



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO DE TITULACIÓN:

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

**MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES**

TEMA:

**ANÁLISIS DE BASE DE COLUMNAS DE ACERO MEDIANTE EL MÉTODO DE
LOS ELEMENTOS FINITOS**

AUTOR:

ING. LUIS MATEO CAZARES MONCAYO

TUTOR:

ING. OSCAR PATRICIO JARAMILLO DE LEON

QUITO, OCTUBRE DEL 2025

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación va a dedicado a mis padres (Luis y Anita), mis hermanos (Pamela, Geovanny y Joseph) y a mi novia (Dome), sin ninguno de ellos nada de esto sería posible ya que me acompañaron durante todo este camino en mi maestría y me motivaron a seguir adelante, y mencionar especialmente a mi padre que es mi ejemplo para seguir tanto en la vida como profesionalmente y quien es el que siempre creyó en mí desde un inicio.

Luis Mateo Cazares Moncayo

AGRADECIMIENTOS

Agradezco enormemente a la Pontificia Universidad Católica del Ecuador por toda la formación impartida en mi tanto profesional y éticamente a nivel de grado y posgrado, igualmente a todo su personal docente con el compartí por muchos años los cuales me enseñaron la belleza de la carrera de Ingeniería Civil en la especialidad de Diseño de Estructuras Sismorresistentes y la responsabilidad que conlleva la misma.

Agradecer particularmente al Ing. Oscar Jaramillo quien fue mi tutor de trabajo de titulación por su guía y motivación durante todo este proceso.

Luis Mateo Cazares Moncayo

Tabla de Contenido

1	Capítulo I.....	15
1.1	Introducción.....	15
1.2	Justificación	16
1.3	Planteamiento del problema	16
1.4	Objetivos.....	17
1.4.1	Objetivo general.....	17
1.4.2	Objetivos específicos.	17
1.5	Alcance	18
2	Capítulo II.....	19
2.1	Marco referencial.....	19
2.2	Marco teórico y conceptual	20
2.2.1	Acero estructural	20
2.2.1.1	Tipos de acero	20
2.2.1.2	Tipos de perfiles estructurales utilizados en Ecuador	21
2.2.1.3	Módulo de elasticidad del acero	22
2.2.2	Conexiones de acero.....	22
2.2.2.1	Conexiones según su funcionalidad en la estructura	22
2.2.2.2	Conexiones empernadas	23
2.2.2.3	Conexiones soldadas.....	24
2.2.3	Conexión de base de columnas	26
2.2.3.1	Placa base	26
2.2.3.2	Tipos de placa base	27
2.2.3.3	Pernos de anclaje	29
2.2.3.4	Rigidizadores.....	30
2.2.3.5	Grout	31

2.3	Marco metodológico	32
2.3.1	Normativa aplicada en el diseño	32
2.3.1.1	AISC - guía de 1 de diseño de conexiones base para estructuras de acero	32
2.3.1.2	AISC 360 – especificación para edificios de acero estructural	33
2.3.1.3	AISC 341 – especificación para sistemas estructurales de acero sismorresistentes.....	33
2.3.1.4	ACI 318 - requisitos de diseño y construcción de estructuras de hormigón armado	34
2.3.2	Procedimiento de diseño de bases columnas de acero según la guía 1 de la AISC ..	35
2.3.2.1	Procedimiento de diseño para cargas axiales de compresión concéntricas ...	35
2.3.2.2	Procedimiento de diseño a corte	39
2.3.2.3	Procedimiento de diseño para momentos pequeños	44
2.3.2.4	Procedimiento de diseño para momentos grandes	48
2.3.2.5	Procedimiento para diseño de rigidizadores	52
2.3.3	Procedimiento para análisis de placas base por el método de los elementos finitos por computadora en el software ANSYS	58
2.3.3.1	Modelado geométrico en ANSYS.....	58
2.3.3.2	Tipos de elementos en ANSYS	60
2.3.3.3	Condiciones de contorno y carga en ANSYS	61
2.3.3.4	Definición de los contactos en ANSYS	62
2.3.3.5	Mallado y criterio de convergencia.....	63
3	Capítulo III	67
3.1	Cargas de diseño	68
3.1.1	Estructura tipo para la obtención de cargas de diseño	68
3.1.2	Parámetros de análisis sísmico de la estructura (NEC-SE-DS)	70
3.1.3	Cargas y combinaciones de carga	71
3.1.3.1	Carga muerta	71
3.1.3.2	Carga viva	72

3.1.3.3	Combinaciones de carga	72
3.1.4	Propiedades geométricas de las secciones de columna.....	72
3.1.4.1	Columna tipo I.....	72
3.1.4.2	Columna tubular	73
3.1.5	Cargas para diseño de bases de columnas de acero	74
3.2	Diseño de bases de columnas de acero propuestas mediante la guía 1 de la	
AISC	75	
3.2.1	Diseño para una columna de perfil tipo “I”	75
3.2.1.1	Propiedades de la sección conectada.....	75
3.2.1.2	Propiedades del acero estructural	75
3.2.1.3	Prediseño de la placa base.....	76
3.2.1.4	Cálculo del espesor considerando únicamente la carga axial.....	76
3.2.1.5	Cálculo del espesor de la placa base para condición de momentos grandes..	77
3.2.1.6	Diseño de pernos de anclaje	78
3.2.1.7	Resistencia nominal al desprendimiento debido a tracción en el hormigón	80
3.2.1.8	Resistencia nominal al desprendimiento debido a corte en el hormigón	81
3.2.1.9	Combinación de resistencia por tracción y corte al desprendimiento en el hormigón	82
3.2.1.10	Diseño final de base de columna tipo “I” según la guía 1 de Diseño de la AISC. 82	
3.2.2	Diseño para una columna con perfil tipo Tubular	83
3.2.2.1	Propiedades de la sección conectada.....	83
3.2.2.2	Propiedades del acero estructural	83
3.2.2.3	Prediseño de la placa base.....	84
3.2.2.4	Cálculo del espesor considerando únicamente la carga axial.....	84
3.2.2.5	Cálculo del espesor de la placa base para condición de momentos grandes..	85
3.2.2.6	Diseño de pernos de anclaje	87
3.2.2.7	Resistencia nominal al desprendimiento debido a tracción en el hormigón	88

3.2.2.8	Resistencia nominal al desprendimiento debido a corte en el hormigón	89
3.2.2.9	Combinación de resistencia por tracción y corte al desprendimiento en el hormigón	90
3.2.2.10	Diseño final de base de columna tipo tubular	90
3.3	Análisis elástico de bases de columnas de acero propuestas mediante el método de los elementos finitos.....	91
3.3.1	Definición de los materiales.	91
3.3.1.1	Acero estructural.....	91
3.3.1.2	Hormigón	93
3.3.2	Geometría de las conexiones.....	93
3.3.2.1	Conexión C1.....	94
3.3.2.2	Conexión C2.....	95
3.3.3	Definición de contactos entre superficies.....	95
3.3.4	Definición del mallado.	96
3.3.5	Aplicación de cargas	98
3.3.6	Resultados de esfuerzos y deformaciones en las conexiones planteadas.....	99
3.3.6.1	Conexión C1.....	99
3.3.6.2	Conexión C2.....	101
3.3.6.3	Conexión C2-b	104
3.4	Análisis no lineal (Pushover) de bases de columnas de acero propuestas mediante el método de los elementos finitos	108
3.4.1	Aplicación de desplazamientos	109
3.4.2	Resultados de esfuerzos y deformaciones:.....	110
3.4.2.1	Conexión C1.....	110
3.4.2.2	Conexión C2.....	113
3.4.2.3	Conexión C2b.....	115
3.4.2.4	Conexión C1 $t_p = 20$ mm	119
3.4.2.5	Conexión C2 $t_p = 20$ mm	122

3.4.2.6	Conexión C2b tp = 20 mm	125
4	Capítulo IV	128
4.1	Análisis y comparación de resultados.	128
4.1.1	Análisis elástico por momentos y fuerzas	128
4.1.2	Análisis no lineal	130
4.1.2.1	Comparación con reducción de espesor de placa a 20 mm.....	135
4.1.3	Zonas de concentración de esfuerzos	139
4.1.3.1	Concentración de esfuerzos en placa base.	139
4.1.3.2	Concentración de esfuerzos en pernos de anclaje	140
4.1.3.3	Concentración de esfuerzos en rigidizadores	141
4.1.3.4	Concentración de esfuerzos en el pedestal.	142
5	Capítulo V	143
5.1	Conclusiones	143
5.2	Recomendaciones	144
	Bibliografía.....	145

