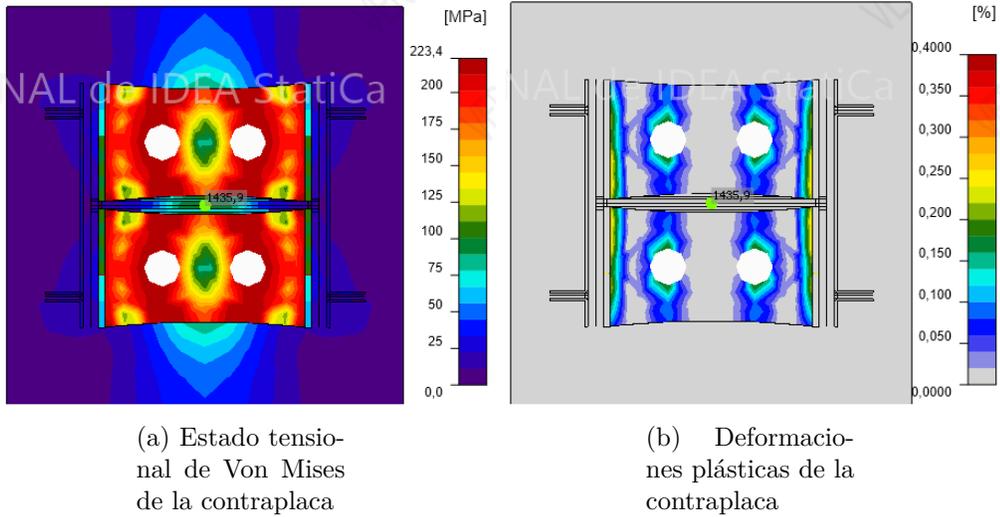


Figura 4.39: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 2 Propuesta 5

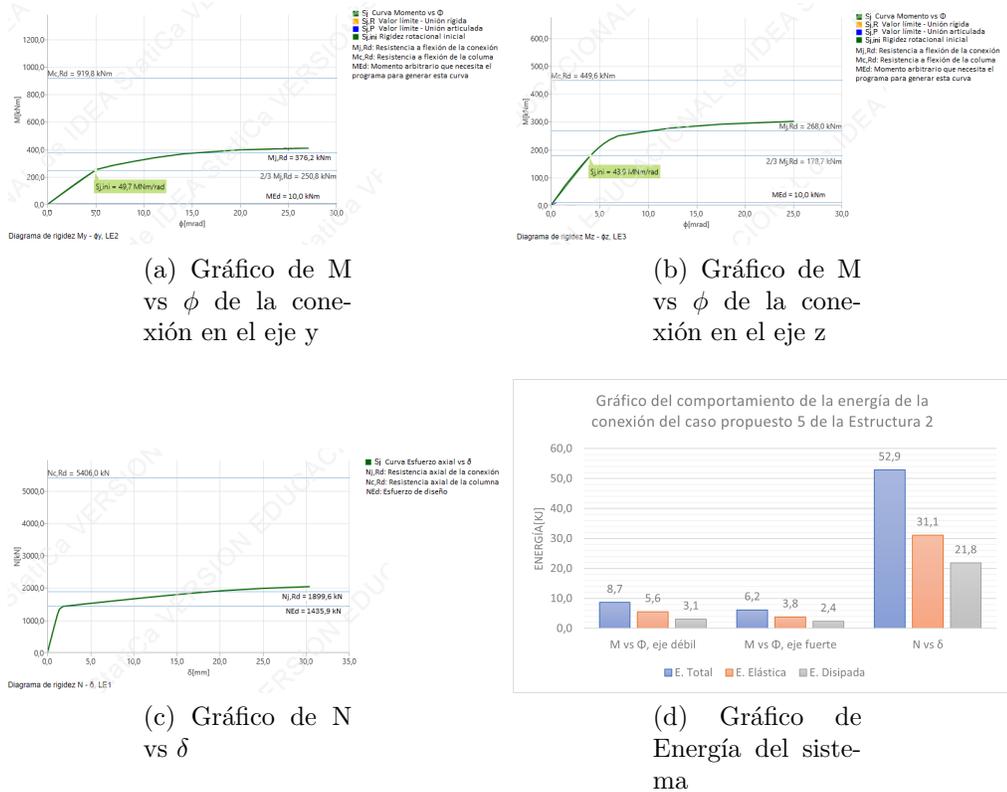


Figura 4.40: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 2 Propuesta 5

4.3. Estructura 3

En esta sección se presentan solo los diseños y resultados de los modelos numéricos de los pernos de anclaje y de la contraplaca de acero de la conexión placa base de la Estructura 3, para su versión original y sus propuestas. El resto de los elementos mantendrán sus diseños previos que se muestran en breve (figura 4.41). Por último, mencionar que el acero utilizado para los diseños es el ASTM A36.

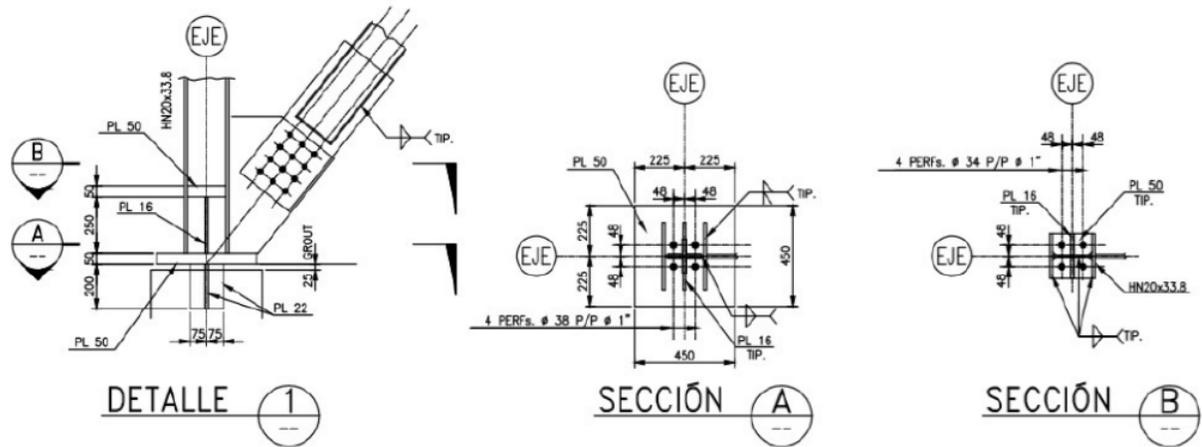


Figura 4.41: Detalle del anclaje de las columnas sismorresistentes para la Estructura 3 (Celis, 2019)

El trabajo de título de Celis (2019) entrega que las fuerzas de diseño son iguales a:

Tabla 4.21: Tracción de diseño para el caso original y de las propuestas de la Estructura 3, (Celis, 2019)

$T_{diseño}$ [kN]	$T_{diseño\Omega}$ [kN]
203.8	305.7

4.3.1. Estructura 3 Original

El rediseño de los pernos de anclaje, se hace nuevamente por el sobredimensionamiento del diseño original, manteniéndose las dimensiones de las contraplacas, por lo que los valores para este caso son:

Tabla 4.22: Dimensiones de la contraplaca versión original, Estructura 3

Dimensión contraplaca original		
a[mm]	b[mm]	e[mm]
97	168	50

Tabla 4.23: Dimensiones de la contraplaca versión original, Estructura 3

Diámetro de perno [in]	Cantidad [-]
3/4	4

Ahora bien, al llevar a IDEA Stática todos estos, el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, tanto en el eje fuerte como en el eje débil de la conexión, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema son:

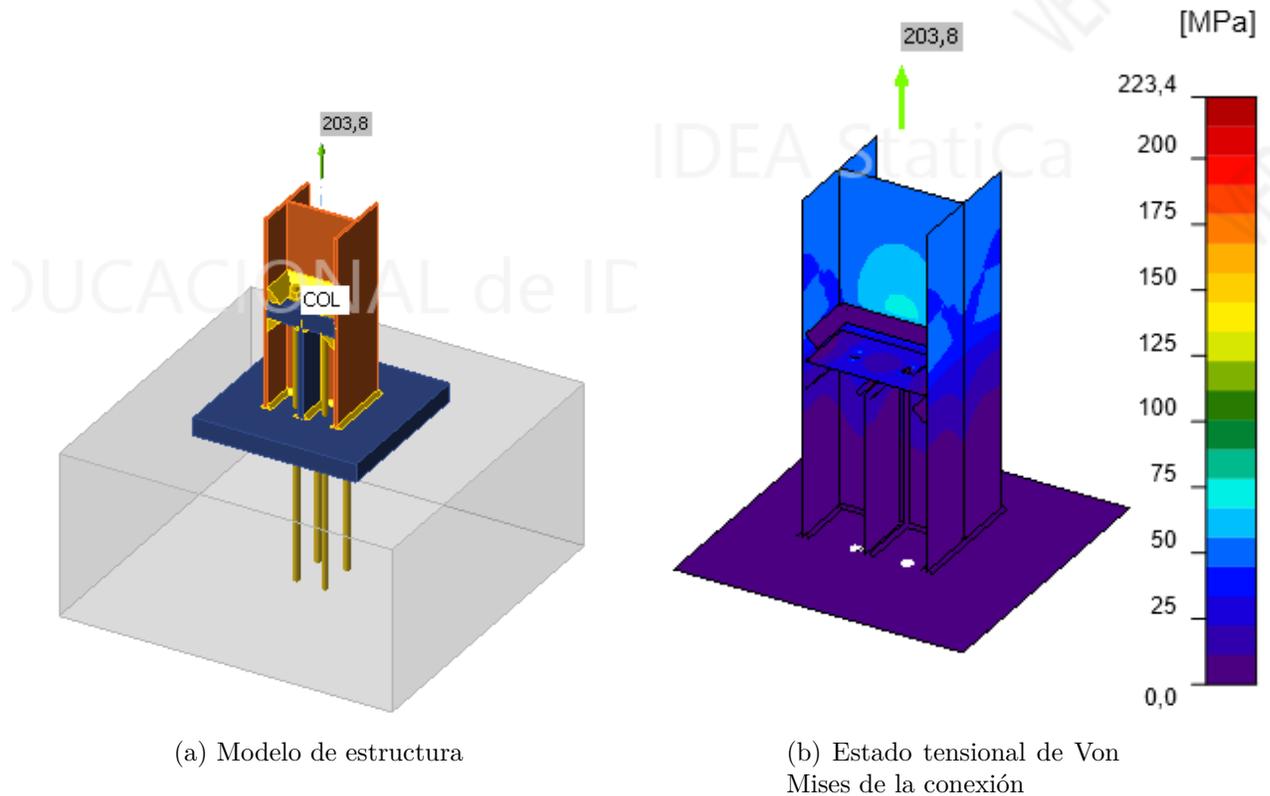
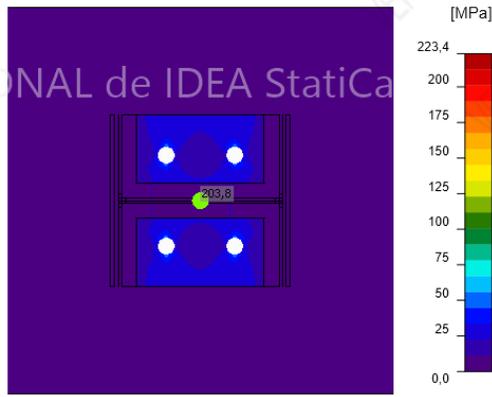
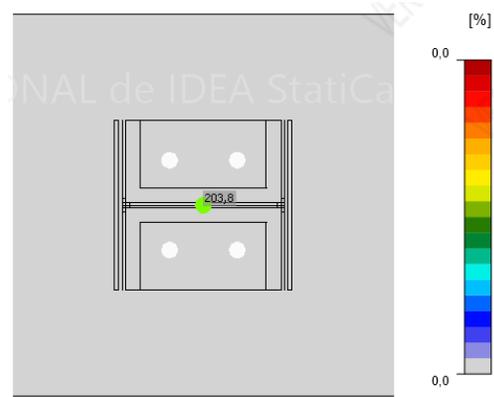


Figura 4.42: Modelo y estado tensional de la Estructura 3 versión original



(a) Estado tensional de Von Mises de la contraplaca

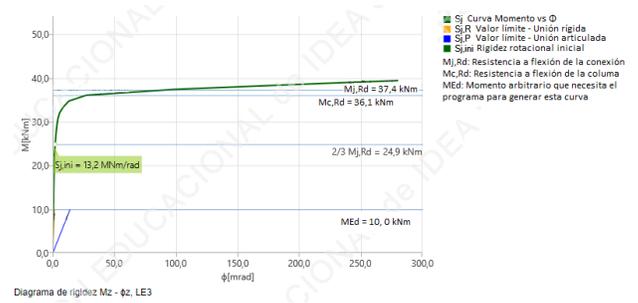


(b) Deformaciones plásticas de la contraplaca

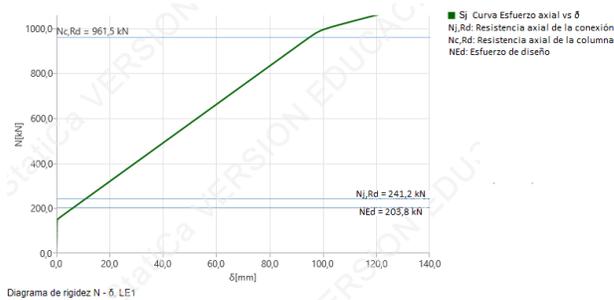
Figura 4.43: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 3 versión original



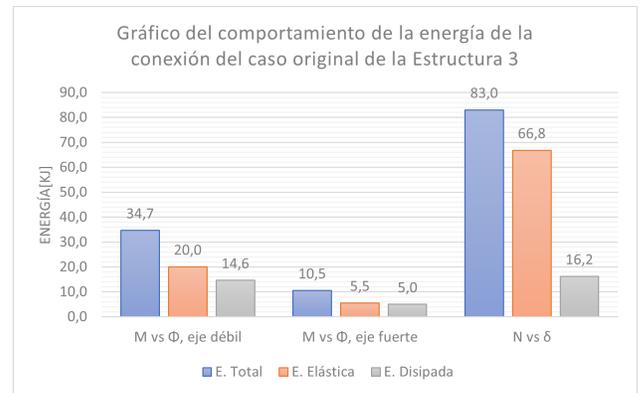
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.44: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 3 Original

4.3.2. Estructura 3 Propuestas

4.3.2.1. Propuesta 1

Los procedimientos metodológicos de la *Configuración 2* arrojan que las dimensiones de la contraplaca y los pernos de anclajes deben ser igual a:

Tabla 4.24: Dimensión de la contraplaca para la Propuesta 1

Dimensión contraplaca Propuesta 1		
a[mm]	b[mm]	e[mm]
97	168	8

Tabla 4.25: Diseño de pernos de anclaje para la Propuesta 1

Diámetro de perno [in]	Cantidad [-]
7/8	4

El software IDEA Statica entrega que el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, tanto en el eje fuerte como en el eje débil, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema son para este caso:

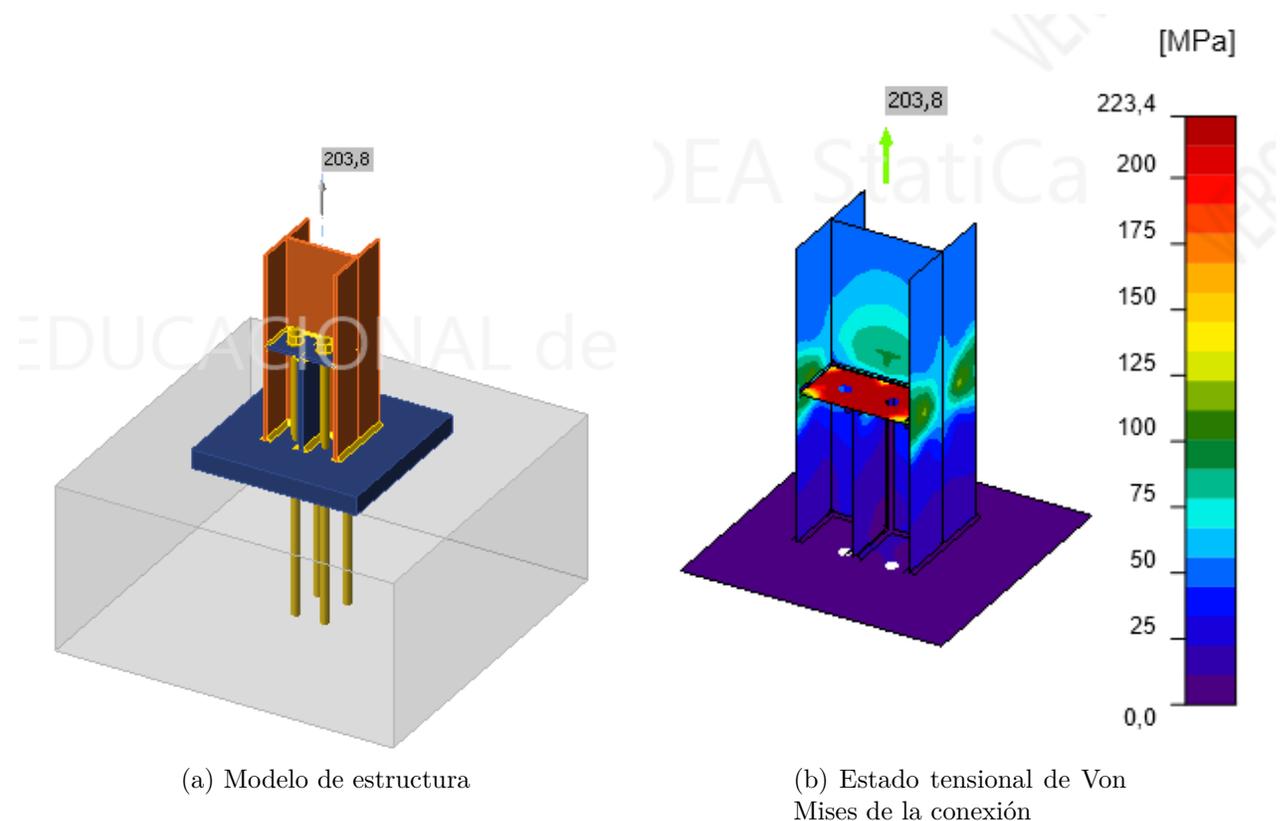
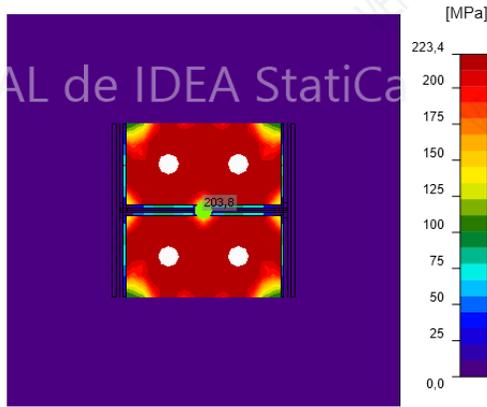
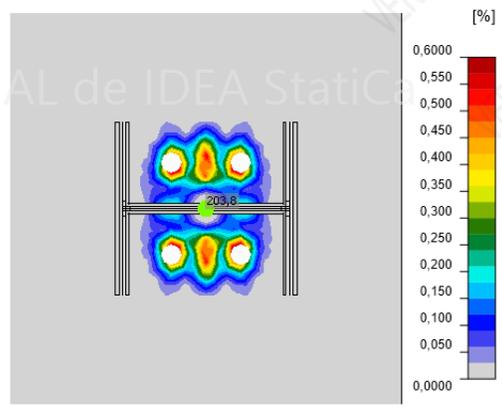


Figura 4.45: Modelo y estado tensional de la Estructura 3 Propuesta 1

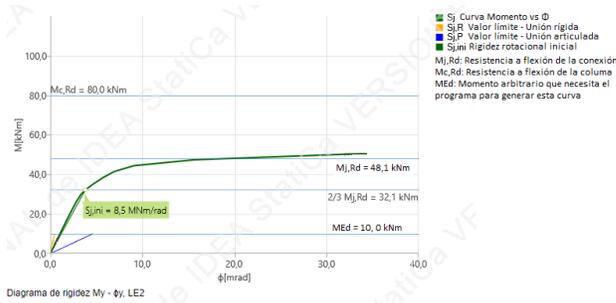


(a) Estado tensional de Von Mises de la contraplaca

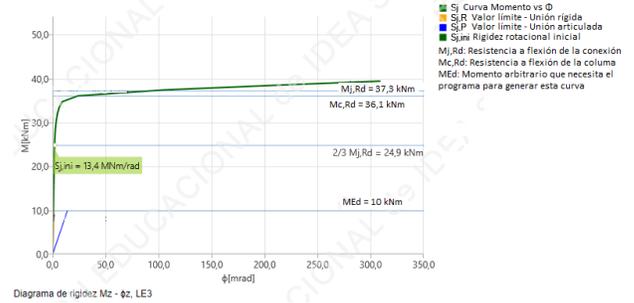


(b) Deformaciones plásticas de la contraplaca

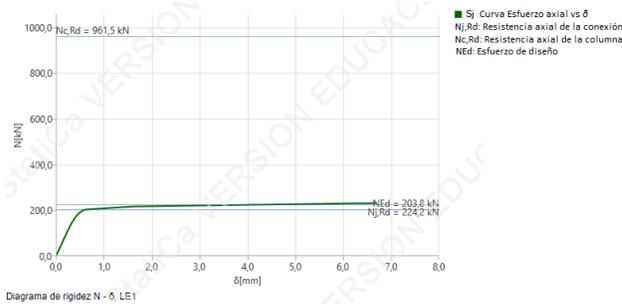
Figura 4.46: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 3 Propuesta 1



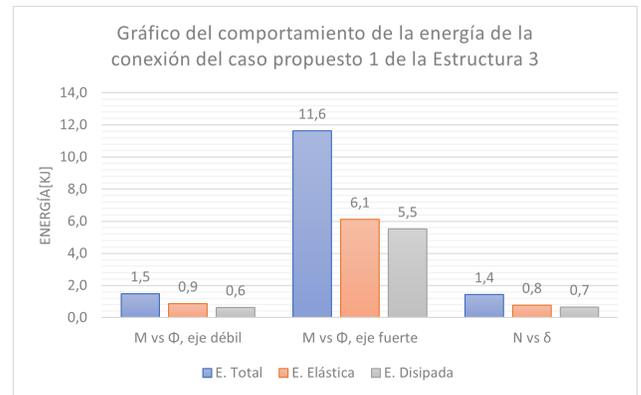
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.47: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 3 Propuesta 1

4.3.2.2. Propuestas 2, 3, 4 y 5

Las dimensiones de las contraplacas y los pernos de anclajes para estas propuestas son:

Tabla 4.26: Dimensión de la contraplaca para la Propuestas 2, 3, 4 y 5

Dimensión contraplaca Propuestas 2, 3, 4 y 5		
a[mm]	b[mm]	e[mm]
97	168	14

Tabla 4.27: Diseño de pernos de anclaje para las Propuestas 2, 3, 4 y 5

Diámetro de perno [in]	Cantidad [-]
7/8	4

Los sistemas de refuerzos son iguales a los que se presentaron para los casos de propuestas de la Estructura 1.

Declarado lo anterior, a continuación, se presentan las geometrías de los sistemas de re-fuerzos y los análisis de cada propuesta de esta estructura.

Propuesta 2

Al llevar los diseños al software, el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema para este caso son:

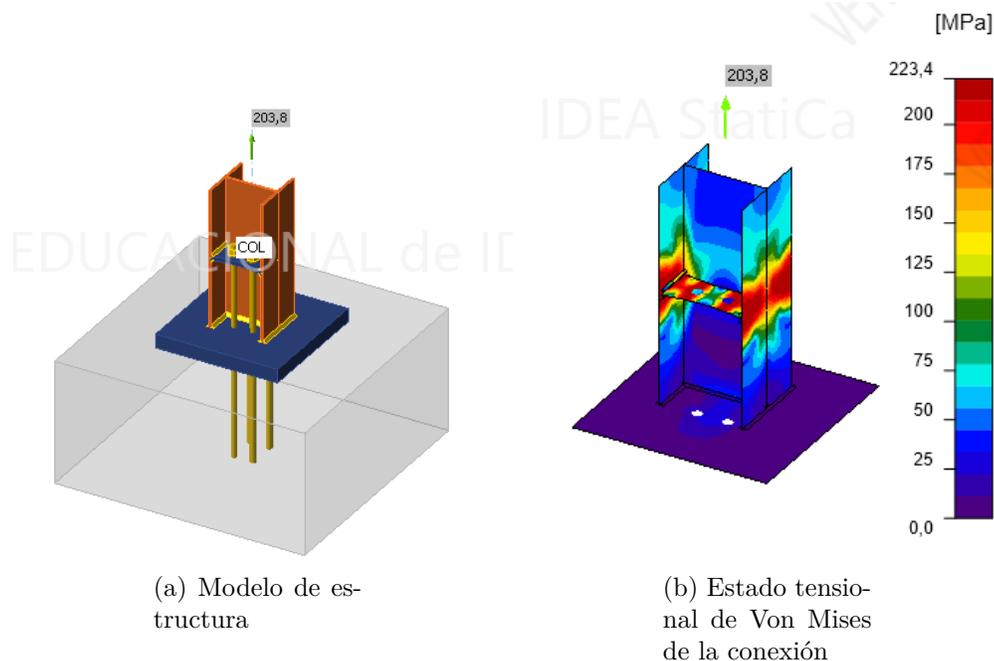
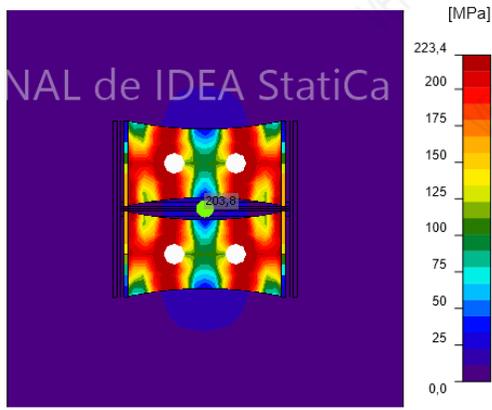
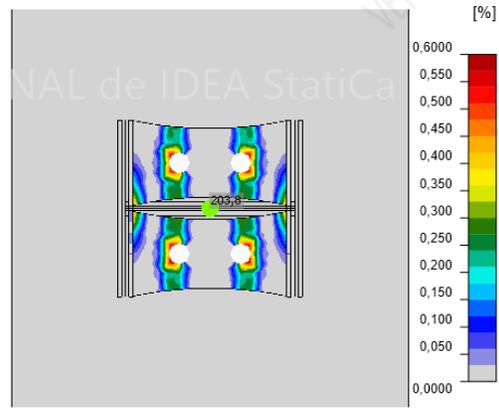


Figura 4.48: Modelo y estado tensional de la Estructura 3 Propuesta 2

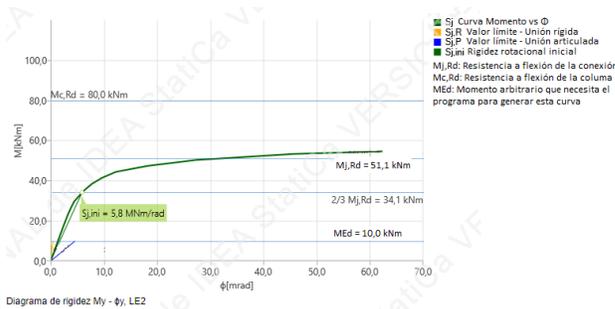


(a) Estado tensional de Von Mises de la contraplaca

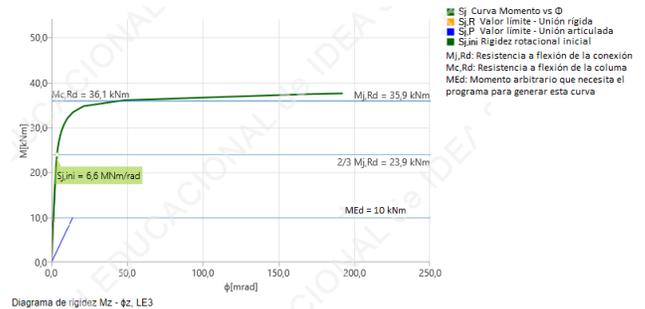


(b) Deformaciones plásticas de la contraplaca

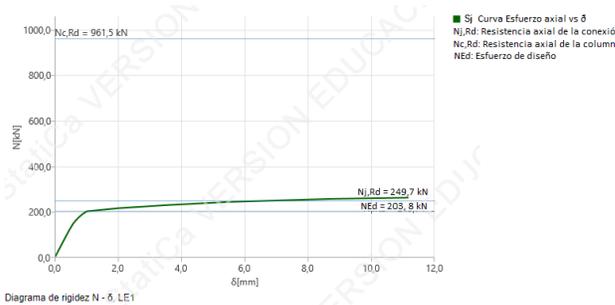
Figura 4.49: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 3 Propuesta 2



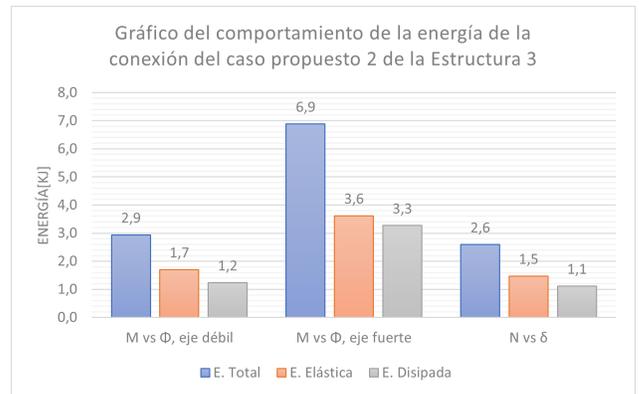
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.50: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 3 Propuesta 2

Propuesta 3

Las dimensiones de este sistema de refuerzo, se muestran a continuación:

Tabla 4.28: Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 3

Dimensiones de placas rigidizadoras		
b[mm]	h[mm]	e[mm]
80	80	10

Donde al llevarlos a IDEA Stática, el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises de esta y de la contraplaca, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema son para este caso:

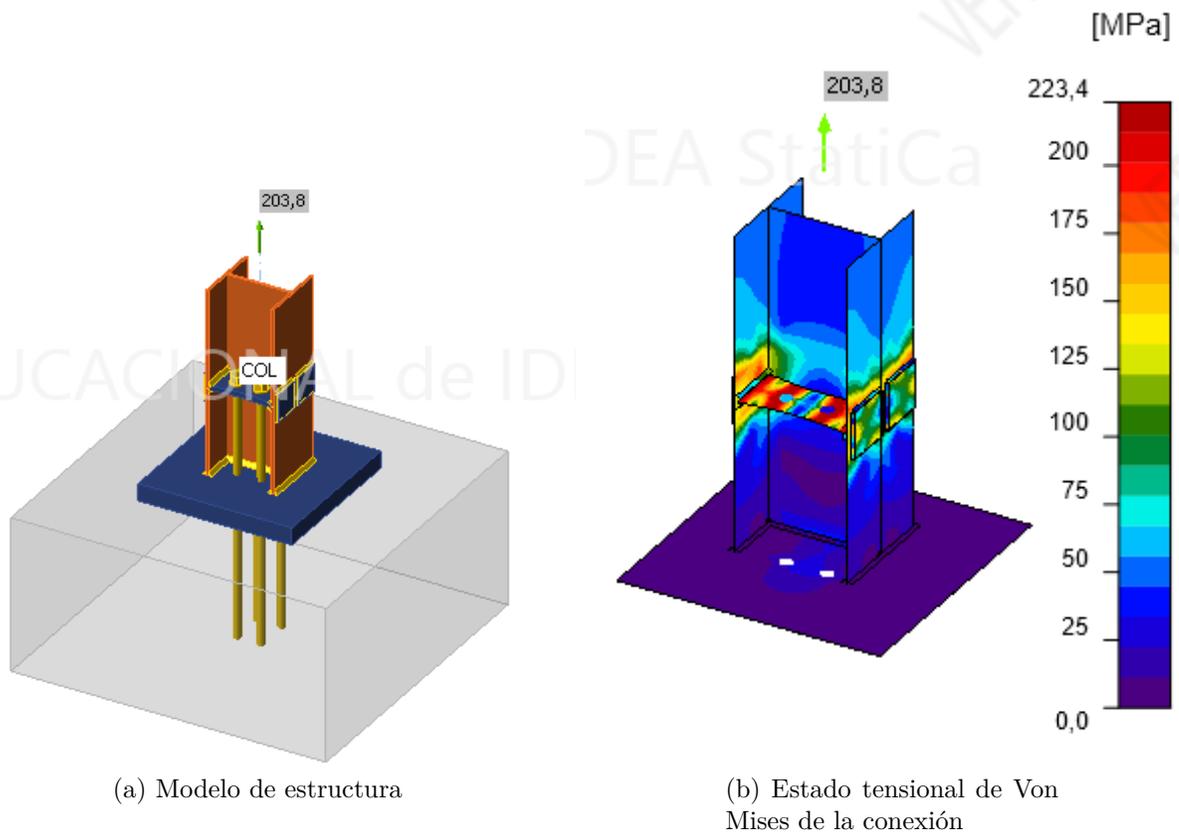
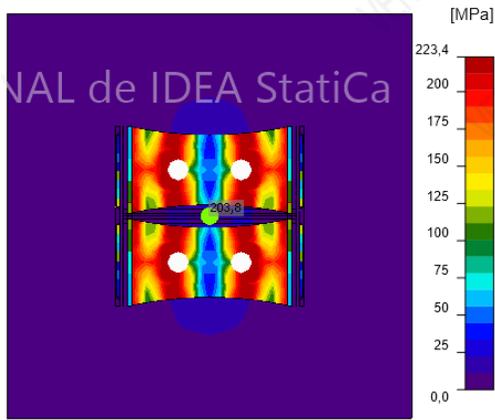
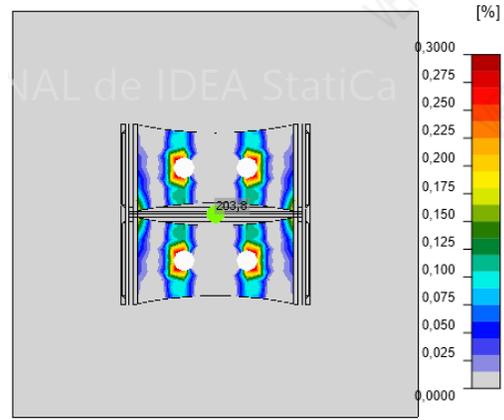


Figura 4.51: Modelo y estado tensional de la Estructura 3 Propuesta 3

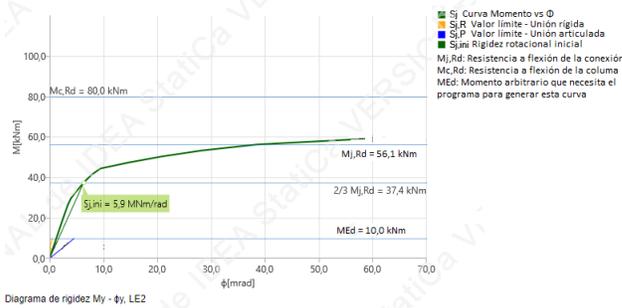


(a) Estado tensional de Von Mises de la contraplaca

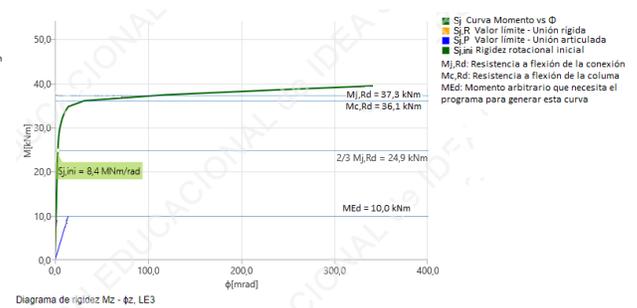


(b) Deformaciones plásticas de la contraplaca

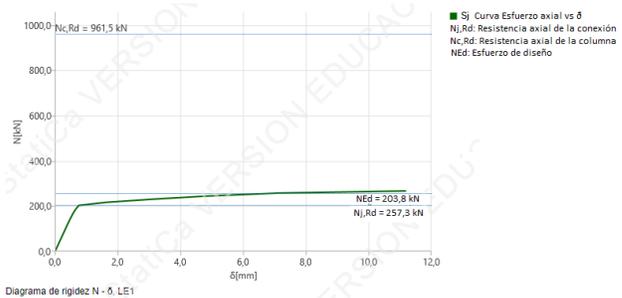
Figura 4.52: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 3 Propuesta 3



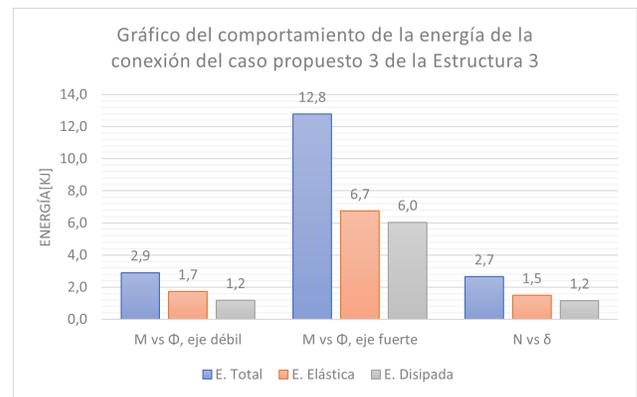
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.53: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 3 Propuesta 3

Propuesta 4

Las dimensiones de las dos placas rigidizadoras rectangulares soldadas a cada ala de la columna son:

Tabla 4.29: Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 4

Dimensiones de placas rigidizadoras		
b[mm]	h[mm]	e[mm]
126	315	10

Al trasladar los diseños al IDEA Statica, este entrega que tanto modelo, los estados tensionales de Von Mises, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema son para este caso:

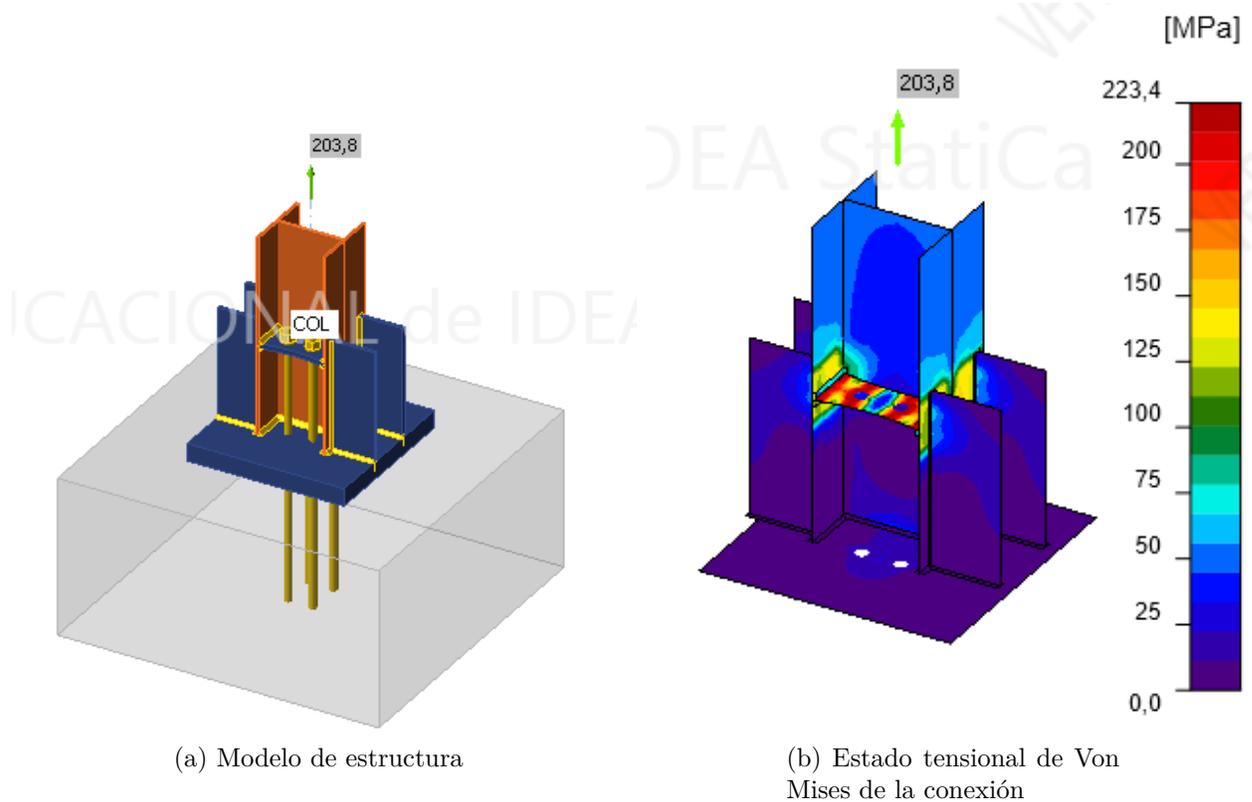
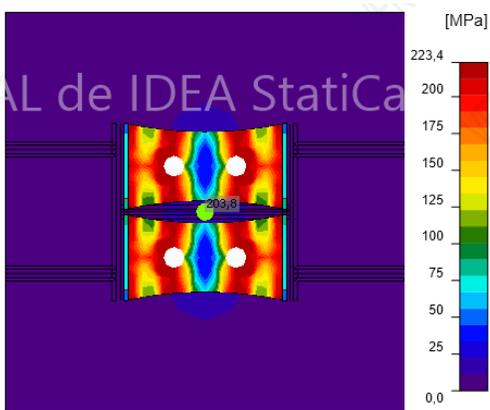
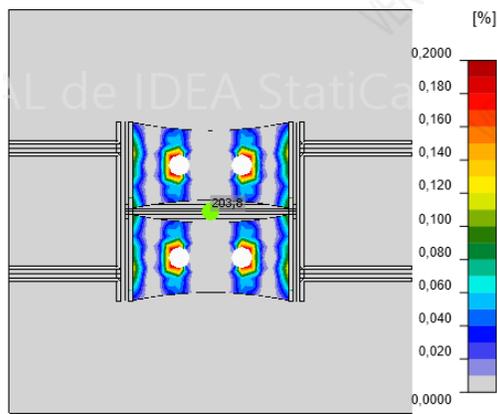


Figura 4.54: Modelo y estado tensional de la Estructura 3 Propuesta 4

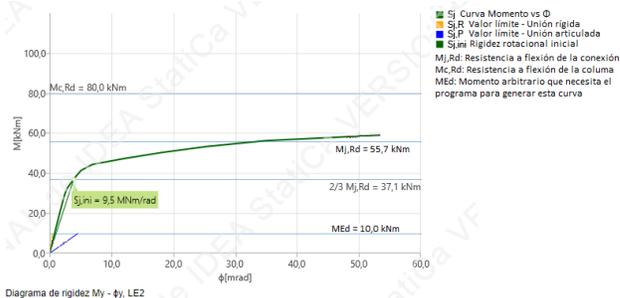


(a) Estado tensional de Von Mises de la contraplaca

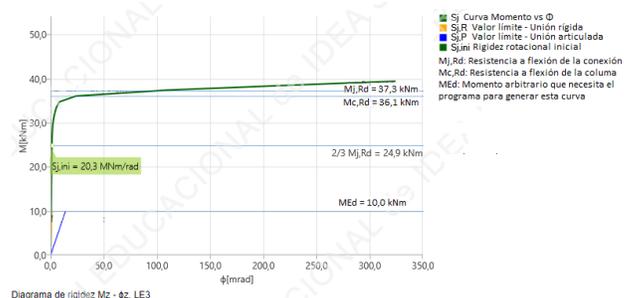


(b) Deformaciones plásticas de la contraplaca

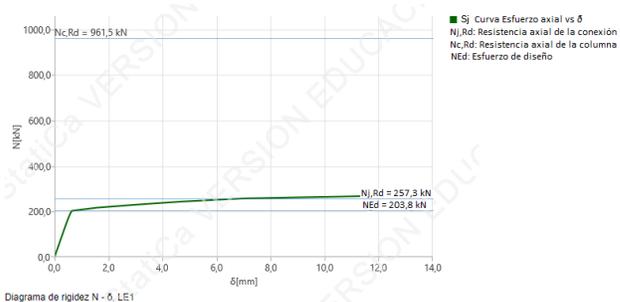
Figura 4.55: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 3 Propuesta 4



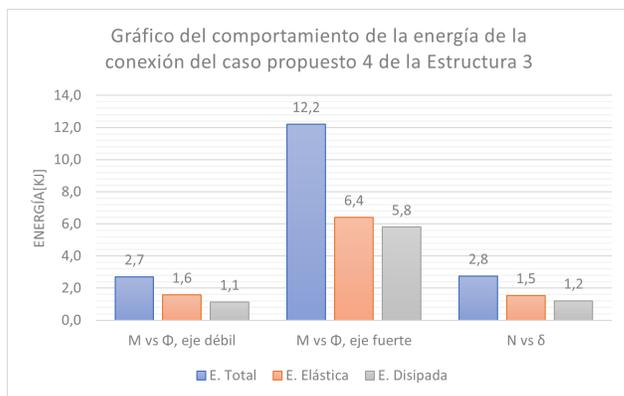
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.56: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 3 Propuesta 4

Propuesta 5

Las dimensiones de las placas rigidizadoras para este caso son:

Tabla 4.30: Dimensiones de placas rigidizadoras, Propuesta 5

Dimensiones de placas rigidizadoras		
b[mm]	h[mm]	e[mm]
63	315	10

IDEA Statica entrega que tanto el modelo de la conexión, los estados tensionales de Von Mises de esta y de la contraplaca, las deformaciones plásticas, los diagramas de momento-curvatura, el diagrama de deformación axial y el comportamiento de la energía del sistema son:

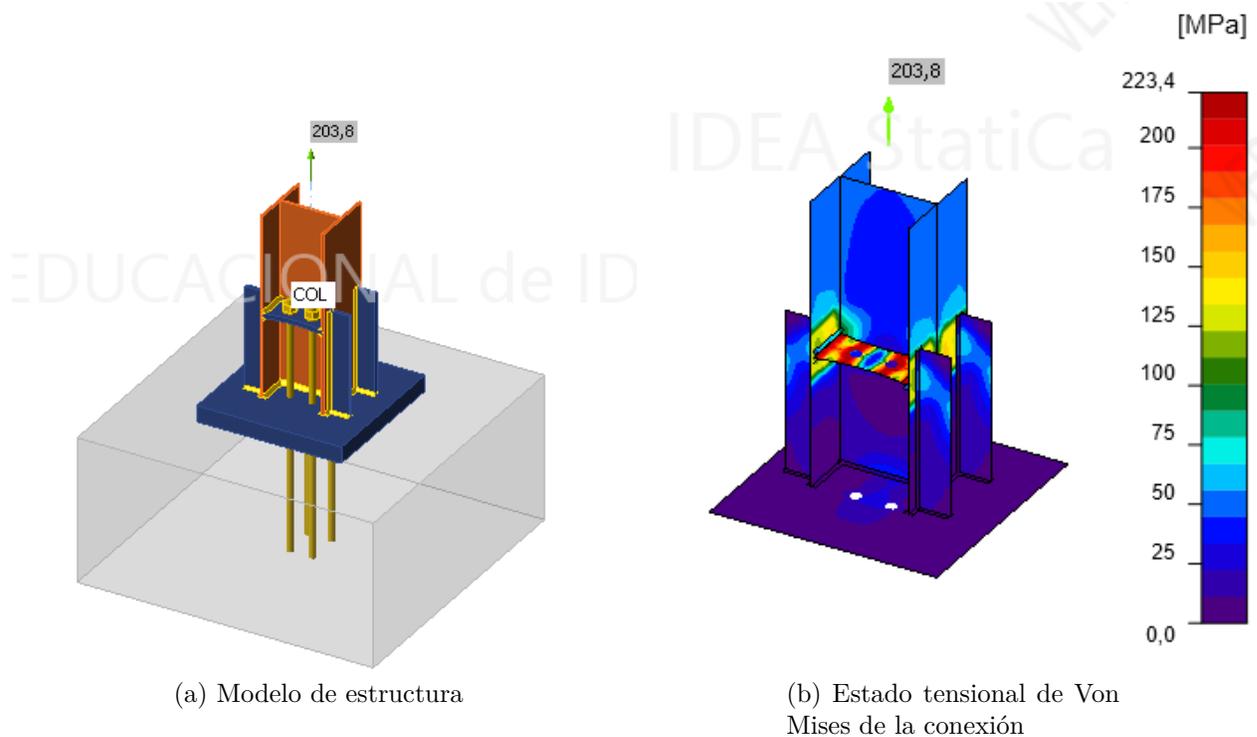
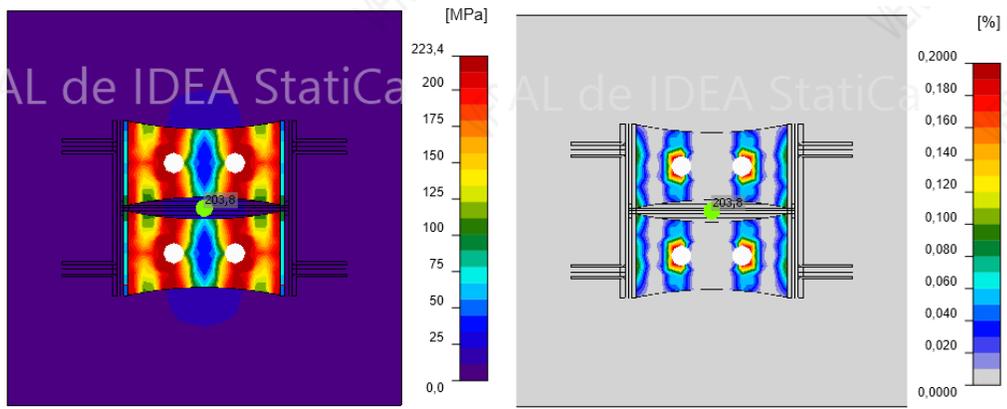


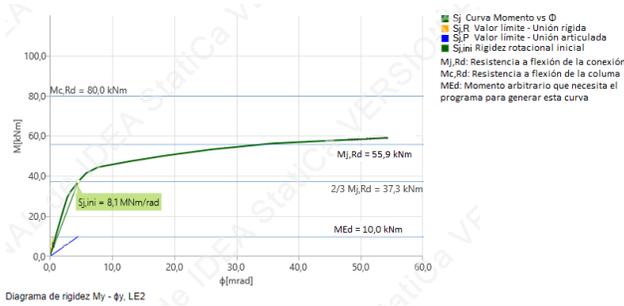
Figura 4.57: Modelo y estado tensional de la Estructura 3 Propuesta 5



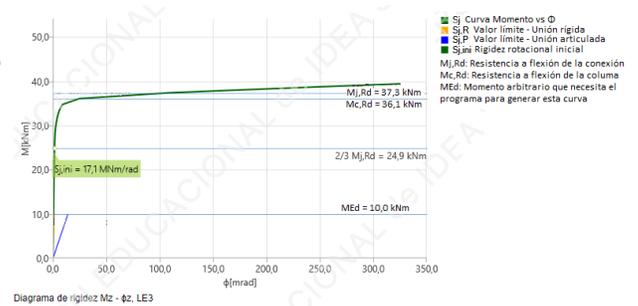
(a) Estado tensional de Von Mises de la contraplaca

(b) Deformaciones plásticas de la contraplaca

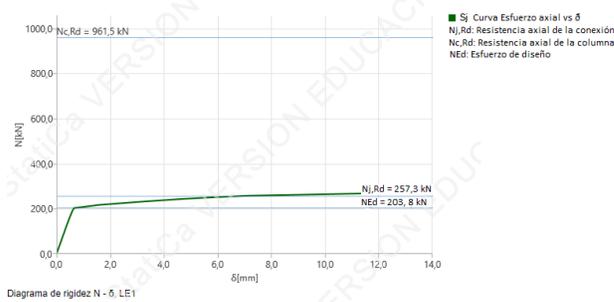
Figura 4.58: Estado tensional y deformaciones plásticas de la contraplaca de la Estructura 3 Propuesta 5



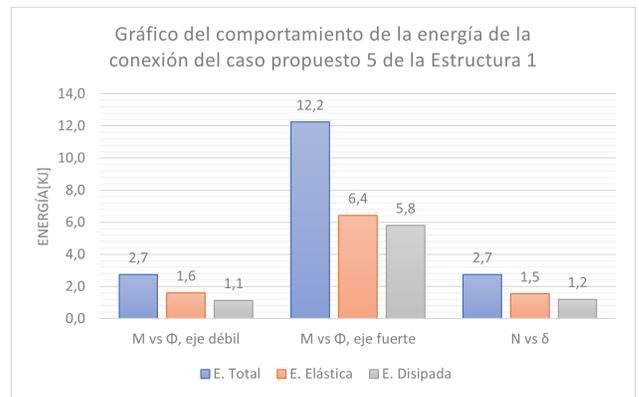
(a) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje y



(b) Gráfico de M vs ϕ de la conexión en el eje z



(c) Gráfico de N vs δ



(d) Gráfico de Energía del sistema

Figura 4.59: Gráficos de M vs ϕ , N vs δ y Energía de la Estructura 3 Propuesta 5

4.4. Comparación de las rigideces elásticas " K_{elas} " de las estructuras

Los análisis de rigidez permiten realizar una comparación de cada caso con su versión original, y así saber si estas disminuyeron o aumentaron su rigidez, para ello a continuación se presentan tablas resúmenes con las pérdidas o ganancias de rigidez elástica axial y rotacional de cada propuesta.

Cabe recalcar que se escoge este parámetro al ser más representativo y fidedigno.

- Análisis rotacional, eje débil

Tabla 4.31: Tabla comparativa de las K_{elas} obtenidas de las gráficas de Momento versus curvatura de los ejes débiles de las conexiones

Diagrama de Momento vs Curvatura, eje débil						
Tipo de diseño	Estructura 1		Estructura 2		Estructura 3	
	K_{elas} [$\frac{kN \cdot m}{rad}$]	% de pérdida(-) o ganancia (+) de rigidez respecto al caso original	K_{elas} [$\frac{kN \cdot m}{rad}$]	% de pérdida(-) o ganancia (+) de rigidez respecto al caso original	K_{elas} [$\frac{kN \cdot m}{rad}$]	% de pérdida(-) o ganancia (+) de rigidez respecto al caso original
Original	3600	0 %	57600	0 %	4400	0 %
Propuesta 1	4900	36 %	51600	-10 %	8500	93 %
Propuesta 2	3600	0 %	45200	-22 %	5800	32 %
Propuesta 3	3800	6 %	45900	-20 %	5900	34 %
Propuesta 4	7100	97 %	52600	-9 %	9500	116 %
Propuesta 5	5600	56 %	49700	-14 %	8100	84 %

- Análisis rotacional, eje fuerte

Tabla 4.32: Tabla comparativa de las K_{elas} obtenidas de las gráficas de Momento versus curvatura de los ejes fuertes de las conexiones

Diagrama de Momento vs Curvatura, eje fuerte						
Tipo de diseño	Estructura 1		Estructura 2		Estructura 3	
	K_{elas} [$\frac{kN \cdot m}{rad}$]	% de pérdida(-) o ganancia (+) de rigidez respecto al caso original	K_{elas} [$\frac{kN \cdot m}{rad}$]	% de pérdida(-) o ganancia (+) de rigidez respecto al caso original	K_{elas} [$\frac{kN}{rad}$]	% de pérdida(-) o ganancia (+) de rigidez respecto al caso original
Original	5400	0 %	54300	0 %	13200	0 %
Propuesta 1	10500	94 %	45900	-15 %	13400	2 %
Propuesta 2	4400	-19 %	38100	-30 %	6600	-50 %
Propuesta 3	5100	-6 %	39200	-28 %	8400	-36 %
Propuesta 4	7400	37 %	45600	-16 %	20300	54 %
Propuesta 5	6900	28 %	43900	-19 %	17100	30 %

- Análisis axial

Tabla 4.33: Tabla comparativa de las K_{elas} obtenidas de las gráficas de Esfuerzo axial versus deformación de las conexiones

Diagrama de Esfuerzo axial vs Deformación						
Tipo de diseño	Estructura 1		Estructura 2		Estructura 3	
	K_{elas} [$\frac{kN}{m}$]	% de perdida(-) o ganancia (+) de rigidez respecto al caso original	K_{elas} [$\frac{kN}{m}$]	% de perdida(-) o ganancia (+) de rigidez respecto al caso original	K_{elas} [$\frac{kN}{m}$]	% de perdida(-) o ganancia (+) de rigidez respecto al caso original
Original	1058900	0	1668000	0 %	653500	0 %
Propuesta 1	791900	-25 %	1396000	-16 %	405600	-38 %
Propuesta 2	429500	-59 %	929500	-44 %	227000	-65 %
Propuesta 3	502500	-53 %	936500	-44 %	277700	-58 %
Propuesta 4	561700	-47 %	1022000	-39 %	335600	-49 %
Propuesta 5	541600	-49 %	1004000	-40 %	318400	-51 %

4.5. Discusión de Resultados

En esta sección se discuten los resultados obtenidos de los casos originales y las propuestas de diseño de las *Estructura 1, 2 y 3*.

Cabe recalcar que gran parte de los análisis aluden genéricamente a "una estructura", debido a las semejanzas entre los resultados obtenidos, en caso de no ser así, se hace una distinción correspondiente de cada una de ellas.

4.5.1. Tensiones (σ) y Deformaciones plásticas (δ_{plas})

Primeramente, al comparar los gráficos de esfuerzos y deformaciones plásticas de cada caso de la estructura, se observa que en la plancha de la conexión del caso original, los valores de σ y δ_{plas} son bajos, no superando los 100 [MPa] y el 0% de deformación respectivamente, lejos de alcanzar la resistencia y deformación límite. En base a esto se puede aseverar que:

Respecto a las rigideces de las contraplacas, se observa un comportamiento rígido en contraste al resto de los elementos de la conexión, por lo que la posibilidad de disipar energía por estas es baja, quedando como única opción los anclajes. En principio, esta premisa puede ser la razón del por qué bajo sismos de gran magnitud, se presenta la fractura de pernos por sobre el comportamiento dúctil, puesto que la ciclicidad de las grandes demandas llevarían a que se generen deformaciones plásticas importantes hasta el punto de rotura.

Por otro lado, apreciando estos resultados en las propuestas de diseño, las respuestas son alentadoras, ya que las contraplacas al ser más flexibles, permiten que los esfuerzos se redistribucionan y concentran en estas, generándose δ_{plas} que alcanzan valores de 0.2% (Estructura 1), 0.6% (Estructura 2) y 0.6% (Estructura 3) en los diseños derivados de la *Configuración 2*, mientras que en los diseños restantes los valores aproximadamente son del 0.2%, 0.3% y 0.3% respectivamente. Estas deformaciones liberan energía, convirtiéndose las planchas en fusibles de esfuerzos.

Paralelamente, al intentar visualizar las deformadas de las planchas por las gráficas de deformaciones, el modelo derivado de la *Configuración 2* muestra grandes diferencias con lo teorizado, debido a la existencia de líneas de fluencia no contempladas, las cuales dan hecho al comienzo de la plastificación total de las contraplacas, y al origen de un sistema de colapso del tipo panel, siendo un fenómeno no considerado que sería necesario estudiar.

Lo anterior, podría explicarse, por la transgresión del supuesto de la igualdad en los niveles de restricción de los apoyos, ya que en los modelos numéricos o en la práctica, las uniones (apoyos) se generan a partir de soldaduras, las cuales dependen de los espesores de los elementos a unir y de los niveles de tensiones a los cuales deben trabajar. Esto implica que, al no cumplirse esta homogeneidad, las zonas mayormente afectadas son las menos resistentes,

provocándose que los esfuerzos se concentren en estas.

En cambio, las respuestas obtenidas para los otros modelos, al ser simétricos estructuralmente, se asemejan en gran medida a lo idealizado, dentro de los cuales, los que mejor se aproximan son las de las *Propuestas 4 y 5*, ya que los refuerzos perpendiculares de las alas logran una mejor distribución de esfuerzos. Sin embargo, las solicitaciones en las alas alcanzan valores de 140 y 170 [MPa] (Estructura 1), 150 y 200 [MPa] (Estructura 2), y 125 y 130 [MPa] (Estructura 3) respectivamente, siendo alarmante, pero estando dentro de los rangos de capacidad. Mientras que los sistemas de refuerzos de las *Propuestas 2 y 3* no logran que se alcancen a completitud las δ_{plas} esperadas, además, las solicitaciones de las alas alcanzan en cada estructura, el valor límite de 223 [MPa], por lo que nace la posibilidad de que se dañe la columna.

Por último, un factor importante que influye en las diferencias entre las formas de fallas de los modelos numéricos de los teorizados puede ser debido a la zona que genera el perno en la contraplaca, pues en la realidad la zona está compuesta por el conjunto perno-tuerca-golilla, el cual puede generar ciertos desvíos de las líneas de fluencia, como se ve en las respuestas obtenidas del software.

4.5.2. Esfuerzo (N) vs Deformación axial (δ)

La comparación de los gráficos de esfuerzo vs deformación axial de las conexiones, se hace en base a la rigidez elástica axial de cada caso con su versión original. Estas muestran que los diseños en base a la *Configuración 2* pierden un 25 % (Estructura 1), 16 % (Estructura 2) y 38 % (Estructura 3) de rigidez. En cambio, los otros diseños pierden en promedio un 52 %, 42 % y 56 % respectivamente, lo cual es consistente al ser las contraplacas más flexibles. Un hecho que se presenta en cada propuesta de las estructuras es que posterior a la tensión de diseño las conexiones tienen un comportamiento dúctil, asociado a la deformación plástica de las planchas, y no así en los anclajes o en otro elemento, además, se descarta la posibilidad de alcanzar la capacidad de la columna, por lo que el diseño es consistente a los objetivos de este trabajo de título.

Por otro lado, al alcanzar el esfuerzo de diseño de los pernos en los casos originales, comienza una disminución en la rigidez de la conexión (compleja de cuantificar) con un comportamiento no dúctil, que tiene como consecuencia que bajo cierto nivel de esfuerzo se alcance, o inclusive se supere la capacidad de la columna, pudiéndose producir daños que afecten la serviciabilidad de la estructura.

4.5.3. Momento (M) vs Curvatura (ϕ)

El análisis de los diagramas de momentos versus curvaturas, se debe dividir en dos: uno para las *Estructura 1 y 3*, por la semejanzas entre sus resultados, y otro para la *Estructura 2*.