Índice de Tablas

Tabla.1	Tipos de acero estructural utilizados en Ecuador	21
Tabla.2	Tensión nominal de conectores y partes roscadas.	40
Tabla.3	Parámetros sísmicos por ubicación y tipo de suelo	70
Tabla.4	Parámetros sísmicos por tipo de sistema estructural	70
Tabla.5	Cortante basal y aceleración máxima Espectral	71
Tabla.6	Carga muerta de la edificación	71
Tabla.7	Carga viva de la edificación	72
Tabla.8	Combinaciones de carga NEC-SE-CG 2015	72
Tabla.9	Propiedades geométricas columna tipo I HEB 400	72
Tabla.10	Propiedades geométricas columna tipo HSS 350x350x26 mm.....	73
Tabla.11	Valores de diseño para la conexión placa base.....	74
Tabla.12	Tipos de contacto en modelamiento en ANSYS	95
Tabla.13	Análisis de convergencia para placa base y perfil.....	96
Tabla.14	Análisis de convergencia para pedestal de hormigón.....	97
Tabla.15	Análisis de convergencia pernos de anclaje, tuercas y arandelas.....	97
Tabla.16	Tamaño de elemento finito máximo para la modelación de conexiones....	97
Tabla.17	Utilidad según el dimensionamiento por la DG 1 de la AISC.....	128
Tabla.18	Utilidad según el análisis elástico de las conexiones por elementos finitos. 128	
Tabla.19	Utilidad de para esfuerzos últimos según el análisis no lineal.	130
Tabla.20	Datos para las curvas fuerza – desplazamiento del análisis no lineal.	131
Tabla.21	Datos para las curvas momento – rotación del análisis no lineal	132

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1. Ejemplo de conexión apernada.....	24
Ilustración 2. Ejemplo de detalle de soldadura en vigas secundarias.....	25
Ilustración 3. Ejemplos de sueldas y de penetración completa.	26
Ilustración 4. Ejemplo de conexión tipo placa base	27
Ilustración 5. Ejemplo de conexiones tipo placa base generales y con arriostramientos.	28
Ilustración 6. Ejemplo de conexión embebida.....	29
Ilustración 7. Ejemplo de detallamiento de pernos de anclaje.	30
Ilustración 8. Esquema para el diseño de placa base.....	36
Ilustración 9. Falla por arrancamiento de pernos.	43
Ilustración 10. Distribución de fuerzas y esfuerzos internos en la conexión.	45
Ilustración 11. Distribución de fuerzas y esfuerzos internos en la conexión.	48
Ilustración 12. Propiedades geométricas de un rigidizador.....	53
Ilustración 13. Ejemplo de una conexión en ANSYS.	60
Ilustración 14. Ejemplo de aplicación de cargas en ANSYS.	62
Ilustración 15. Ejemplos de contacto en ANSYS.....	63
Ilustración 16. Ejemplo de mallado en ANSYS.....	65
Ilustración 17. Esquema en elevación y en planta para el edificio de análisis.....	69
Ilustración 18. Esquema en 3D y de pórticos del edificio en análisis.	69
Ilustración 19. Detalle de conexión placa base tipo I DG1 AISC.	83
Ilustración 20. Detalle de conexión placa base tipo tubular DG1 AISC.	91
Ilustración 21. Curvas constitutivas del acero estructural.	92
Ilustración 22. Curva constitutiva del acero ASTM 572.....	92
Ilustración 23. Curva Constitutiva del acero ASTM F1554.....	93

Ilustración 24. Conexión C1.....	94
Ilustración 25. Conexión C2.....	95
Ilustración 26. Mallado de conexión.	98
Ilustración 27. Aplicación de cargas de diseño conexión C1.....	98
Ilustración 28. Esfuerzos máximos placa base – perfil C1.....	99
Ilustración 29. Deformación placa base - perfil C1.....	99
Ilustración 30. Esfuerzo y deformación pedestal de hormigón C1.....	100
Ilustración 31. Esfuerzo en pernos de anclaje C1.....	101
Ilustración 32. Esfuerzo placa base - perfil C2.....	101
Ilustración 33. Deformaciones placa base - perfil C2.	102
Ilustración 34. Esfuerzo y deformación en el pedestal C2.	103
Ilustración 35, Esfuerzos y deformaciones pernos de anclaje C2.	103
Ilustración 36. Conexión C2b y geometría del rigidizador propuesto.....	104
Ilustración 37. Esfuerzos placa base - perfil C2b.	105
Ilustración 38. Deformaciones placa base - perfil C2b. Fuente: Elaboración propia en ANSYS	106
Ilustración 39. Esfuerzo y deformaciones en los rigidizadores C2b.	106
Ilustración 40. Esfuerzo y deformación en el pedestal C2b.	107
Ilustración 41. Esfuerzo y deformaciones en pernos de Anclaje C2b.	108
Ilustración 42. Gráfico columna en cantiléver.....	109
Ilustración 43. Ejemplo de aplicación de desplazamientos C1.	110
Ilustración 44. Esfuerzo y deformación placa base - perfil no lineal C1.....	110
Ilustración 45. Esfuerzo y deformación pernos de anclaje no lineal C1.	111
Ilustración 46. Curva fuerza - desplazamiento C1.	112
Ilustración 47. Curva momento - rotación C1.	112

Ilustración 48. Esfuerzo deformaciones placa base - perfil no lineal C2.	113
Ilustración 49. Esfuerzos y deformaciones en pernos de anclaje no lineal C2.....	114
Ilustración 50. Curva fuerza - desplazamiento C2.	114
Ilustración 51. Curva momento - rotación C2.	115
Ilustración 52. Esfuerzo y deformación placa base - perfil no lineal C2B.....	115
Ilustración 53. Esfuerzo y deformaciones en rigidizadores no lineal C2b.	116
Ilustración 54. Esfuerzos y deformaciones pernos de anclaje no lineal C2b.	117
Ilustración 55. Curva fuerza - desplazamiento C2b.	118
Ilustración 56. Curva momento - rotación C2b.	118
Ilustración 57. Esfuerzo y deformación placa base - perfil no lineal C1 tp=20mm.....	119
Ilustración 58. Esfuerzo y deformación pernos de anclaje no lineal C1 tp=20mm.....	120
Ilustración 59. Curva fuerza - desplazamiento C1 tp=20mm.....	121
Ilustración 60. Curva momento - rotación C1 tp=20mm.	121
Ilustración 61. Esfuerzo y deformación placa base - perfil no lineal C2 tp=20mm.....	122
Ilustración 62. Esfuerzo y deformación pernos de anclaje no lineal C2 tp=20mm.....	123
Ilustración 63. Curva fuerza - desplazamiento C2 tp=20mm.....	124
Ilustración 64. Curva momento - rotación C2 tp=20mm.	124
Ilustración 65. Esfuerzo y deformación placa base - perfil no lineal C2b tp=20mm...	125
Ilustración 66. Esfuerzo y deformación pernos de anclaje no lineal C2b tp=20mm....	126
Ilustración 67. Curva fuerza - desplazamiento C2b tp=20mm.....	127
Ilustración 68. Curva momento - rotación C2b tp=20mm.	127
Ilustración 69. Comparación curva fuerza - desplazamiento.	131
Ilustración 70. Comparación momento - rotación.....	132
Ilustración 71. Comparación curva fuerza – desplazamiento C1 con reducción de espesor.	135

Ilustración 72. Comparación momento – rotación C1 con reducción de espesor.	135
Ilustración 73. Comparación curva fuerza – desplazamiento C2 con reducción de espesor.	136
Ilustración 74. Comparación momento – rotación C2 con reducción de espesor.	136
Ilustración 75. Comparación curva fuerza – desplazamiento C2b con reducción de espesor.	137
Ilustración 76. Comparación momento – rotación C2b con reducción de espesor.	137
Ilustración 77. Concentración de esfuerzos en placa base.....	139
Ilustración 78. Concentración de esfuerzos en pernos de anclaje.	140
Ilustración 79. Concentración de esfuerzos en rigidizadores.	141
Ilustración 80. Concentración de esfuerzos en pedestal.	142

RESUMEN

La presente investigación se centra en la evaluación y el análisis de conexiones de bases de columnas de acero tanto para una sección tubular y tipo I, que son las secciones más utilizadas en nuestro medio. Para el análisis se toma como referencia principalmente las normativas nacionales NEC-SE-AC y NEC-SE-DS, y las siguientes normativas internacionales AISC 360-16, AISC 341-16, AISC 358-16, ASCE 7-16; para el diseño manual se empleó la guía AISC Design Guide 1: Base Connection Design for Steel Structures (Third Ed.).

Se planteó la modelación de diferentes conexiones de bases de columnas de acero a partir de modelos tridimensionales de alto detalle que fueron analizados mediante el método de elementos finitos (FEM) por computadora. Estos modelos se configuraron para ver la distribución de esfuerzos, deformaciones y traslaciones en los diferentes componentes de la conexión y para diferentes situaciones de carga. Se realizaron análisis lineales y no lineales, puesto que queremos obtener un modelo en el que se contempla la plastificación del acero.

Consecuentemente se realizaron evaluaciones y diseños de las conexiones propuestas mediante la guía AISC Design Guide 1: Base Connection Design for Steel Structures que establece una metodología de diseño a través de ecuaciones desarrolladas en base a ensayos de laboratorio.

El propósito principal de la investigación radica en comparar las dos metodologías, obtener las utilidades de la conexión por los diferentes métodos y establecer las conclusiones respectivas del caso en base a los resultados obtenidos.

Las conclusiones de esta investigación aportarán a:

- **Eliminar incertidumbres:** Gracias a que la información obtenida acerca del comportamiento de las conexiones sirve para disminuir las incertidumbres en el diseño y permitir conseguir una mayor seguridad estructural.
- **Ampliar la práctica ingenieril:** Las conclusiones aportadas servirán de base para futuras obras y podrán ser incorporadas en guías de diseño nacionales, constituyendo un elemento de mejora para la calidad de las construcciones del país.
- **Fomentar la investigación:** El trabajo de investigación propuesto sentará las bases para nuevas investigaciones en el tema de las conexiones estructurales y contribuirá a realizar un avance en el conocimiento en la ingeniería estructural.

1 Capítulo I

1.1 Introducción

Las conexiones tienen una gran relevancia en el diseño de estructuras de acero, ya que tienen como característica principal la transmisión de las cargas hacia los elementos de la estructura. El correcto análisis de las conexiones de acero se convierte en un reto técnico que exige un amplio conocimiento sobre la normativa vigente, materiales empleados y metodologías del análisis estructural.

Existen varios tipos de conexiones metálicas como son: conexiones soldadas, conexiones atornilladas o conexiones remachadas, las aplicaciones son distintas en función del caso de análisis y las características requeridas, también pueden ser combinadas entre sí para mejorar la optimización y desempeño de esta.

En Ecuador las secciones de columnas de acero más utilizadas son las siguientes: sección tubular hueca y sección tipo I, debido a que son elementos que aportan una gran resistencia y rigidez en ambos sentidos, es importante resaltar que la condición geométrica de la conexión modifica su diseño.

En la actualidad, existe mucha variedad de normativas tanto nacionales como internacionales, dentro del contexto nacional se tiene principalmente para el diseño de estructuras metálicas la NEC-SE-AC, y para el análisis sísmico la NEC-SE-DS, las normas internacionales correspondientes son las siguientes AISC 360-16, AISC 341-16, AISC 358-16, ASCE 7-16,

Dentro del caso en específico de conexiones de base de columnas existe la guía AISC Design Guide 1: Base Connection Design for Steel Structures que proporciona una metodología para el diseño de estas conexiones en base a ensayos de laboratorio realizados por la AISC.

El avance tecnológico a nivel mundial ha permitido el uso y desarrollo de herramientas mucho más sofisticadas dentro del análisis estructural, estas se apegan más a la realidad del comportamiento de la estructura, como por ejemplo el método de elementos finitos (FEM) por computadora, que permite un análisis más preciso de la distribución de esfuerzos y deformaciones, lo que permite tener un mejor enfoque en el diseño mejorando la seguridad y optimizando los elementos.

1.2 Justificación

Las conexiones base-columna de secciones acero son elementos estructurales de vital importancia en la construcción de edificaciones, pues son las que transmiten las cargas de la superestructura hacia la cimentación. Un mal diseño de estas conexiones puede elevar riesgos con la seguridad, durabilidad y estabilidad de la estructura.

En Ecuador, aunque cada vez se cuentan con más estructuras de acero, no se tiene el suficiente trabajo de investigación sobre cómo se comportan estas conexiones, en particular, para cargas dinámicas. Esto limita a los ingenieros estructurales ecuatorianos en el diseño y evaluación de estas conexiones.

El método de los elementos finitos (FEM) por computadora constituye una excelente herramienta para los ingenieros estructurales, ya que permite una mejor modelación de la geometría, de los materiales y las cargas que intervienen en la conexión.

1.3 Planteamiento del problema

El análisis de las bases de las columnas debe considerar las cargas sísmicas para garantizar la estabilidad estructural en caso de que se produzca un evento sísmico de gran magnitud. Precisamente, la capacidad de una estructura para resistir las fuerzas sísmicas es un aspecto fundamental, dado que el colapso de los edificios puede acarrear pérdidas humanas y materiales importantes (Sánchez et al., 2020).

Por ello es conveniente que se lleve a cabo un diseño que no sólo asegure daños mínimos, sino que también procure el adecuado rendimiento en las condiciones más adversas.

Los métodos experimentales son los que normalmente se utilizarían para la determinación de la resistencia a compresión o a flexión de los componentes estructurales. El uso del método de elementos finitos (FEM) es una alternativa eficaz y adecuada, ya que permite llevar a cabo simulaciones sobre condiciones difíciles de reproducir en un laboratorio.

El análisis mecanicista por medio del método (FEM) también permite tener en consideración un gran número de variables y de condiciones de carga, lo cual favorece la posibilidad de llevar a cabo un análisis más exhaustivo del comportamiento estructural (González et al., 2019).

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Analizar y comparar bases de columnas de acero mediante el método de elementos finitos por computadora con procedimientos manuales siguiendo las guías de Diseño de la AISC, para una conexión con una columna tubular y tipo I

1.4.2 Objetivos específicos.

1. Modelar en computadora conexiones de base de columnas considerando un perfil tubular y tipo I.
2. Efectuar el análisis de bases de columnas de acero mediante el método de los elementos finitos por medio de computadora y a través de las guías de diseño de la AISC, para determinar la capacidad.

3. Verificar los resultados obtenidos con el método de elementos finitos por medio de computadora con los resultados usando el código y las guías de diseño de la AISC, para garantizar la confiabilidad de los resultados.

1.5 Alcance

Este trabajo se basará en el análisis de la conexión de la base de columnas de acero de sección tubular hueca y tipo I, a partir del método de análisis finitos por computadora que nos permitirá conocer los puntos de mayor esfuerzo y deformaciones. El comportamiento de la estructura se estudiará para los rangos elástico y plástico. Se realizará el mismo procedimiento en base a la guía AISC Design Guide 1: Base Connection Design for Steel Structures (Third Ed.).

Las cargas a las que estará sometida la conexión se obtendrán del análisis estructural de un edificio de 6 niveles, el propósito es únicamente el análisis de la conexión y no de la estructura del edificio.

La finalidad de esta investigación es comparar los resultados obtenidos en base a las dos metodologías empleadas, por lo que se desarrollarán modelos detallados para simular el comportamiento estructural de estas conexiones bajo diversas condiciones de carga, y el análisis se lo realizara según las normativas nacionales e internacionales vigentes.

2 Capítulo II

2.1 Marco referencial

La estabilidad y la seguridad de las edificaciones en contextos de riesgo ante desastres naturales, como por ejemplo los terremotos o los huracanes. Son aspectos que deben tenerse en cuenta dentro del diseño estructural de un proyecto. En este sentido, los ingenieros estructurales deben tender hacia unas estructuras que cumplan aquellos aspectos que establecen las normas internacionales, pero que sean también, de alguna manera, compatibles con las propias características de los materiales de la zona. (Cruz & Martínez, 2021).

Emplear un software de análisis en elementos finitos como lo es ANSYS es importante para la concepción de un análisis exhaustivo del comportamiento de la conexión ante las diferentes cargas y la interacción que existe entre las columnas de acero y las bases de hormigón. En cambio, otros programas como por ejemplo el ETABS o el SAP2000, son herramientas que se desempeñan bien únicamente en análisis lineales, a diferencia de ANSYS donde es posible realizar un análisis del comportamiento no lineal de las estructuras mucho más preciso y sencillo, lo cual permite establecer de mejor manera la respuesta de la estructura cuando reciba cargas excesivas. (Pérez & Ruiz, 2020).

Los métodos numéricos, y en particular el método de los elementos finitos (FEM), son herramientas para poder disgregar problemas más complejos en otros más simples y así poder llegar a un análisis mucho más detallado (Vázquez & López, 2018). Ahora bien, hay que tener presente que la correcta identificación de las solicitaciones es fundamental para la obtención de un correcto diseño.

Las normativas de diseño AISC (360-16, 341-16, 358-16), abarcan meticulosamente la parte de las placas base y conexiones metálicas. Fueron desarrolladas para garantizar un correcto comportamiento estructural dentro de una región sísmica. La interacción suelo-estructura y el diseño adecuado de anclajes han sido valorados por otros estudios como el de Cruz y Martínez (2021) y el Sánchez et al. (2020), aunque se presenta limitaciones en las aplicaciones prácticas. En este trabajo se adopta la totalidad de las recomendaciones que se desarrollan en la normativa AISC, por su nivel de detalle y soporte técnico, garantizando un procedimiento coherente con esquemas a nivel internacional.