En primer lugar, al observar los resultados de los casos originales de las *Estructura 1 y 3*, tanto en sus ejes débiles como fuertes, las conexiones muestran comportamientos semi-rígidos, lo que es interesante, debido a que la distribución de anclajes utilizadas clasifica a estas como articuladas, siendo una ventaja, puesto que hay cierto porcentaje de empotramiento y control de rotaciones en caso de presentarse.

Por otro lado, los gráficos de las propuestas indican que los ejes débiles siguen teniendo un comportamiento semi-rígido, además, en promedio existe una ganancia 39 % (Estructura 1) y 75 % (Estructura 3) de rigidez elástica rotacional, que se explican por el diseño por sobrerresistencia. En cambio, los ejes fuertes de las *Propuestas 1, 4 y 5* tienen una ganancia promedio de 41 %, nuevamente gracias al diseño de los anclajes, sumados los efectos de distribución de esfuerzos que generan los atiesadores y sistemas de refuerzos. En las *Propuestas 2 y 3*, se tiene una pérdida del 28 % aproximadamente, que claramente se deben a las calidades de los refuerzos. Cabe agregar que todos los ejes fuertes se clasifican como rígidos, por lo que se pueden tener un nivel empotramiento suficiente, para que ante un sismo de gran magnitud que induzca rotaciones importantes, las conexiones sean capaces de de minimizarlas hasta el punto de que sean despreciables e imperceptibles.

Los resultados de la *Estructura 2* muestran que los ejes débiles de su caso original y el de su *Propuesta 1* son semi-rígidos, mientras que el resto de sus propuestas en sus ejes débiles, se clasifican como articulados, siendo consistente al tipo de distribución de pernos utilizada, por lo que no se presenta una ventaja o una desventaja para estos casos. Por otro parte, todos los ejes fuertes de estos siguen la tendencia de ser semi-rígidos. En esta estructura tanto en los ejes débiles como fuertes las propuestas tienen una pérdida promedio de rigidez del 15 % y 22 % respectivamente, lo cual puede ser atribuido a la gran flexibilidad de las planchas y el alto nivel de sollicitación.

Por último, es necesario agregar que es bueno tener una reserva de rigidez a la flexión, como se ve en estos casos, pero plantea la interrogante si es correcto considerar las conexiones como simples. Esta conclusión se puede dilucidar, por el hecho de que gran parte de las conexiones pertenecen a sistemas de marcos arriostrados, donde la influencia del aumento de rigidez de la conexión no es significativa.

4.5.4. Espesor de Contraplaca (e)

Los espesores de las contraplacas obtenidos a partir de las metodologías de diseño propuestas, muestran que no es necesario que estas sean similares o iguales a los espesores de las placas de acero, es más, dependiendo de la fórmula utilizada para el cálculo del espesor (para ser un fusible de esfuerzos), se puede afirmar que:

Tanto para la *Estructura 1 y 2*, al aplicar la metodología de la *Configuración 2*, arroja que solo se necesita un 40 % aproximadamente del espesor original de la contraplaca, mientras que para la *Estructura 3* el descenso del valor requerido es más drástico, pues solo se necesita un 16 %.

Cabe destacar que los valores anteriores, no son tan exactos debido a las diferencias existentes entre los modos de fallas propuestos versus los modelados, pero de igual forma se logra el efecto fusible buscado, siendo este un buen punto de partida para crear una correcta metodología de diseño de estos elementos.

Por otro lado, los valores obtenidos a partir de la *Configuración 3.1*, indican que para el par anterior de estructuras solo requieren aproximadamente un 66 % de su versión base, en cambio, para la *Estructura 3* se muestra un descenso aproximadamente a un 28 % del caso original, siendo los resultados más confiables dentro de todos, debido a que los sistemas de colapsos idealizados son semejantes a los modelados.

Todo lo mencionado anteriormente, muestra una ventaja sobre las recomendaciones del diseño original, pues no solo se está evitando la posible falla en los anclajes, sino que existe un ahorro en costos en la materialización de la conexión.

4.5.5. Energía del sistema

Los análisis de rigidez realizados para cada diseño de las estructuras, revelan que los casos originales son los que más generan energía elástica y energía disipada por deformación (no se cuenta con la información de la energía disipada por fricción), las cuales para la *Estructura 1* son del orden 60 [kJ] y 20 [kJ] respectivamente, en la *Estructura 2* de 600 [kJ] y 200[kJ], y en la *Estructura 3* de 70 [kJ] y 20 [kJ]. Los altos valores son atribuidos al diseño tradicional, ya que los anclajes al ser los elementos con menor rigidez, pero con gran resistencia, permiten que las conexiones alcancen niveles mayores de esfuerzo y deformación, pero con la desventaja que en cada caso se supera la capacidad de la columna, lo que es alarmante, puesto que se vería afectada la serviciabilidad la estructura.

Las gráficas del resto de los diseños, indican que los valores son respectivamente del orden de: 3 [kJ] y 2[kJ], 30[kJ] y 20 [kJ], y 2 [kJ] y 1 [kJ] considerablemente menores a las obtenidas en los casos anteriores, pues por diseño las contraplacas pasan a ser los elementos más flexibles,

por ende las conexiones reducen considerablemente su rigidez, y post alcanzada la tensión de diseño, estas trabajarían hasta menores tensiones y deformaciones, sin embargo, los pernos no fluirían y solo las planchas se deformarían, evitando de esta manera exceder la resistencia de la columna.

4.5.6. Zona simplificada del perno de anclaje

Las ecuaciones planteadas para los diseños los espesores de las planchas, asumen que la zona rectangular debe ser proporcional al diámetro del perno, siendo una suposición errónea, ya que en la práctica la zona debería ser proporcional al diámetro de la golilla del anclaje, por ello se realiza una prueba en la *Estructura 1* (ver figuras 2.1), y teóricamente las contraplacas debiesen tener un espesor igual a 6[mm], que se atribuye a la disminución de las líneas de fluencia y al aumento de los giros. El valor obtenido es ilógico para una materialización, además, al realizar la modelación de este diseño, se incumplen los límites de soldaduras (figura 2.2.a) y la condición del 5% de deformaciones plásticas que impone la guía de diseño de la AISC (figura 2.2.b), debido a una plastificación completa de las planchas (figura 2.2.c).

En síntesis, es consistente considerar la zona rectangular como la golilla del perno, pero los diseños se vuelven irracionales e inseguros, siendo un tema interesante en ahondar y estudiar para refinar las fórmulas expuestas.

Capítulo 5

Conclusiones

En este capítulo se presentan las principales conclusiones obtenidas en este trabajo de título, en el cual se dieron a conocer dos propuestas de diseño para la contraplaca de acero y los anclajes, las cuales se aplicaron en las conexiones placas base de tres estructuras industriales de acero del rubro de la minería del cobre, para que ante un sismo de gran escala, la plancha trabaje como un dissipador de energía y así evitar el fenómeno de fractura en los pernos.

Las conexiones placas base utilizadas en este trabajo son una muestra pequeña de estudio y poco representativa, por lo que las observaciones y conclusiones que nacen de este trabajo son una base para mejorar el diseño de la variante de la conexión utilizada en Chile, y debido a esto se recomienda realizar una mayor cantidad de estudios que complementen lo investigado, para así poder contar con una guía general de diseño.

5.1. Diseño de contraplacas

Los resultados de los diseños originales de la contraplacas muestran que estas tienen un alto nivel rigidez y resistencia, en contraste a los anclajes, pues para el esfuerzo de diseño, los niveles de tensión y deformaciones plásticas no superan los 100 [MPa] y 0%. Por otro parte, como las propuestas de diseño imponen que las planchas deben ser el elemento más flexible de la conexión, y fallar para el mismo nivel de solicitación, las gráficas de deformaciones son consistentes, ya que muestran una gran concentración δ_{plas} en estas, alcanzando valores de hasta el 0.6%, por las cuales se disipa energía por deformación, pero dependiendo de la propuesta de diseño utilizada, se observan dos comportamientos de las conexiones:

- Al utilizar la *Configuración 2* no se cumple en gran parte lo teorizado, por la presencia de nuevas líneas de fluencia e inicio de la plastificación total de las planchas, que tienen repercusión en las alas de la columna, donde originalmente habían solicitaciones aproximadamente de 75 [MPa], mientras que en estos casos se ven solicitaciones de 200 [MPa], lo que es alarmante, pero sigue estando dentro de los rangos de su capacidad.
- En cambio, cuando se utiliza la *Configuración 3.1*, se ve en gran porcentaje el modo de colapso idealizado, sin embargo, ocurre un efecto negativo que afecta la estabilidad de

la columna, pues las alas alcanzan el valor límite de 223[MPa] , por lo que requieren sistemas de refuerzos para contrarrestar esto, lo cual se traduce es mayores costos.

Por otro lado, al calcular las energías de los sistemas a través de los análisis de rigidez (N vs δ y M vs φ), se percata una enorme diferencia entre los órdenes de magnitud de los casos, donde el caso original es el que mayor genera y disipa energía, con valores de hasta 600 [kJ], pero con la desventaja que bajo cierta nivel de tracción se puede alcanzar la capacidad de la columna, no así en las propuestas, pues las conexiones trabajarían hasta alcanzar el punto de falla de las contraplacas, el cual estaría lejos del estado límite de esta.

Todos estos argumentos, permiten concluir que los diseños derivados de la *Configuración 2* son mejores, pues solo se variaría el espesor de las planchas, que tendría como impactos más relevantes, la reducción del 38 % de la rigidez elástica axial (Estructura 3) y un aumento máximo de 200 [MPa] de tensión en las alas (Estructura 2), pero con la gran ventaja de que se evitaría alcanzar la capacidad de la columna, como pudiese ocurrir en los casos originales.

Lo anterior, hace que nazca la pregunta de ¿cómo se repararía una plancha doblada?, para ello se propone dos alternativas: soldar otra plancha encima, o bien, prevenir y utilizar un sistema de doble plancha que pueda ser reemplazable. También está la opción de buscar otro elemento fusible, como la golilla del anclaje.

Por último, tal como se mencionó, las fórmulas de diseños propuestas no son representativas, pues se asume erróneamente la zona que representa el conjunto perno-tuerca-golilla, y se propone a futuro estudiar por qué las ecuaciones entregan resultados ilógicos, siendo que la representación es más fidedigna a lo que ocurre la práctica.

5.2. Diseño de Pernos de Anclajes

Los diseños tradicionales tienen la desventaja que post alcanzada la tracción de diseño, el cambio de rigidez que tiene la conexión permite que bajo cierto nivel de esfuerzo se supere la capacidad de la columna, poniendo en riesgo la serviciabilidad de la estructura y la seguridad de los usuarios, por esto en este trabajo se propuso un diseño por sobrerresistencia, el cual arrojó varias ventajas, una de ellas es cambiar el elemento fusible, y al hacer los anclajes más resistentes, también se asegura un cierto porcentaje de seguridad bajo un sismo de gran magnitud (no contemplado en la normativa sísmica, como el caso del terremoto del 2010), evitando que los pernos fallen y se fracturen.

Por otro lado, comparando los diámetros de los pernos de anclajes obtenidos por el método tradicional con los de los diseños propuestos, se observan diferencias de tan solo una unidad americana, por lo que estos últimos no se encuentran tan alejado del pensamiento óptimo que se busca en la Ingeniería, y al llevarlos a costos, solo se mostraría un leve aumento.

Por último, es un gran punto de partida interiorizar y generalizar los diseños por sobre-resistencia, más en un país sísmico como es Chile, pues por la incertidumbre que existe, asegurar un correcto desempeño de las estructuras bajo situaciones extremas, debiese ser prioridad.

Finalmente, esta investigación logra cambiar el elemento fusible en la conexión placa base, pero con varios desaciertos y desventajas, por lo que su aplicación no es de utilidad en estos momentos, y es necesario realizar más investigaciones del sistema contraplaca-anclaje, o bien, como está la posibilidad, buscar otro elemento disipador, como la golilla del perno.

5.3. Recomendaciones y Trabajos Futuros

Según todo lo expuesto en este trabajo, se propone realizar un nuevo análisis de la *Configuración 2* como propuesta metodológica de diseño, pues los modelos numéricos difieren en varios puntos de lo teorizado, para ello se recomienda analizar que ocurre con estos, si se trabajase con los mismos niveles de rigidez en las soldaduras y con la zona representativa de la golilla.

Por otro lado, estudiar si la razón largo-ancho tiene influencia en el modo de falla propuesto, en caso de ser así, buscar las razones del por qué ocurre, para así tener una metodología de diseño consistente y segura.

Paralelamente, complementar este trabajo con Ensayos de laboratorios de las configuraciones propuestas, para así ver si es necesario corregir con parámetros adimensionales las fórmulas y/o estudiar efectos no deseados en la conexión que puedan dañar las columnas, con tal de poder llevar a la práctica profesional de la Ingeniería Civil los resultados alentadores de esta investigación.

Por último, como las metodologías de diseño propuesta se aplicó únicamente a conexiones que se encuentran trabajando a tracción, sería bueno ampliar el estudio del diseño de Contraplacas que se encuentran trabajando a momento, y así poder lograr una mejor caracterización del dimensionamiento de este elemento de la variante de la conexión placa base utilizada en Chile.

Bibliografía

- [1] Fisher, J.M y Kloiber, L.A (2006). Base Plate and Anchor Rod Design. AISC.
- [2] Megson, T.H.G. (2014), “Structural and Stress Analysis”, 3rd edition, Elsevier
- [3] MacGregor , J.G y Wight, J.K. (2005). Reinforced Concrete: Mechanics and Design, Prentice Hall, Old Tappan, NJ.
- [4] Johansen, K.W (1972). Yield-line Formulae for Slabs. CRC Press.
- [5] Celis Bustos, A. (2019). Análisis de las fuerzas utilizadas en el diseño de los pernos de anclaje en estructuras industriales de acero. Memoria para obtener el título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [6] Zúñiga Rodríguez, L. (2017).Análisis del efecto de las modificaciones de la norma NCh2369 en el diseño y desempeño de estructuras industriales de acero. Memoria para obtener el título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [7] Zareian, F., Aguirre, C., Beltrán, J.F., Cruz, E., Herrera, R., León, R., Millan, A. y Verdugo, A., 2012. Reconnaissance Report of Chilean Industrial Facilities Affected by the 2010 Chile Offshore Bío-Bío Earthquake.
- [8] Instituto Nacional de Normalización (2003), NCh 2369 Of. 2003: Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales, Santiago, Chile.
- [9] AISC 360-16 (2016). Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois (USA): American Institute Of Steel Construction.
- [10] AISC 341-16 (2016).Seismic provisions for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois (USA): American Institute Of Steel Construction.