2.2 Marco teórico y conceptual

2.2.1 Acero estructural

Los perfiles en acero poseen una enorme resistencia y durabilidad en todas las direcciones. Para esta investigación se analizarán perfiles de acero, en función de las especificaciones requeridas por la ASTM y AISC.

El acero es una aleación de metales principalmente de hierro con una pequeña cantidad de carbono, es un material ampliamente utilizado en la fabricación de perfiles para el montaje de estructuras metálicas, este tipo de construcción corresponde a un grupo considerable dentro del Ecuador.

2.2.1.1 Tipos de acero

De acuerdo con la NEC-SE-AC (2015), para estructuras donde se busca un desempeño dúctil, se debe considerar un esfuerzo máximo de fluencia del acero de 50 ksi. Sin embargo, en columnas la fluencia únicamente se presenta en la base por lo que el esfuerzo máximo de fluencia para estos elementos y un desempeño dúctil es de 65 ksi.

Por esta razón, los aceros recomendados según la NEC-SE-AC para el diseño de las placas base son:

Tabla.1 Tipos de acero estructural utilizados en Ecuador

Especificación	F_y (Mpa)	F_u (Mpa)
ASTM A36	250	400
ASTM 572 Gr 50	345	450
ASTM A588	345	450

2.2.1.2 Tipos de perfiles estructurales utilizados en Ecuador

Los perfiles estructurales se clasifican, principalmente, en función a su forma aplicación, los más utilizados son:

Perfiles tipo I (W): Son unos perfiles que están fabricados con una sección transversal en forma de “I” y están pensados para soportar cargas en estructuras horizontales. Tienen una alta eficiencia para la resistencia a la flexión.

Perfiles tipo H: Tienen una forma parecida al tipo I, pero con alas más anchas, lo que les otorga una resistencia también mayor a la compresión y a la flexión.

Perfiles en T: Son unos perfiles que están fabricados con una sección transversal en forma de “T” que se usan principalmente como refuerzos o como conexiones.

Perfiles tipo Canal (C): Con una sección transversal en forma de “C”, se utilizan para aplicaciones por donde se intercalan unas zonas de soporte en el lateral, o también como elementos de obras.

Perfiles tipo Ángulo (L): Tienen las dos alas perpendiculares entre sí, generalmente son estructuras que llegan a ser refuerzos y que requieren resistencias a torsión.

Perfiles Tubulares (HSS): Son perfiles huecos y pueden ser cuadrados, rectangulares o redondos, teniendo en cuenta su alta resistencia estructural con un bajo peso.

2.2.1.3 Módulo de elasticidad del acero

El módulo de elasticidad también conocido como módulo de Young, se entiende principalmente como la relación existente entre el esfuerzo aplicado y la correspondiente deformación unitaria (McCormac, 2018).

Es una de las características fundamentales de los materiales y permite conocer cómo se comporta un material bajo la acción de cargas, ya que indica la rigidez y la capacidad de volver a su a su estado original después de haber sido sometido a diferentes deformaciones. Para el acero, el módulo de elasticidad corresponde al valor de 2.04×10^6 kg/cm².

Es un valor apreciablemente elevado que indica la gran capacidad que tiene el acero para soportar esfuerzos elevados sin que se produzcan deformaciones residuales y permanentes, lo que le convierte en un material óptimo para su uso en construcciones

2.2.2 Conexiones de acero

Se entiende como conexión de Acero al conjunto de elementos que forman la unión entre elementos estructurales con el objetivo de transmitir esfuerzos hacia los mismos. (McCormac, 2018).

Las conexiones son de vital importancia para que la estructura se desempeñe de forma adecuada ya que de existir una falla en las mismas la estructura podría colapsar

2.2.2.1 Conexiones según su funcionalidad en la estructura

Las conexiones de acero según su funcionalidad dentro de las estructuras son:

Conexiones Resistentes a Momento: Este tipo de conexiones permiten la transmisión de momentos flectores ya que impiden la rotación en el nudo. Son utilizadas por lo general en aquellas estructuras donde es necesaria una elevada continuidad y rigidez.

Conexiones Simples: Este tipo permiten la rotación en el nudo y se destinan fundamentalmente a la transmisión de fuerzas cortantes. Son utilizadas con mucha frecuencia en vigas simplemente apoyadas.

Conexiones Semi-rígidas: Este tipo de conexiones tienen características intermedias entre las conexiones anteriores. Este tipo de conexiones permite cierta rotación mientras es capaz de transmitir momentos.

Conexiones de Placa Base: Este tipo de conexión une una columna de acero a una base de hormigón, aportando estabilidad vertical y resistencia a las fuerzas laterales. Este tipo de placa es importante para anclar las columnas a la cimentación.

2.2.2.2 Conexiones empernadas

Es un tipo de conexión entre elementos estructurales que se establece mediante pernos de anclaje (elementos de alta resistencia). Es un tipo común de conexión utilizado en estructuras de acero y se utiliza principalmente para la correcta transmisión de esfuerzos entre elementos estructurales.

Las conexiones apernadas presentan una gran facilidad para el montaje y desmontaje de estas, a diferencia de la soldadura se requiere mano de obra menos especializada para su implementación y la inspección de la conexión se vuelve más sencilla, es necesario tener bastante cuidado en las perforaciones ya que deben ser exactas y precisas (McCormac, 2018).

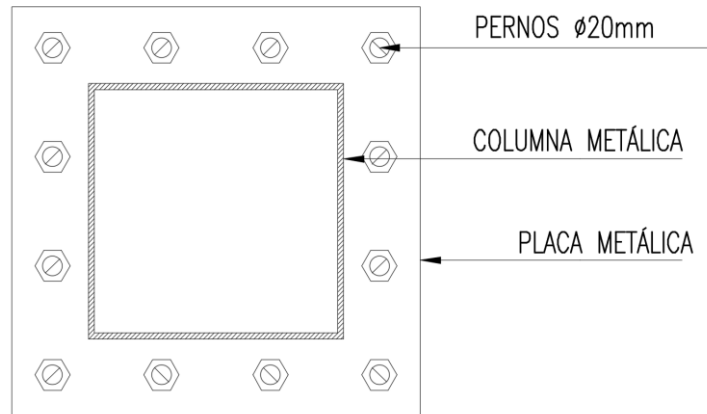


Ilustración 1. Ejemplo de conexión apornada.

Fuente: Elaboración propia

2.2.2.3 Conexiones soldadas

La soldadura consiste en la unión de elementos metálicos por medio de la aplicación del calor y fundición del material ligante, mediante este proceso se logra obtener una unión permanente en una entre elementos de acero. La soldadura es un método muy utilizado en la construcción debido a que logra uniones fuertes y muy duraderas (McCormac, 2018).

Las conexiones mediante soldadura presentan grandes beneficios como una alta rigidez y brinda una continuidad estructural en los elementos, las conexiones se vuelven más limpias visualmente y es posible ahorrar peso al no necesitar placas ni pernos, pero requieren una mayor mano de obra especializada para su implementación además realizar la inspección de la conexión es más complicado ya que se pueden presentar fallas internas que no son detectables a simple vista, las conexiones soldadas por su estructura también son más difíciles de desmontar.

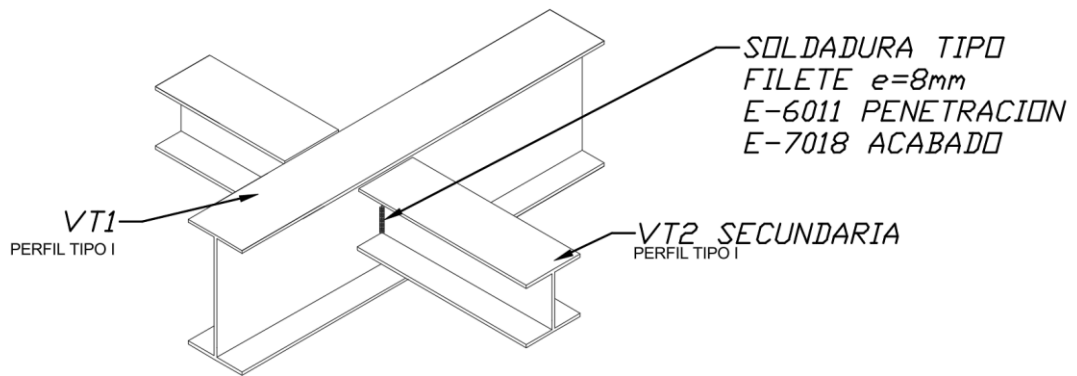


Ilustración 2. Ejemplo de detalle de soldadura en vigas secundarias.

Fuente: Elaboración propia

Tipos de soldadura:

Existen 4 tipos de soldadura como son: tipo filete, a tope, ranura, muesca y tapón dentro del contexto de nuestro país, los tipos de soldaduras más utilizadas para la construcción de estructuras de acero son las siguientes:

Soldadura a tope: Es un tipo de soldadura considerada para unir dos piezas que se encuentran alineadas principalmente, favoreciendo la penetración de la soldadura en la sección completa de unión de los dos elementos a través de un biselado en los elementos que puede tener forma de V o U.

Soldadura de filete: Se utiliza para unir dos piezas que son perpendiculares entre sí por medio de un material de relleno, la soldadura consiste en una garganta que se asemeja a una forma triangular que permite la unión de elementos, puede implementarse de manera continua o intermitente esto dependerá del diseño.

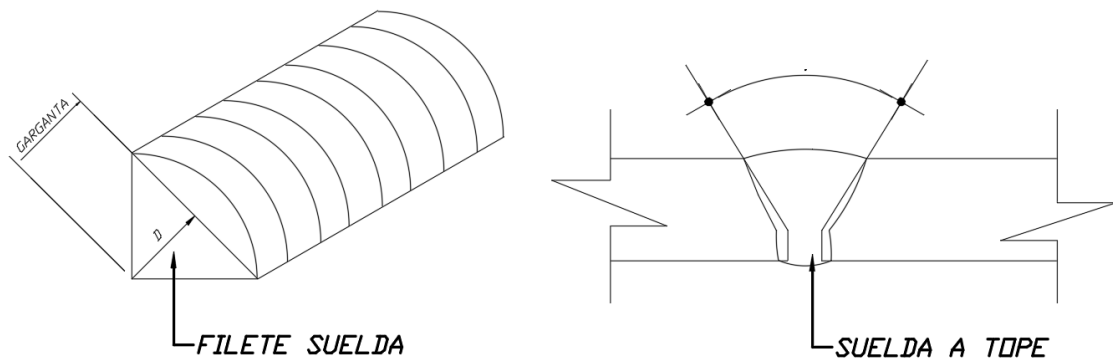


Ilustración 3. Ejemplos de sueldas y de penetración completa.

Fuente: Elaboración propia

2.2.3 Conexión de base de columnas

2.2.3.1 Placa base

Los conexones de base de columnas son un elemento primordial para la construcción de estructuras de acero, ya que permiten tener una unión segura entre la columna y la cimentación que es la encargada de la transmisión de las cargas hacia el suelo. Estas conexiones no solo soportan las cargas gravitacionales, sino que también ayudan a resistir fuerzas laterales, provocadas por eventos sísmicos o vientos de gran magnitud.

En zonas sísmicas activas es importante que estas conexiones sean capaces de resistir grandes deformaciones sin fallar, estas conexiones se usan en todos los sistemas estructurales como son SMF, IMF, OMF, etc... ya que siempre deber existir una unión con la cimentación que por lo general es de hormigón armado (American Institute of Steel Construction, 2016).

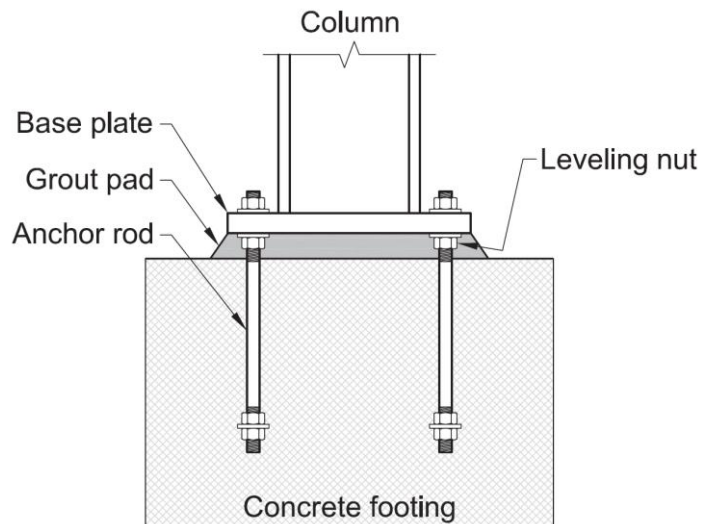


Ilustración 4. Ejemplo de conexión tipo placa base

Fuente: Guía 1 de Diseño de la AISC. Tercera Edición.

2.2.3.2 Tipos de placa base

Conexiones de placa base para columnas con y sin arriostramientos

Son las conexiones más comunes en el medio para estructuras de acero, consisten en una columna soldada a la placa base fijada a un pedestal de hormigón mediante perno de anclaje. Es requerimiento que exista una capa de grout entre la placa y el pedestal por motivos de nivelación de esta y una adecuada transferencia de esfuerzos (American Institute of Steel Construction, 2016).

Características de la conexión

- Se puede utilizar esta conexión para los diferentes perfiles de columnas de acero como son HSS, W, Canales, HSS (redonda), el tipo de perfil únicamente afecta a la geometría de la conexión y de los elementos complementarios de la misma.
- La configuración de los pernos de anclaje varía según el tamaño de la placa y la magnitud de las solicitaciones de carga, el objetivo es lograr que todos los pernos de anclaje trabajen simultáneamente a toda su capacidad.

- Se usan pernos de anclaje principalmente preinstaladas que cumplan con los lineamientos previamente establecidos en la AISC.
- Se debe incluir una placa de cortante (shear lug) cuando se tiene fuerzas cortantes grandes, este elemento es fijado con soldadura debajo de la placa base y embebido en el hormigón.
- Las soldaduras pueden ser de filete o soldadura a tope (penetración completa), la configuración de la soldadura será determinada en función de las solicitaciones de la conexión.
- Esta permitido usar rigidizadores para aumentar la resistencia de la conexión.

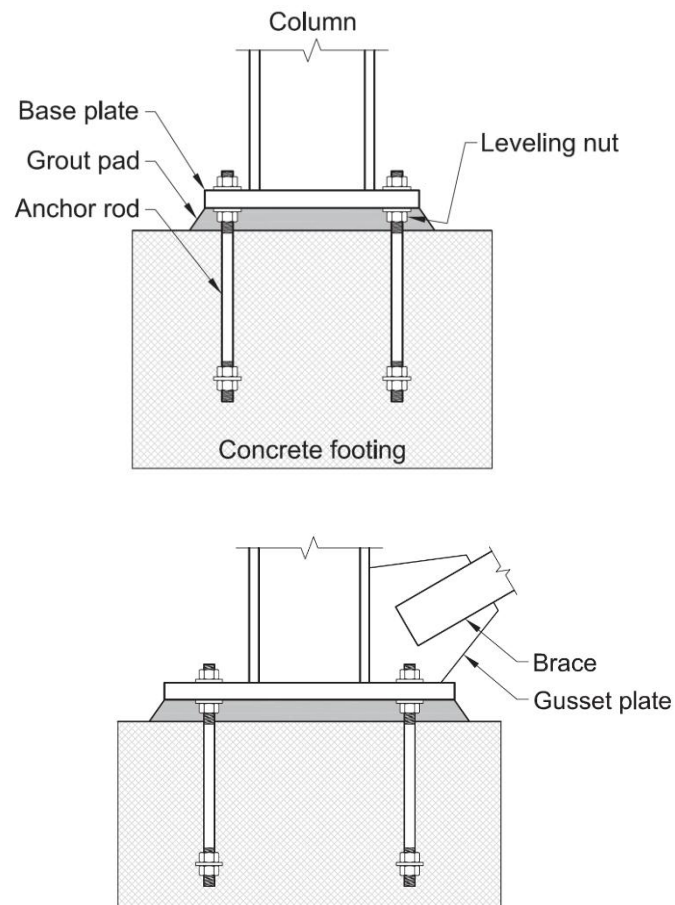


Ilustración 5. Ejemplo de conexiones tipo placa base generales y con arriostramientos.

Fuente: Guía 1 de Diseño de la AISC. Tercera Edición

Conexiones de placa base para columnas empotradas

No es una conexión demasiado utilizada en el medio, consiste principalmente en empotrada la placa base y un tramo de la columna dentro del hormigón.

Características de la conexión

- Se puede utilizar esta conexión para los diferentes perfiles de columnas de acero como son HSS, W, Canales, HSS (redonda), el tipo de perfil únicamente afecta a la geometría de la conexión y de los elementos complementarios de la misma.
- Se coloca una placa para soporte en el contorno de la columna y se vierte el hormigón completamente alrededor de la misma.
- Se aumenta la resistencia a la flexión de la placa base ya que se adiciona la capacidad generada por el empotramiento en el hormigón.