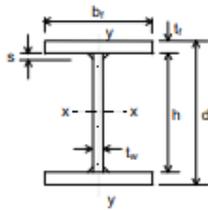
ANEXOS

Anexo A: Memoria de Cálculo

Método LRFD

$\phi_t := 0.75$	Factor de Reducción tracción
$\phi_s := 0.75$	Factor de Reducción por soldadura
$\phi_h := 0.70$	Factor de reducción para rotura de hormigón
$R_y := 1.5$	Factor de sobrerresistencia AISC 341

Geometría de Perfiles



Caso 1 HN 20x39.9

$b_{f1} := 200 \text{ mm}$	Ancho de ala
$t_{f1} := 10 \text{ mm}$	Espesor de ala
$h_1 := 180 \text{ mm}$	Altura del alma
$t_{w1} := 6 \text{ mm}$	Espesor de alma

Caso 2 HN 40x190

$b_{f2} := 400 \text{ mm}$	Ancho de ala
$t_{f2} := 25 \text{ mm}$	Espesor de ala
$h_2 := 350 \text{ mm}$	Altura del alma
$t_{w2} := 12 \text{ mm}$	Espesor de alma

Caso 3 HN 20x33.8

$b_{f3} := 200 \text{ mm}$ Ancho de ala

$t_{f3} := 8 \text{ mm}$ Espesor de ala

$h_3 := 184 \text{ mm}$ Altura del alma

$t_{w3} := 6 \text{ mm}$ Espesor de alma

Distancia equidistante entre los pernos

$d1 := 120 \text{ mm} = 4.724 \text{ in}$ caso 1

$d2 := 120 \text{ mm} = 4.724 \text{ in}$ caso 2

$d3 := 96 \text{ mm} = 3.78 \text{ in}$ caso 3

Metodología de diseño

Estimación de fuerza de diseño de un Perno (para cada caso)

$$T_{ue1} := \frac{T_{u1}}{n} = 84.875 \text{ kN} \text{ Fuerza de tracción de diseño caso 1}$$

$$T_{ue2} := \frac{T_{u2}}{n} = 383.725 \text{ kN} \text{ Fuerza de tracción de diseño caso 2}$$

$$T_{ue3} := \frac{T_{u3}}{n} = 50.95 \text{ kN} \text{ Fuerza de tracción de diseño caso 3}$$

Se Proponen para cada caso los siguientes pernos

Caso 1: 1 in

$$A_{r1} := 0.785 \text{ in}^2 = 5.065 \text{ cm}^2$$

$$Rn_1 := 0.75 \cdot f_u \cdot A_{r1} = 151.935 \text{ kN}$$

$$\text{Verificaci3n1} := \begin{cases} \text{if } T_{ue1} < \phi_t \cdot Rn_1 & \text{= "Ok, Dise\~no seguro"} \\ \quad \parallel \text{"Ok, Dise\~no seguro"} & \\ \text{else if } T_{ue1} > \phi_t \cdot Rn_1 & \\ \quad \parallel \text{"No cumple, Dise\~no inseguro"} & \end{cases}$$

Caso 2: 2 in

$$A_{r2} := 3.14 \text{ in}^2 = 20.258 \text{ cm}^2$$

$$Rn_2 := 0.75 \cdot f_u \cdot A_{r2} = 607.741 \text{ kN}$$

$$\text{Verificaci3n2} := \begin{cases} \text{if } T_{ue2} < \phi_t \cdot Rn_2 & \text{= "Ok, Dise\~no seguro"} \\ \quad \parallel \text{"Ok, Dise\~no seguro"} & \\ \text{else if } T_{ue2} > \phi_t \cdot Rn_2 & \\ \quad \parallel \text{"No cumple, Dise\~no inseguro"} & \end{cases}$$

Caso 3: 3/4 in

$$A_{r3} := 0.442 \text{ in}^2 = 2.852 \text{ cm}^2$$

$$Rn_3 := 0.75 \cdot f_u \cdot A_{r3} = 85.548 \text{ kN}$$

$$\text{Verificaci3n3} := \begin{cases} \text{if } T_{ue3} < \phi_t \cdot Rn_3 & \text{= "Ok, Dise\~no seguro"} \\ \quad \parallel \text{"Ok, Dise\~no seguro"} & \\ \text{else if } T_{ue3} > \phi_t \cdot Rn_3 & \\ \quad \parallel \text{"No cumple, Dise\~no inseguro"} & \end{cases}$$

Cálculo de momento aparente equivalente respecto al alma del perfil, para cada caso

Caso 1:

$$M_{u1} := T_{ue1} \cdot \left(d1 - \frac{t_{w1}}{2} \right) = 9.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Caso 2:

$$M_{u2} := T_{ue2} \cdot \left(d2 - \frac{t_{w2}}{2} \right) = 43.745 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Caso 3:

$$M_{u3} := T_{ue3} \cdot \left(d3 - \frac{t_{w3}}{2} \right) = 4.738 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo del ancho efectivo de plastificación:

Caso 1:

$$b_{eff1} := \left(d1 - \frac{t_{w1}}{2} \right) \cdot 2 = 23.4 \text{ cm}$$

Caso 2:

$$b_{eff2} := \left(d2 - \frac{t_{w2}}{2} \right) \cdot 2 = 22.8 \text{ cm}$$

Caso 3:

$$b_{eff3} := \left(d3 - \frac{t_{w3}}{2} \right) \cdot 2 = 18.6 \text{ cm}$$

Cálculo de modulo plástico de la zona en estudio

$$Z(t) := \frac{b_{eff} \cdot t^2}{4}$$

Cálculo del espesor mínimo necesario de la placa base en cada caso

Caso 1:

$$t_{\min 1} := \text{Ceil} \left(\sqrt{\frac{M_{u1} \cdot 4}{b_{eff1} \cdot \phi_t \cdot f_y}}, \text{cm} \right) = 4 \text{ cm}$$

Caso 2:

$$t_{\min 2} := \text{Ceil} \left(\sqrt{\frac{M_{u2} \cdot 4}{b_{eff2} \cdot \phi_t \cdot f_y}}, \text{cm} \right) = 7 \text{ cm}$$

Caso 3:

$$t_{\min 3} := \text{Ceil} \left(\sqrt{\frac{M_{u3} \cdot 4}{b_{eff3} \cdot \phi_t \cdot f_y}}, \text{cm} \right) = 3 \text{ cm}$$

Cálculo de sollicitación de la resistencia de la soldadura

$$\text{Maximum weld load} = \frac{T / \text{Bolt}}{b_{eff}}$$

Caso 1:

$$F_{e1} := \frac{T_{ue1}}{b_{eff1}} = 362.714 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Caso 2:

$$F_{e2} := \frac{T_{ue2}}{b_{eff2}} = (1.683 \cdot 10^3) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Caso 3:

$$F_{e3} := \frac{T_{ue3}}{b_{eff3}} = 273.925 \frac{kN}{m}$$

Según la AISC 360, el filete de soldadura es determinado a partir del espesor del alma del perfil

TABLE J2.4 Minimum Size of Fillet Welds	
Material Thickness of Thinner Part Joined, in. (mm)	Minimum Size of Fillet Weld,^(a) in. (mm)
To 1/4 (6) inclusive	1/8 (3)
Over 1/4 (6) to 1/2 (13)	3/16 (5)
Over 1/2 (13) to 3/4 (19)	1/4 (6)
Over 3/4 (19)	5/16 (8)

^(a) Leg dimension of fillet welds. Single pass welds must be used.
Note: See Section J2.2b for maximum size of fillet welds.

Por cada espesor se escoge que :

$$df1 := \frac{1}{8} \text{ in} \quad \text{Caso 1:}$$

$$df2 := \frac{3}{16} \text{ in} \quad \text{Caso 2:}$$

$$df3 := \frac{1}{8} \text{ in} \quad \text{Caso 3:}$$

Con esto se calculan las resistencias para cada caso según el acápite J2.4. Por suposición se toma que el ángulo θ descrito en la norma es nulo

Por sugerencia la resistencia del filete será:

$$F_{e_{xx}} := 70 \text{ ksi}$$

Obteniéndose que la resistencia :

Caso 1:

$$F_{n1} := 1.5 \cdot 0.6 \cdot F_{e_{xx}} \cdot 0.707 \cdot df1 = 975.041 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Caso 2:

$$F_{n2} := 1.5 \cdot 0.6 \cdot F_{e_{xx}} \cdot 0.707 \cdot df2 = (1.463 \cdot 10^3) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Caso 3:

$$F_{n3} := 1.5 \cdot 0.6 \cdot F_{e_{xx}} \cdot 0.707 \cdot df3 = 975.041 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Verificación del alma de la viga

Realizando las verificaciones se obtiene que

Caso 1:

$$\begin{array}{l} \text{Verificaci3n1} := \text{if } F_{e_1} < \phi_s \cdot F_{n1} \\ \quad \parallel \text{“Ok, Dise\~no seguro”} \\ \text{else if } F_{e_1} > \phi_s \cdot F_{n1} \\ \quad \parallel \text{“No cumple, Dise\~no inseguro”} \end{array} \Bigg| = \text{“Ok, Dise\~no seguro”}$$

Caso 2:

$$\begin{array}{l} \text{Verificaci3n2} := \text{if } F_{e_2} < \phi_s \cdot F_{n2} \\ \quad \parallel \text{“Ok, Dise\~no seguro”} \\ \text{else if } F_{e_2} > \phi_s \cdot F_{n2} \\ \quad \parallel \text{“No cumple, Dise\~no inseguro”} \end{array} \Bigg| = \text{“No cumple, Dise\~no inseguro”}$$

Caso 3:

$$\begin{array}{l} \text{Verificación3} := \text{if } Fe_3 < \phi_s \cdot Fn3 \\ \quad \parallel \text{“Ok, Diseño seguro”} \\ \text{else if } Fe_3 > \phi_s \cdot Fn3 \\ \quad \parallel \text{“No cumple, Diseño inseguro”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“Ok, Diseño seguro”}$$

Verificación de esfuerzo efectivo en el alma:

Caso 1:

$$\begin{array}{l} \text{Verificaciónse1} := \text{if } \frac{2 \cdot Fe_1}{t_{w1}} < 0.9 \cdot f_y \\ \quad \parallel \text{“Ok, Diseño seguro”} \\ \text{else if } \frac{2 \cdot Fe_1}{t_{w1}} > 0.9 \cdot f_y \\ \quad \parallel \text{“No cumple, Diseño inseguro”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“Ok, Diseño seguro”}$$

Caso 2:

$$\begin{array}{l} \text{Verificaciónse2} := \text{if } \frac{2 \cdot Fe_2}{t_{w2}} < 0.9 \cdot f_y \\ \quad \parallel \text{“Ok, Diseño seguro”} \\ \text{else if } \frac{2 \cdot Fe_2}{t_{w2}} > 0.9 \cdot f_y \\ \quad \parallel \text{“No cumple, Diseño inseguro”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“No cumple, Diseño inseguro”}$$

Caso 3:

$$\begin{array}{l} \text{Verificaciónse3} := \text{if } \frac{2 \cdot Fe_3}{t_{w3}} < 0.9 \cdot f_y \\ \quad \parallel \text{“Ok, Diseño seguro”} \\ \text{else if } \frac{2 \cdot Fe_3}{t_{w3}} > 0.9 \cdot f_y \\ \quad \parallel \text{“No cumple, Diseño inseguro”} \end{array} \quad \Bigg| = \text{“Ok, Diseño seguro”}$$

Verificación de la resistencia del hormigón al efecto de tracción

La primera verificación nace a partir del acápite 17.6.1.2

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \quad (17.6.1.2)$$

$$f_{uta} := \min(125000 \text{ psi}, 1.9 \cdot f_y, f_u) = 400 \text{ MPa} \quad \text{el mismo para todos}$$

Caso 1:

$$n_{t1} := 8 \cdot \frac{1}{in} \quad \text{cantidad de hilos por pulgadas para un perno de 1 in}$$

$$A_{seN1} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(1 \text{ in} - \frac{0.9743}{n_{t1}} \right)^2 = 390.802 \text{ mm}^2$$

$$N_{sa1} := A_{seN1} \cdot f_{uta} = 156.321 \text{ kN}$$

$$\text{Verificación } h11 := \begin{cases} \text{if } T_{ue1} < \phi_h \cdot N_{sa1} \\ \quad \parallel \text{ "Ok, Diseño seguro" } \\ \text{else if } T_{u1} > \phi_h \cdot N_{sa1} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple, Diseño inseguro" } \end{cases} \quad \Bigg| = \text{ "Ok, Diseño seguro"}$$

Caso 3:

$$n_{t3} := 10 \cdot \frac{1}{in} \quad \text{cantidad de hilos por pulgadas para un perno de 3/4 in}$$

$$A_{seN3} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{3}{4} \text{ in} - \frac{0.9743}{n_{t3}} \right)^2 = 215.78 \text{ mm}^2$$

$$N_{sa3} := A_{seN3} \cdot f_{uta} = 86.312 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Verificación } h11 := \text{if } T_{ue3} < \phi_h \cdot N_{sa3} \\
 \quad \parallel \text{ "Ok, Diseño seguro" } \\
 \text{else if } T_{ue3} > \phi_h \cdot N_{sa3} \\
 \quad \parallel \text{ "No cumple, Diseño inseguro" } \\
 \end{array} \quad \Bigg| = \text{ "Ok, Diseño seguro" }$$

Por otro lado, se propondrá una longitud de empotramiento y el valor del parámetro camin a partir del acápite 17.6.2.4 para caso:

caso 1:

$$h_{ef1} := 25 \text{ in} = 63.5 \text{ cm}$$

$$c_{amin1} := 1.5 \cdot h_{ef1} = 95.25 \text{ cm}$$

caso 2:

$$h_{ef2} := 25 \text{ in} = 63.5 \text{ cm}$$

$$c_{amin2} := 1.5 \cdot h_{ef2} = 95.25 \text{ cm}$$

caso 3

$$h_{ef3} := 17 \text{ in} = 43.18 \text{ cm}$$

$$c_{amin3} := 1.5 \cdot h_{ef3} = 64.77 \text{ cm}$$

La ecuación que rige la resistencia a rotura del hormigón es el apartado de 17.6.2.1b de la ACI 318-19

(b) For an anchor group

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Neo}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

Donde:

$\Psi_{ec,N} := 1$ Apartado 17.2.3.1, al ser la distribución de pernos simétrica

$\Psi_{ed,N} := 1$ Apartado 17.6.2.4.1, al imponer el valor del parámetro camin

$\Psi_{cN} := 1.25$ Apartado 17.6.2.5, al ser los anclajes instalados al colocar la columna

$\Psi_{cpN} := 1$ Apartado 17.2.6.1, al ser los anclajes instalados al colocar la columna

$\lambda_a := 1$ Concreto de peso normal

$$N_b = 16 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3}$$

Caso 1:

$$N_{b1} := 16 \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{psi}}} \cdot \left(\frac{h_{ef1}}{\text{in}} \right)^{\frac{5}{3}} = 2.418 \cdot 10^5$$

$$c_{a1} := 115 \text{ mm}$$

$$A_{Nc1} := (c_{a1} + d1 + 1.5 \cdot h_{ef1})^2 = (2.186 \cdot 10^3) \text{ in}^2$$

$$A_{Nco1} := 9 \cdot h_{ef1}^2 = (5.625 \cdot 10^3) \text{ in}^2$$

Ver figura 17.6.2.1 de la norma para ver como se obtienen estos valores

Caso 2:

$$N_{b2} := 16 \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{psi}}} \cdot \left(\frac{h_{ef2}}{\text{in}} \right)^{\frac{5}{3}} = 2.418 \cdot 10^5$$

$$c_{a2} := 227 \text{ mm}$$

$$A_{Nc2} := (c_{a2} + d2 + 1.5 \cdot h_{ef2})^2 = (2.617 \cdot 10^3) \text{ in}^2$$

$$A_{Nco2} := 9 \cdot h_{ef2}^2 = (5.625 \cdot 10^3) \text{ in}^2$$

Ver figura 17.6.2.1 de la norma para ver como se obtienen estos valores

Caso 3:

$$N_{b3} := 16 \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{\frac{f'c}{psi}} \cdot \left(\frac{h_{ef3}}{in} \right)^{\frac{5}{3}} = 1.272 \cdot 10^5$$

$$c_{a3} := 177 \text{ mm}$$

$$A_{Nc3} := (c_{a3} + d3 + 1.5 \cdot h_{ef3})^2 = (1.314 \cdot 10^3) \text{ in}^2$$

$$A_{Nco3} := 9 \cdot h_{ef3}^2 = (2.601 \cdot 10^3) \text{ in}^2$$

$$c_{a3} + d3 + 1.5 \cdot h_{ef3} = 920.7 \text{ mm}$$

Ver figura
17.6.2.1 de la
norma para
ver como se
obtienen estos
valores

Evaluando se obtiene que:

$$Nn1 := \frac{A_{Nc1}}{A_{Nco1}} \Psi_{ecN} \cdot \Psi_{edN} \cdot \Psi_{cN} \cdot \Psi_{cpN} \cdot N_{b1} \text{ lbf} = 522.491 \text{ kN}$$

$$Nn2 := \frac{A_{Nc2}}{A_{Nco2}} \Psi_{ecN} \cdot \Psi_{edN} \cdot \Psi_{cN} \cdot \Psi_{cpN} \cdot N_{b2} \text{ lbf} = 625.697 \text{ kN}$$

$$Nn3 := \frac{A_{Nc3}}{A_{Nco3}} \Psi_{ecN} \cdot \Psi_{edN} \cdot \Psi_{cN} \cdot \Psi_{cpN} \cdot N_{b3} \text{ lbf} = 357.173 \text{ kN}$$