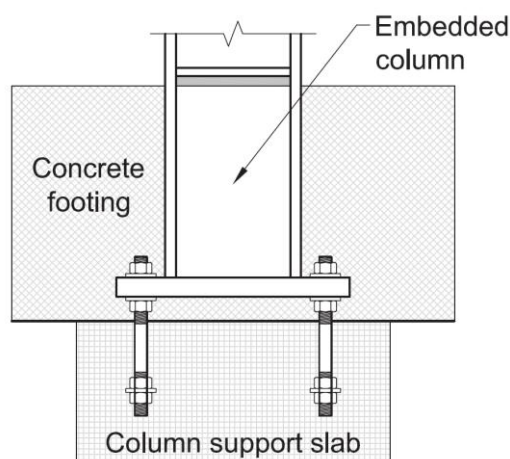


Ilustración 6. Ejemplo de conexión embebida.

Fuente: Guía 1 de Diseño de la AISC. Tercera Edición

2.2.3.3 Pernos de anclaje

Los pernos de anclaje están constituidos principalmente de un roscado con una tuerca hexagonal. De los pernos de anclaje depende la conexión entre el hormigón y la placa de acero aportando estabilidad a la misma; por este motivo son una parte muy importante en el diseño de la conexión.

Para la adecuada transferencia de carga del perno de anclaje hacia el hormigón se deben realizar dos consideraciones, la primera es la correcta unión entre el perno de anclaje y el hormigón a través de una longitud de anclaje mínima necesaria para la correcta transmisión de los esfuerzos, la segunda consiste en un apoyo eficiente en la cabeza del perno de anclaje para logra una buena sujeción.

La falla más común de los pernos de anclaje se da por el arrancamiento en el hormigón y se produce cuando la sección de hormigón no es lo suficientemente resistente para resistir las fuerzas transmitidas por los pernos (American Institute of Steel Construction, 2016).

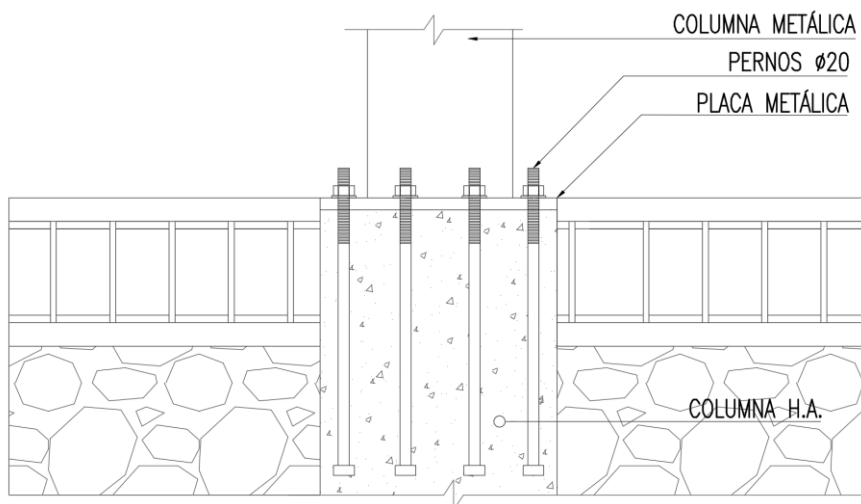


Ilustración 7. Ejemplo de detallamiento de pernos de anclaje.

Fuente: Elaboración propia

2.2.3.4 Rigidizadores

Consisten en placas metálicas comúnmente soldadas a la placa base y al alma de la columna dentro de una conexión de base columna, con el propósito de distribuir correctamente las cargas concentradas, evitando el pandeo local y mejorando la transferencia de esfuerzos hacia la placa - cimentación. Su uso esencialmente permite mayor control y estabilidad ante momentos flectores y fuerzas cortantes elevadas.

Se recomienda disponer los rigidizadores de forma simétrica de los rigidizadores para evitar tener excentricidades en la conexión y que la distribución de carga sea uniforme hacia los elementos posteriores, es importante considerar cuando es necesario el uso de un rigidizador ya que muchas veces es más efectivo para controlar efectos flexión en la placa aumentar el espesor de esta, al hacer esto se incurriría en menores costo ya que se reduce el montaje de elementos.

Tipos de rigidizadores

Rigidizadores de apoyo: Son aquellos implementados para resistir cargas verticales de gran magnitud en el alma de las vigas o columnas.

Rigidizadores transversales: Son aquellos implementados para resistir momentos y cargas cortantes de gran magnitud en una conexión tipo placa base, su propósito es reforzar la placa contra efectos de flexión.

Rigidizadores longitudinales: Son aquellos implementados para controlar el pandeo local de secciones.

2.2.3.5 Grout

El grout está constituido por un mortero fluido, con propiedades autonivelantes y de una consistencia plástica, su principal objetivo es el relleno de espacios estrechos, una vez el grout se endurece adquiere una gran resistencia incluso superior a la del hormigón normal y además tiene la capacidad de transmitir esfuerzos correctamente a los demás elementos, su aplicación es indispensable en los siguientes elementos:

- Nivelación de placa base de estructuras metálicas.
- Relleno y fijación de pernos de anclaje.
- Relleno en de orificios en elementos de hormigón pretensado y postensado.

Tipos de grout

- **Grout a base de cemento:** Esta constituido a base de cemento agua y diferentes aditivos, posee una gran resistencia a altas temperaturas y es ideal en donde se requiere grandes volúmenes de material.
- **Grout Epóxico:** Está constituido por una resina epóxica en combinación con catalizadores y agregados, es utilizado principalmente en placas base con propósito de nivelación, brinda una alta resistencia temprano y no tiene una contracción por fraguado.
- **Grout a base de polyester:** Esta constituido principalmente por resinas fluidas de poliéster, posee una gran fijación de orificios y una excelente adherencia en las superficies de hormigón.

2.3 Marco metodológico

2.3.1 Normativa aplicada en el diseño

2.3.1.1 AISC - guía de 1 de diseño de conexiones base para estructuras de acero

Es un documento desarrollado por el American Institute of Steel Construction (AISC) donde se establecen directrices para el diseño de bases de columnas de acero y el correspondiente sistema de anclaje de estas y además se establece recomendaciones para la modelación y el análisis de la conexión por el método de elementos finitos (FEM).

La guía establece métodos para el análisis de las placas considerando cargas axiales como momentos flectores y fuerzas cortantes, también recopila información sobre cargas concéntricas y excéntricas, también se desarrolla métodos para el diseño tanto por tracción, compresión y corte de los pernos de anclaje.

Se referencia en la norma ACI 318 para el dimensionamiento del pedestal de hormigón y las comprobaciones de su resistencia, centra su estudio principalmente en

analizar la interacción completa de placa base, pernos de anclaje y cimentación, además se tiene en consideración modos de falla y se enfatiza sobre garantizar la ductilidad en la conexión, esta guía presenta dos métodos de diseño LRFD y ASD, para el presente trabajo de investigación esta guía es la base del diseño manual de la conexión y se tomara en consideración para ello el método LRFD (American Institute of Steel Construction, 2016).

2.3.1.2 AISC 360 – especificación para edificios de acero estructural

Es la normativa general de la AISC y la más utilizada para el diseño y la construcción de estructuras metálicas, la NEC en su versión de acero está basada principalmente de esta norma incluye aspectos de resistencia de perfiles, conexiones, análisis de estabilidad y control de calidad, para el diseño de elementos de acero también se presentan los dos métodos LRFD y ASD. Presenta una estructura muy bien definida y organizada por capítulo secuenciales que facilita su uso.

Se toman en cuenta temas importantes como el diseño de elementos sometidos a compresión, flexión y corte y también se considera la combinación de estos, se adiciona consideración para cargas sísmicas y de viento, estableciendo vínculos con la normativa ACI y ASCE 7.

2.3.1.3 AISC 341 – especificación para sistemas estructurales de acero sismorresistentes

Esta desarrollada para el diseño de estructuras de acero que están sometidas a cargas sísmicas, por lo que establece consideraciones adicionales para tener en cuenta en el diseño de elementos correspondientes a ductilidad y comportamiento inelástico. Es de vital importancia la aplicación de esta norma en zonas de alta actividad sísmica, ya que

establece las normas técnicas para asegurar que las estructuras de acero se comporten correctamente.

Las principales características de la AISC 341 es la clasificación de sistemas estructurales en función de su disipación de energía, como pórticos especiales resistentes a momento (SMF), pórticos intermedios resistentes a momento (IMF), pórticos ordinarios resistentes a momento (OMF), pórticos especiales resistentes a momento arriostrados (BRBF), entre otros, cada tipo de sistema estructural tiene requisitos diferentes de diseño.

Se establecen criterios rigurosos para el diseño de conexiones, dando una gran importancia al correcto diseño de estas y su implementación dentro de las estructuras ya que si falla la conexión por más resistente que sea el elemento estructural perdería completamente el apoyo y colapsaría.

Esta normativa trabaja juntamente con la norma ASCE 7 y la AISC 360, su aplicación es común en todo tipo de proyectos como puentes, hospitales, edificaciones y otras construcciones que tengan relevancia y sean sísmicamente vulnerables.

2.3.1.4 ACI 318 - requisitos de diseño y construcción de estructuras de hormigón armado

Es una de las normas más conocidas a nivel mundial para el diseño de hormigón armado, esta desarrollada por el *American Concrete Institute*, y establece los requisitos principales para elementos de hormigón armado sometidos a diferentes tipos de carga.

El enfoque de diseño se encuentra dado para un estado limite LRFD, pero también establece consideraciones para esfuerzos admisibles (ASD), cabe recalcar que el primer método es el más utilizado en el diseño de hormigón. La normativa incluye todos los aspectos correspondientes al hormigón armada, para el correcto dimensionamiento de vigas, columnas, losas y cimentaciones principalmente, establece también el diseño del

acero de refuerzo para cada elemento anteriormente mencionados. Considera efectos de compresión, tracción, flexión, torsión y corte.

Además, proporciona criterios para control de deflexiones de todos los elementos de hormigón armada, además de especificaciones adicionales para la adherencia de las varillas de acero, las longitudes de anclaje y ganchos y traslapes. También proporciona lineamientos y consideraciones adicionales de diseño en zonas sísmicas.

Dentro de la práctica, es una normativa completamente indispensable para un ingeniero estructural.

2.3.2 Procedimiento de diseño de bases columnas de acero según la guía 1 de la AISC

2.3.2.1 Procedimiento de diseño para cargas axiales de compresión concéntricas

Se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se asume una distribución uniforme ya que la carga esta aplicada en el centro de gravedad de la conexión.
- La placa base debe ser lo suficientemente grande para resistir las cargas.
- La placa base debe tener el espesor suficiente para evitar fallas por plastificación o fluencia.

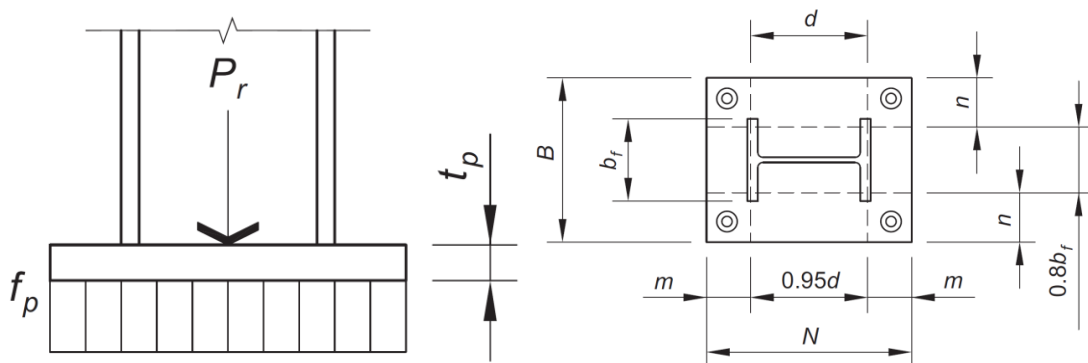


Ilustración 8. Esquema para el diseño de placa base.

Fuente: Guía 1 de Diseño de la AISC. Tercera Edición

Para el diseño se tomará en consideración que el área de la placa será igual al área del pedestal de hormigón, que es lo realizado comúnmente en construcción de estructuras de acero, para este caso el procedimiento sería el siguiente:

Paso 1: Determinar el área mínima requerida de la placa base, en función de la carga axial última (P_u) considerando una distribución uniforme de esfuerzos. ($A_1 = A_2$)

Se determina el esfuerzo nominal del hormigón al aplastamiento:

$$f_{p(\max)} = 0.85f'_c \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-1})$$

Se determina el esfuerzo último del hormigón al aplastamiento:

$$f_{pu(\max)} = \phi_c 0.85f'_c \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-3a})$$

ϕ_c : Factor de reducción de resistencia 0.65 (LRFD)

Se determina el área mínima requerida de la placa base para que no exceda el esfuerzo último de aplastamiento:

$$\frac{P_u}{A_1} \leq f_{pu(\max)} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-4a})$$

A_1 : Área de la placa

Despejando

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi_c 0.85f'_c} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-6a})$$

Paso 2: La guía recomienda la optimización de las dimensiones de la placa base considerando lo siguiente.

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)} + \Delta} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-16})$$

Donde

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-17})$$

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.95h}{2} \quad \text{Para perfiles HSS}$$

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-18})$$

d: peralte del perfil de acero

b_f: dimensión del ala del perfil tipo I

h: altura de la columna tubular

Nota: La guía de diseño 1 de la AISC recomienda desde un punto de vista práctico que la dimensión de N sea igual a B

Paso 3: Determinación del espesor mínimo de la placa base

Se determina las dimensiones de m y n, además del factor

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-10})$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-11})$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-12})$$

λ : de forma conservativa puede tomarse como 1.0

d : peralte del perfil de acero

b_f : dimensión del ala del perfil tipo I

Se determina el espesor mínimo de la placa base en función a la siguiente expresión

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi_b F_y B N}} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-15a})$$

P_u : Carga axial ultima de las combinaciones de carga

l : se considera como el máximo valor entre m, n y $\lambda n'$

ϕ_b : Factor de reduccion 0.90

B : Ancho de la placa

N : Largo de la placa

Para columnas tubulares cuadradas la expresión del cálculo del espesor mínimo es la misma únicamente se debe modificar los siguientes parámetros

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-10})$$

$$n = \frac{B - 0.95h}{2} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-11})$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{d}{4} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-12})$$

2.3.2.2 Procedimiento de diseño a corte

Dentro de la guía de diseño de la AISC, se propone tres métodos principales en los que la placa base de la conexión transmite las fuerzas de corte hacia el pedestal y cimentación de hormigón. Los tres métodos son los siguientes:

- **Fuerza de fricción entre la placa base con el grout y superficie del hormigón:**

Este método o análisis se centra en la fuerza de fricción generada en la parte inferior de la placa base con la superficie en la que se encuentra apoyada. La superficie de apoyo puede ser directamente el grout o el hormigón del pedestal. Cuando una fuerza de corte intenta deslizar la placa base sobre el pedestal existe una fuerza de fricción debido a la rugosidad del material en contacto que se opone al momento. La magnitud de esta fuerza está relacionada con el coeficiente de fricción propio de materia y la fuerza normal (fuerza perpendicular de presión de la placa base sobre el hormigón).

- **Empotramiento de placa de base o llave de corte embebida en el hormigón:**

Cuando se diseña una conexión con el perfil embebido en el hormigón como se mostró anteriormente la fuerza de corte se transfiere a través de este apoyo por lo que el hormigón debe tener la resistencia suficiente para soportar esta demanda.

Llave de corte: La llave de corte es un elemento complementario que consiste en una placa de acero adicional o un perfil estructural que se encuentra soldada en la parte inferior de la placa base y queda embebida en el hormigón. Cuando actúa la

fuerza de corte, el apoyo de esta llave transmite la fuerza directamente hacia el pedestal.

- **Corte en pernos de anclaje:** Los pernos embebidos en el hormigón son los responsables de resistir las fuerzas de corte transmitidas sobre la placa base generalmente se realiza la transferencia sobre las tuercas. Los pernos de anclaje deben ser capaces de resistir la fuerza cortante y no fallar por cizallamiento.

Para el presente estudio se analizará únicamente conexiones por corte que involucren la transferencia mediante contacto y pernos de anclaje, no se implementará en el diseño llaves de corte ni conexiones con perfiles empotrados.

Procedimiento para diseño a corte de los pernos de anclaje

Paso 1: Determinar la resistencia a corte del perno de anclaje, según la AISC

360 sección J3.7.

$$\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_b \quad (\text{Spec. Eq J3-1})$$

F_{nv} : Tensión de corte nominal en conexiones tipo aplastamiento (Tabla J3.2 AISC 360)

A_b : Área bruta del perno o parte roscada

ϕ : Factor de reducción 0.75 (LRFD)

Tabla.2 Tensión nominal de conectores y partes roscadas.