Verificación de cada caso:

Caso 1:

$$\text{Verificación } h21 := \begin{cases} \text{if } T_{u1} < \phi_h \cdot Nn1 & \text{“Ok, Diseño seguro”} \\ \text{else if } T_{u1} > \phi_h \cdot Nn1 & \text{“No cumple, Diseño inseguro”} \end{cases} = \text{“Ok, Diseño seguro”}$$

Caso 2:

$$\begin{array}{l} \text{Verificación } h_{22} := \text{if } T_{u2} < \phi_h \cdot N_{n2} \\ \quad \parallel \text{ "Ok, Diseño seguro" } \\ \text{else if } T_{u2} > \phi_h \cdot N_{n2} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple, Diseño inseguro" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{ "No cumple, Diseño inseguro" }$$

Caso 3:

$$\begin{array}{l} \text{Verificación } h_{23} := \text{if } T_{u3} < \phi_h \cdot N_{n3} \\ \quad \parallel \text{ "Ok, Diseño seguro" } \\ \text{else if } T_{u3} > \phi_h \cdot N_{n3} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple, Diseño inseguro" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{ "Ok, Diseño seguro" }$$

APARTADO FINAL:

Como se observa para el caso de la Estructura 2 no se cumplen los criterios de diseño tanto de la soldadura como del bloque de hormigón, por ello se utilizan las dimensiones recomendadas por el software IDEA Statica con tal de cumplir las normas de diseño, las cuales son:

Soldadura requerida

$$d_{f2} := 11.3 \text{ mm} = 0.445 \text{ in}$$

Longitud de Anclaje requerida

$$h_{ef2} := 47.24 \text{ in} \quad \text{con el cual se obtiene que} \quad \begin{array}{l} A_{Nc2} := 16370 \text{ in}^2 \\ A_{Nco2} := 14800 \text{ in}^2 \end{array}$$

Ya realizado el diseño AISC, se da paso a la propuesta de metodología de diseño a través de la contraplaca de la conexión:

Gracias a la teoría de líneas de fluencia se obtuvo que para una contraplaca de acero el sistema cuenta con el siguiente fallo

$$b_1 := \frac{h_1}{2} - 8 \text{ mm} = 82 \text{ mm} \quad d_1 := 28.575 \text{ mm}$$

$$h_1 := a_1 - d_1 - \left(50 \text{ mm} - \frac{d_1}{2} \right) = 32.713 \text{ mm}$$

Caso 2:

$$a_2 := \frac{b_{f2}}{2} - \frac{t_{w2}}{2} = 194 \text{ mm} \quad c_2 := 57.15 \text{ mm}$$

$$b_2 := \frac{h_2}{2} - 8 \text{ mm} = 167 \text{ mm} \quad d_2 := 57.15 \text{ mm}$$

$$h_2 := a_2 - d_2 - \left(80 \text{ mm} - \frac{d_2}{2} \right) = 85.425 \text{ mm}$$

Caso 3:

$$a_3 := \frac{b_{f3}}{2} - \frac{t_{w3}}{2} = 97 \text{ mm} \quad c_3 := 22.225 \text{ mm}$$

$$b_3 := \frac{h_3}{2} - 8 \text{ mm} = 84 \text{ mm} \quad d_3 := 22.225 \text{ mm}$$

$$h_3 := a_3 - d_3 - \left(50 \text{ mm} - \frac{d_3}{2} \right) = 35.888 \text{ mm}$$

Obteniendo que el espesor para cada caso es :

Caso 1:

$$e_1 := \text{Ceil} \left(\left(\sqrt{\frac{T_{ue1} \cdot 4}{\left(2 \cdot (2 \cdot a_1 - d_1) \cdot \frac{2}{b_1 - c_1} + (2 \cdot b_1 - c_1) \cdot \frac{1}{a_1 - d_1 - h_1} \right) \cdot f_y}} \right), \text{mm} \right) = 10 \text{ mm}$$

Caso 2:

$$e_2 := \text{Ceil} \left(\left(\sqrt{\frac{T_{ue2} \cdot 4}{\left(2 \cdot (2 \cdot a_2 - d_2) \cdot \frac{2}{b_2 - c_2} + (2 \cdot b_2 - c_2) \cdot \frac{1}{a_2 - d_2 - h_2} \right) \cdot f_y}} \right), \text{mm} \right) = 19 \text{ mm}$$

Caso 3:

$$e_3 := \text{Ceil} \left(\left(\sqrt{\frac{T_{ue3} \cdot 4}{\left(2 \cdot (2 \cdot a_3 - d_3) \cdot \frac{2}{b_3 - c_3} + (2 \cdot b_3 - c_3) \cdot \frac{1}{a_3 - d_3 - h_3} \right) \cdot f_y}} \right), \text{mm} \right) = 8 \text{ mm}$$

Ahora la tensión de diseño para los pernos de anclajes será amplificar por el factor de sobrerresistencia la tensión última de diseño en cada caso

Caso 1

$$T_{uef1} := 1.5 \cdot T_{ue1} = 127.313 \text{ kN}$$

Caso 2:

$$T_{uef2} := 1.5 \cdot T_{ue2} = 575.588 \text{ kN}$$

Caso 3

$$T_{uef3} := 1.5 \cdot T_{ue3} = 76.425 \text{ kN}$$

Se Proponen para cada caso los siguientes pernos

Caso 1: 1 1/8 in

$$A_{rf1} := 0.994 \text{ in}^2 = 6.413 \text{ cm}^2$$

$$Rnf_1 := 0.75 \cdot f_u \cdot A_{rf1} = 192.387 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Verificaci3ntf1} := \text{if } T_{uef1} < \phi_t \cdot Rnf_1 \\
 \quad \parallel \text{“Ok, Dise\~no seguro”} \\
 \quad \text{else if } T_{uef1} > \phi_t \cdot Rnf_1 \\
 \quad \parallel \text{“No cumple, Dise\~no inseguro”}
 \end{array}
 \left| = \text{“Ok, Dise\~no seguro”}
 \right.$$

Caso 2: 2 1/4 in

$$A_{rf2} := 3.98 \text{ in}^2 = 25.677 \text{ cm}^2$$

$$Rnf_2 := 0.75 \cdot f_u \cdot A_{rf2} = 770.321 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Verificaci3ntf2} := \text{if } T_{uef2} < \phi_t \cdot Rnf_2 \\
 \quad \parallel \text{“Ok, Dise\~no seguro”} \\
 \quad \text{else if } T_{uef2} > \phi_t \cdot Rnf_2 \\
 \quad \parallel \text{“No cumple, Dise\~no inseguro”}
 \end{array}
 \left| = \text{“Ok, Dise\~no seguro”}
 \right.$$

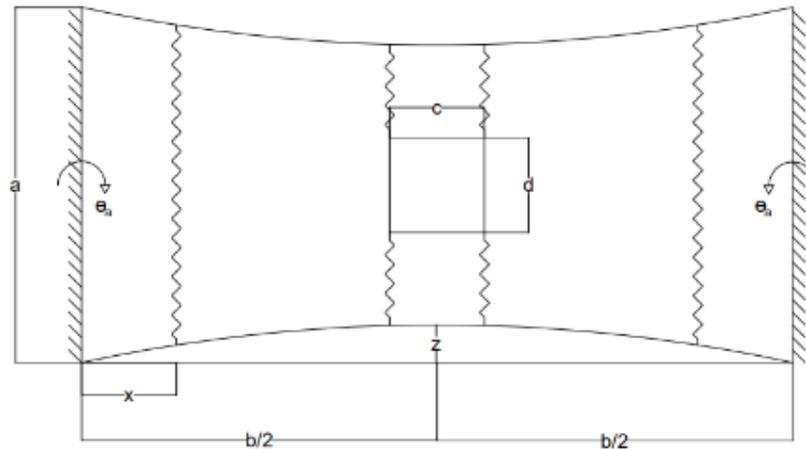
Caso 3: 7/8 in

$$A_{rf3} := 0.601 \text{ in}^2 = 3.877 \text{ cm}^2$$

$$Rnf_3 := 0.75 \cdot f_u \cdot A_{rf3} = 116.322 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Vrificaci3ntf3} := \text{if } T_{uef3} < \phi_t \cdot Rnf_3 \\
 \quad \parallel \text{“Ok, Dise\~no seguro”} \\
 \quad \text{else if } T_{uef3} > \phi_t \cdot Rnf_3 \\
 \quad \parallel \text{“No cumple, Dise\~no inseguro”}
 \end{array}
 \left| = \text{“Ok, Dise\~no seguro”}
 \right.$$

Por otro lado, se propondrá una nueva metodología dando una geometría especial de la contraplaca. Sin embargo primeramente es necesario trabajar con sistema arbitrario para cada caso, con tal que a la estructura respectiva poder obtener la posición de la línea de fluencia no conocida. La cual se muestra a continuación:



Datos caso estructura 1

$$p := T_{ue1} = 84.875 \text{ kN}$$

$$a := 97 \text{ mm} \quad b := 180 \text{ mm} \quad c := 53.975 \text{ mm} \quad d := 53.975 \text{ mm}$$

$$z := 10 \text{ mm}$$

Función cuadrática aproximada de arco de la contraplaca :

$$f(x) := \frac{-4 \cdot z}{b^2} \cdot x^2 + \frac{4 \cdot z}{b} \cdot x$$

La siguiente ecuación muestra la función que rige la capacidad plástica de la contraplaca

$$m_{plás} = g(x) := \frac{p \cdot (b - c - 2 \cdot x)}{4 \cdot \left(a - 2 \cdot f(x) + a - d - 2 \cdot f\left(\frac{b-c}{2}\right) + a - d - 2 \cdot f\left(\frac{b-c}{2}\right) \right)}$$

Se presenta la primera derivada de la ecuación que muestra como varia la capacidad de la contraplaca para observar en que punto se encuentra el máximo valor de esta

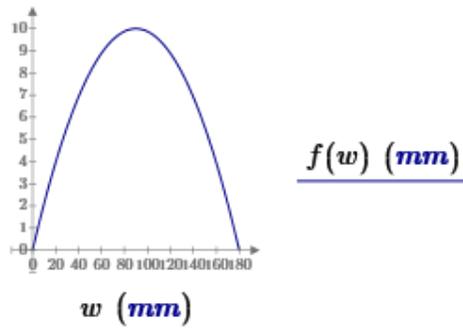
$$h(x) := \frac{d^1}{dx^1} (g(x))$$

Intervalos de análisis

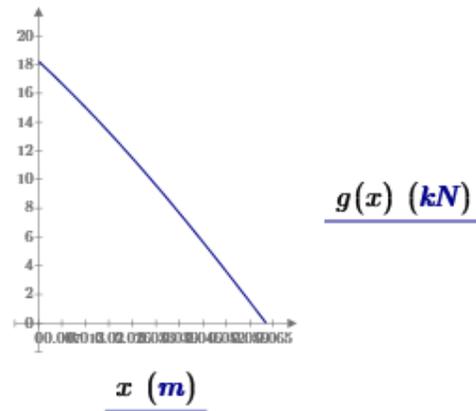
$w := 0 \text{ mm}, 1 \text{ mm}..b$ intervalo de la forma parabólica

$x := 0 \text{ mm}, 1 \text{ mm}.. \frac{b-c}{2}$ rango en que puede estar la línea de fluencia

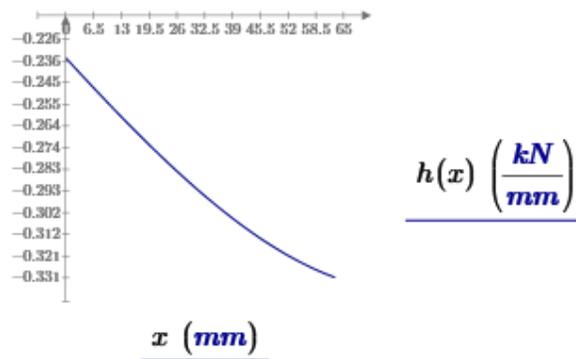
Forma parabólica del sacado de la contraplaca



Comportamiento de la capacidad de la placa



Comportamiento de la primera derivada de la ecuación que rige la capacidad de la contraplaca



Tal como se puede apreciar en los 2 último gráficos se comprueba que numéricamente que el mayor valor de la capacidad de la contraplaca es cuando $x=0$.

Datos caso estructura 2

$$p := T_{ue2} = 383.725 \text{ kN}$$

$$a := 194 \text{ mm}$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

$$c := 57.15 \text{ mm}$$

$$d := 57.15 \text{ mm}$$

$$z := 10 \text{ mm}$$

Función cuadrática aproximada de arco de la contraplaca :

$$f(x) := \frac{-4 \cdot z}{b^2} \cdot x^2 + \frac{4 \cdot z}{b} \cdot x$$

La siguiente ecuación muestra la función que rige la capacidad plástica de la contraplaca

$$m_{pl} = g(x) := \frac{p \cdot (b - c - 2 \cdot x)}{4 \cdot \left(a - 2 \cdot f(x) + a - d - 2 \cdot f\left(\frac{b-c}{2}\right) + a - d - 2 \cdot f\left(\frac{b-c}{2}\right) \right)}$$

Se presenta la primera derivada de la ecuación que muestra como varia la capacidad de la contraplaca para observar en que punto se encuentra el máximo valor de esta

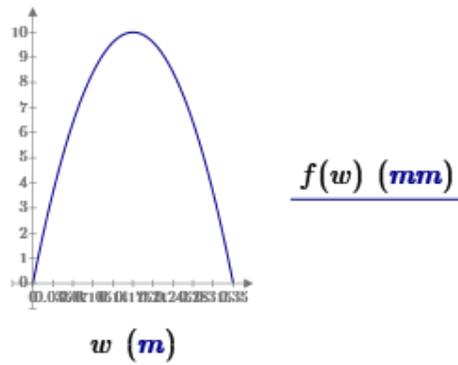
$$h(x) := \frac{d^1}{dx^1} (g(x))$$

Intervalos de análisis

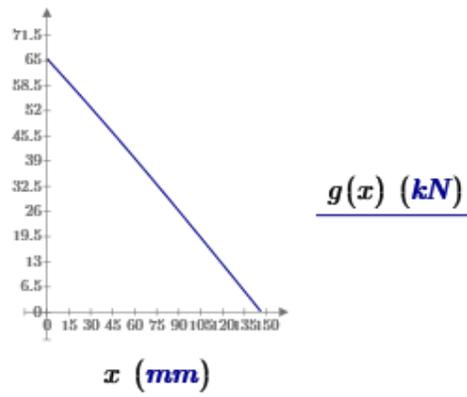
$w := 0 \text{ mm}, 1 \text{ mm} \dots b$ intervalo de la forma parabólica

$x := 0 \text{ mm}, 1 \text{ mm} \dots \frac{b-c}{2}$ rango en que puede estar la línea de fluencia

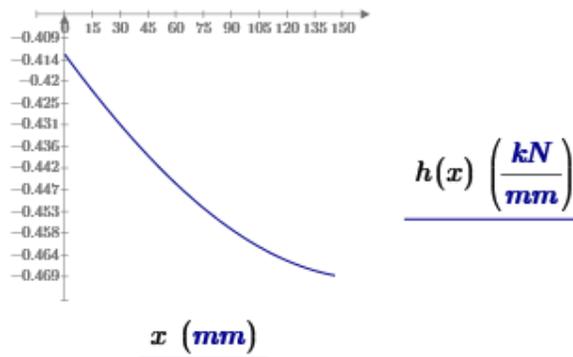
Forma parabólica del sacado de la contraplaca



Comportamiento de la capacidad de la placa



Comportamiento de la primera derivada de la ecuación que rige la capacidad de la contraplaca



Tal como se puede apreciar en los 2 último gráficos se comprueba que numéricamente que el mayor valor de la capacidad de la contraplaca es cuando $x=0$.

Datos caso estructura 3

$$p := T_{ue3} = 50.95 \text{ kN}$$

$$a := 97 \text{ mm}$$

$$b := 184 \text{ mm}$$

$$c := 22.225 \text{ mm}$$

$$d := 22.225 \text{ mm}$$

$$z := 10 \text{ mm}$$

Función cuadrática aproximada de arco de la contraplaca :

$$f(x) := \frac{-4 \cdot z}{b^2} \cdot x^2 + \frac{4 \cdot z}{b} \cdot x$$

La siguiente ecuación muestra la función que rige la capacidad plástica de la contraplaca

$$\text{mplas} = g(x) := \frac{p \cdot (b - c - 2 \cdot x)}{4 \cdot \left(a - 2 \cdot f(x) + a - d - 2 \cdot f\left(\frac{b-c}{2}\right) + a - d - 2 \cdot f\left(\frac{b-c}{2}\right) \right)}$$

Se presenta la primera derivada de la ecuación que muestra como varia la capacidad de la contraplaca para observar en que punto se encuentra el máximo valor de esta

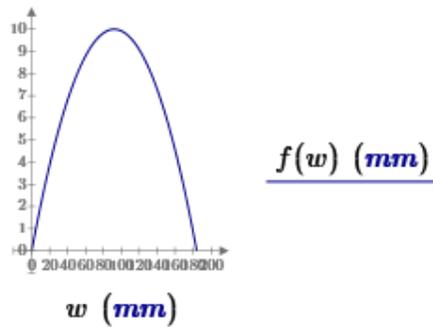
$$h(x) := \frac{d^1}{dx^1} (g(x))$$

Intervalos de análisis

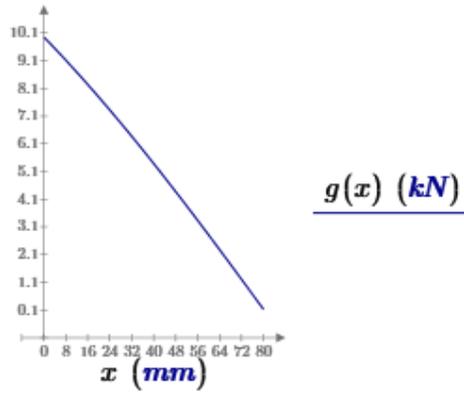
$w := 0 \text{ mm}, 1 \text{ mm} \dots b$ intervalo de la forma parabólica

$x := 0 \text{ mm}, 1 \text{ mm} \dots \frac{(b-c)}{2}$ rango en que puede estar la línea de fluencia

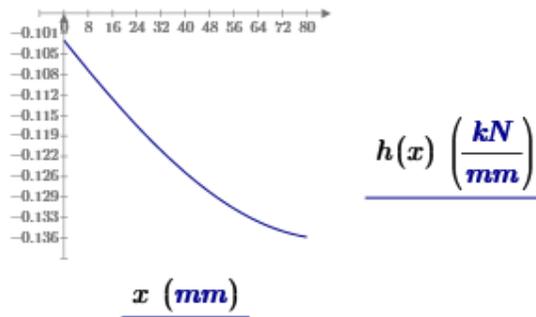
Forma parabólica del sacado de la contraplaca



Comportamiento de la capacidad de la placa



Comportamiento de la primera derivada de la ecuación que rige la capacidad de la contraplaca

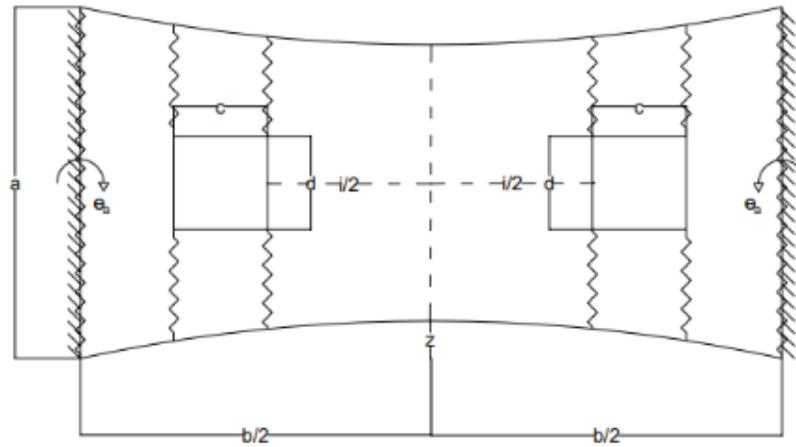


Tal como se puede apreciar en los 2 último gráficos se comprueba que numéricamente que el mayor valor de la capacidad de la contraplaca es cuando $x=0$.

Como se observa en cada caso la mayor capacidad de la contraplaca es cuando la línea fluencia desconocida se encuentra en el apoyo.

Esta conclusión se puede extrapolar al caso con que se cuenta con dos pernos al generarse dos zonas puntuales de falla debido a que las cargas son puntuales .

Obteniéndose para cada caso el siguiente sistema de falla, que permite determinar la capacidad plástica de la contraplaca, con dos pernos

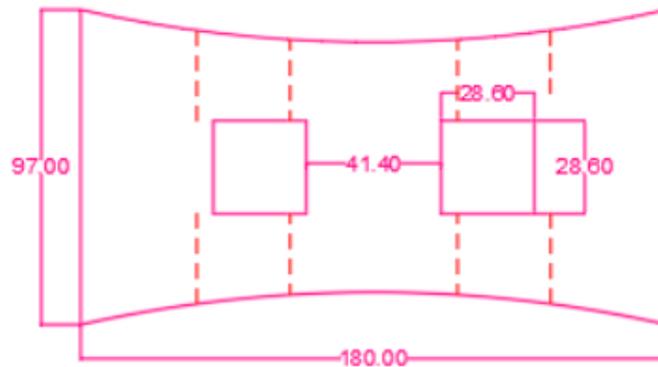


Donde el espesor de la placa se obtiene como:

$$e := \sqrt{\frac{2 \cdot P \cdot (b - i - 2 \cdot c)}{\left(a + a - d - 2 \cdot f \left(\frac{b - i - 2 \cdot c}{2} \right) + a - d - 2 \cdot f \left(\frac{b - i - 2 \cdot c}{2} \right) \right) \cdot f_y}}$$

Aplicando la formula para cada caso se obtiene que :

Caso 1:



$$a_{11} := 97 \text{ mm}$$

$$b_{11} := 180 \text{ mm}$$

$$c_{11} := 28.6 \text{ mm}$$

$$d_{11} := 28.6 \text{ mm}$$

$$i_{11} := 41.4 \text{ mm}$$

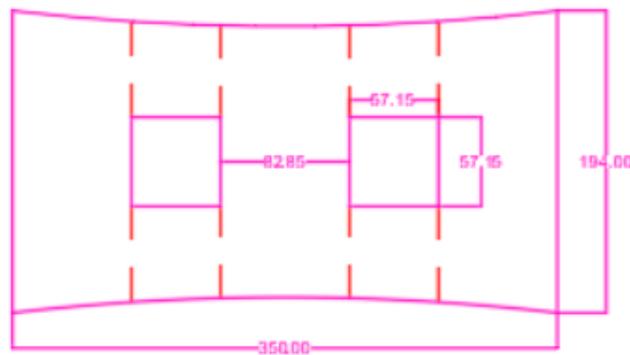
$$z := 10 \text{ mm}$$

$$f(x) := \frac{-4 \cdot z}{b_{11}^2} \cdot x^2 + \frac{4 \cdot z}{b_{11}} \cdot x$$

$$e_{v1} := \text{Ceil} \left(\left(\sqrt{\frac{2 \cdot T_{ue1} \cdot (b_{11} - i_{11} - 2 \cdot c_{11})}{\left(a_{11} + a_{11} - d_{11} - 2 \cdot f\left(\frac{b_{11} - i_{11} - 2 \cdot c_{11}}{2}\right) + a_{11} - d_{11} - 2 \cdot f\left(\frac{b_{11} - i_{11}}{2}\right) \right) \cdot f_y}} \right), \text{mm} \right)$$

$$e_{v1} = 17 \text{ mm}$$

Caso 2 :



$$a_{22} := 194 \text{ mm}$$

$$b_{22} := 350 \text{ mm}$$

$$c_{22} := 57.15 \text{ mm}$$

$$d_{22} := 57.15 \text{ mm}$$

$$i_{22} := 82.85 \text{ mm}$$

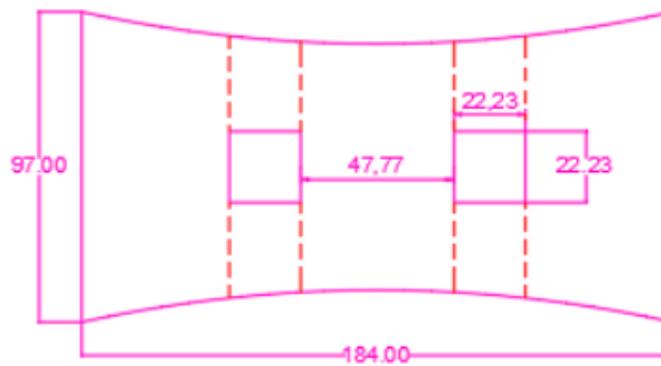
$$z := 10 \text{ mm}$$

$$f(x) := \frac{-4 \cdot z}{b_{22}^2} \cdot x^2 + \frac{4 \cdot z}{b_{22}} \cdot x$$

$$e_{v2} := \text{Ceil} \left(\left(\sqrt{\frac{2 \cdot T_{ue2} \cdot (b_{22} - i_{22} - 2 \cdot c_{22})}{\left(a_{22} + a_{22} - d_{22} - 2 \cdot f \left(\frac{b_{22} - i_{22} - 2 \cdot c_{22}}{2} \right) + a_{22} - d_{22} - 2 \cdot f \left(\frac{b_{22} - i_{22}}{2} \right) \right) \cdot f_y}} \right), \text{mm} \right)$$

$$e_{v2} = 33 \text{ mm}$$

Caso 3:



$$a_{33} := 97 \text{ mm}$$

$$b_{33} := 184 \text{ mm}$$

$$c_{33} := 22.23 \text{ mm}$$

$$d_{33} := 22.23 \text{ mm}$$

$$i_{33} := 47.77 \text{ mm}$$

$$z := 10 \text{ mm}$$

$$f(x) := \frac{-4 \cdot z}{b_{33}^2} \cdot x^2 + \frac{4 \cdot z}{b_{33}} \cdot x$$

$$e_{v3} := \text{Ceil} \left(\left(\sqrt{\frac{2 \cdot T_{ue3} \cdot (b_{33} - i_{33} - 2 \cdot c_{33})}{\left(a_{33} + a_{33} - d_{33} - 2 \cdot f \left(\frac{b_{33} - i_{33} - 2 \cdot c_{33}}{2} \right) + a_{33} - d_{33} - 2 \cdot f \left(\frac{b_{33} - i_{33}}{2} \right) \right) \cdot f_y}} \right), \text{mm} \right)$$

$$e_{v3} = 14 \text{ mm}$$

Anexo B: Análisis modificado de las fórmulas de diseño

2.1. Diseño de Espesor

ANÁLISIS MODIFICADO DE LA ECUACIÓN DE LA CONFIGURACIÓN 2 PARA EL DISEÑO DE CONTRAPLACAS

Estructura 1, Propuesta 1.

El diseño por sobrerresistencia para esto caso indica que se necesitan pernos de anclajes de 1 1/8 in. La guía de diseño de placas base de la AISC indica que para pernos de este tamaño la golilla requerida debiese ser de 3 in, tal como se observa en la siguiente imagen:

Table 2.3. Recommended Sizes for Anchor Rod Holes in Base Plates			
Anchor Rod Diameter, in.	Hole Diameter, in.	Min. Washer Dimension, in.	Min. Washer Thickness, in.
3/4	1 1/4	2	3/4
3/4	1 1/4	2 1/2	3/4
1	1 1/4	3	3/4
1 1/4	2 1/4	3	3/4
1 1/4	2 1/4	3 1/2	3/4
1 1/4	2 1/4	4	3/4
2	3 1/4	5	3/4
2 1/2	3 1/4	5 1/2	3/4

Notes: 1. Circular or square washers meeting the size shown are acceptable.
 2. Adequate clearance must be provided for the washer size selected.
 3. See discussion below regarding the use of alternate 1 1/4-in. hole size for 1-in. diameter anchor rods, with plates less than 1 1/4 in. thick.

Al llevar este valor a las formulas de de diseño se obtiene que:

Caso 1:

$$a_1 := \frac{b_{f1}}{2} - \frac{t_{w1}}{2} = 97 \text{ mm} \quad c_1 := 3 \text{ in}$$

$$b_1 := \frac{h_1}{2} - 8 \text{ mm} = 8.356 \text{ mm} \quad d_1 := 3 \text{ in}$$

$$h_1 := a_1 - d_1 - \left(37 \text{ mm} - \frac{d_1}{2} \right) = 21.9 \text{ mm}$$

$$e_1 := \text{Ceil} \left(\left(\sqrt{\frac{T_{ue1} \cdot 4}{\left(2 \cdot (2 \cdot a_1 - d_1) \cdot \frac{2}{b_1 - c_1} + (2 \cdot b_1 - c_1) \cdot \frac{1}{a_1 - d_1 - h_1} \right) \cdot f_y}} \right), \text{mm} \right) = 6 \text{ mm}$$

Figura 2.1: Diseño en base a la *Configuración 2* de la contraplaca de la Estructura 1

2.2. Resultados de modelo

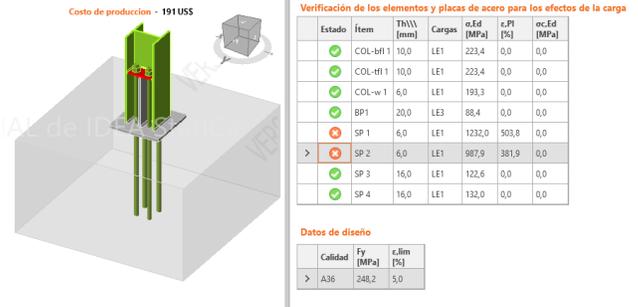
Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 18,7 \text{ kN} < F_n = 26,8 \text{ kN}$$

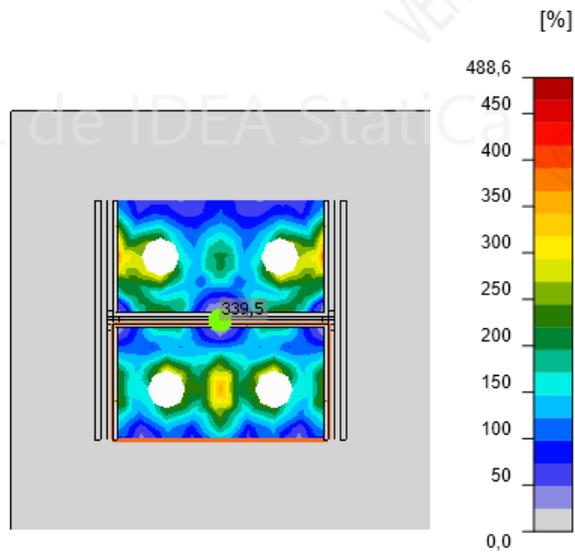
Donde:

$$F_{nw} = 291,9 \text{ MPa} \text{ -- resistencia nominal del material de aportación}$$

(a) Verificación de soldaduras



(b) Porcentaje de deformaciones plásticas



(c) Gráfico de δ_{plas}

Figura 2.2: Resultados del análisis modificado de la *Configuración 2*