Fuente: Tabla J3.2 AISC 360-22

Tensión nominal de conectores y partes roscadas, kgf/cm ²		
Descripción del conector	Tensión de tracción nominal, F_{nt} , kgf/cm ²	Tensión de corte nominal en conexiones de tipo aplastamiento, F_{nv} , kgf/cm ²

Pernos A307	3160	1900
Grupo A (ej. Pernos A307), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	6320	3800
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	6320	4780
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	7950	4780
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	7950	5900
Grupo C (ej. Pernos F3043), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	10200	6080
Grupo C (ej. Pernos F3043), cuando la rosca está no está excluida en el plano de corte	10200	7640
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la sección A3.4, cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	0.75F _u	0.450F _u
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la sección A3.4, cuando la rosca está excluida en el plano de corte	0.75F _u	0.564F _u

Paso 2: Determinar si el perno de anclaje es capaz de resistir la Interacción de cortante, tensión y flexión

$$\left(\frac{f_t}{\phi F_{nt}}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}}\right)^2 \leq 1 \quad (\text{Spec. Eq C-J3-4a})$$

F_{nv} : Tensión de corte nominal en conexiones tipo aplastamiento (Tabla J3.2 AISC 360)

F_{nt} : Tensión de tracción nominal en conexiones tipo aplastamiento (Tabla J3.2 AISC 360)

ϕ : Factor de reducción 0.75 (LRFD)

f_t : Tensión a la tracción última, $f_t = \frac{P_{rod}}{A} + \frac{M_{rod}}{Z}$

P_{rod} : Fuerza última de tracción en el perno

M_{rod} : Momento último en el perno

Z : Módulo plástico del perno de anclaje

A : Área del perno de anclaje

f_v : Tensión al corte último, $f_v = \frac{V_{rod}}{A}$

V_{rod} : Corte último en el perno

Paso 3: Determinar la resistencia al arrancamiento del hormigón debido al corte en los pernos de anclaje

$$\phi V_{cbg} = \phi \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ec,v} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b \quad (\text{ACI 318 Eq 17.7.2.1b})$$

$$V_b: \left[7 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^2 \sqrt{d_a} \right] \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \leq 9 \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

c_{a1} : distancia del borde al centro del perno de anclaje

d_a : diámetro del perno de anclaje

f'_c : resistencia a la compresión del hormigón

l_e : longitud de embebido de anclaje en cortante, l_e no debe tomarse mayor que $8d_a$

ϕ : 0.70 sin considerar refuerzo suplementario

$\psi_{c,V}$: 1.40 considerando que no existe agrietamiento del material para cargas de servicio

$\psi_{ec,V}$: 1.0 para anclaje fuerza cortante aplicada concéntricamente

A_{vc} : área proyectada de la superficie de falla para el grupo de pernos

A_{vco} : área proyectada considerando un solo perno

$\psi_{ed,V}$: definido por ACI 318, sección 17.7.2.4

$\psi_{h,V}$: definido por ACI 318, sección 17.7.2.6

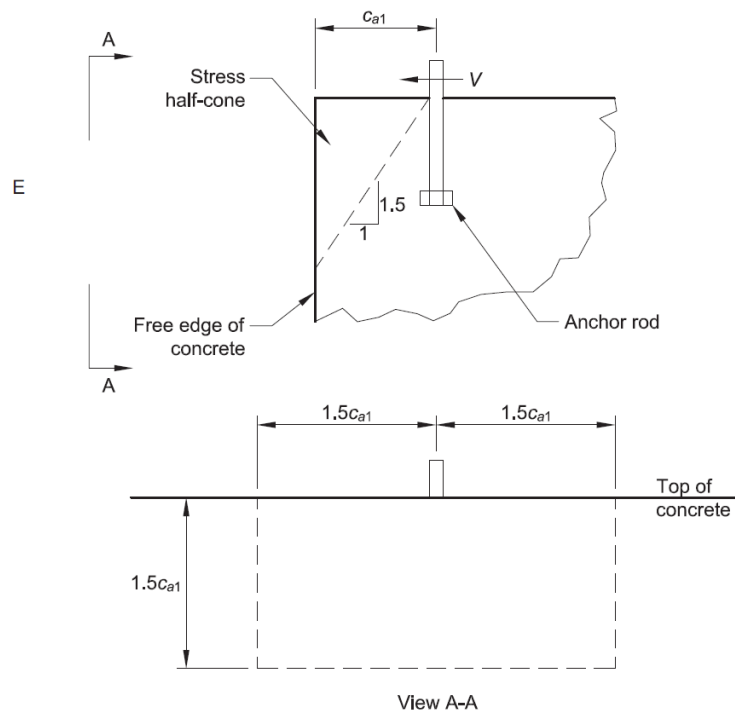


Ilustración 9. Falla por arrancamiento de pernos.

Procedimiento para determinar la fuerza de fricción entre la placa base y la superficie en contacto.

Paso 1: Determinar la resistencia a de la sección de hormigón en base a la fuerza de fricción generada

$$\phi V_n = \phi \mu P_u \leq \phi 0.2 f'_c A_c \quad (\text{ASIC DG-1 4-30})$$

μ : *factor de fricción*

0.55 *acero – lechada*

0.70 *acero – hormigón*

f'_c : *resistencia a la compresión del hormigón*

A_c : *área del pedestal de hormigón*

2.3.2.3 Procedimiento de diseño para momentos pequeños

La guía presenta el diseño placas base para cargas factorizadas aplicadas directamente considerando momentos bajos en función a la excentricidad con la carga axial ultima.

Se realiza el análisis a través de un método que fue presentado por Drake y Elkin (1999), para luego ser modificado por Doyle y Fisher (2005) ajustándolo más a los principios de la estática y al método LRFD. El estudio sugiere que es más apropiada aplicar una distribución uniforme de los esfuerzos correspondientes a la compresión en las placas.

El diseño está considerado para una excentricidad que resulta de la división de la carga ultima para el momento último, en excentricidades pequeñas (momentos pequeños),

se considera principalmente que la fuerza axial es completamente soportada por el apoyo de hormigón, sin la necesidad de utilizar los pernos de anclaje para resistir la tracción.

Dentro del estudio también puede utilizarse una distribución triangular, pero para carácter de diseño el método considera únicamente una distribución uniforme, la forma triangular está considerada en los anexos de la guía de diseño.

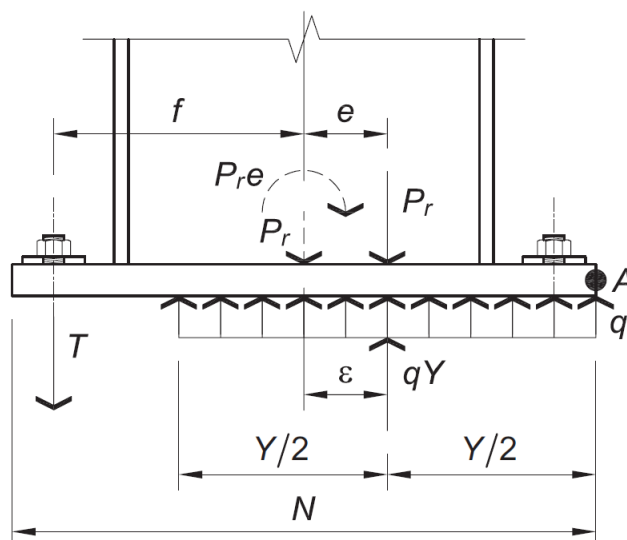


Ilustración 10. Distribución de fuerzas y esfuerzos internos en la conexión.

Fuente: Guía de Diseño 1 de la AISI. Tercera Edición

Paso 1: Se realiza el dimensionamiento de la placa en función del diseño para cargas axiales concéntricas, con eso se obtiene las dimensiones de N y B para realizar la primera iteración

Paso 2: Determinar las excentricidades y verificar que se debe realizar el diseño bajo la consideración de momentos pequeños

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (\text{ASIC DG-1 4-39})$$

$$\text{Excentricidad crítica} \quad e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}} \quad (\text{ASIC DG-1 4-40})$$

Límite de excentricidad para
el caso de Momento Pequeño

$$e \leq e_{crit}$$

q_{max} : *esfuerzo de compresión máximo* = $f_{p(max)}B$ (AISC DG-1 4-37)

$$f_{p(max)} = 0.85f'_c$$

B : *base de la placa*

N : *largo de la placa*

M_u : *Momento último*

P_u : *Carga axial última*

Paso 3: Determinar la longitud de apoyo, Y

$$Y = N - 2e \quad (\text{ASIC DG-1 4-42})$$

$$Y_{min} = \frac{P_u}{q_{max}} \quad (\text{ASIC DG-1 4-36})$$

N : *largo de la placa*

e : *excentricidad de la carga*

Paso 4: Determinar el espesor mínimo de la placa base

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-10})$$

$$n = \frac{B - 0.95h}{2} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-11})$$

Esfuerzo de compresión,

no debe ser mayor que el $f_p = \frac{P_u}{BY}$ (ASIC DG-1 4-39)

$f_{p(\max)}$

$$Y \geq m \quad t_{\min} = 1.49m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad (\text{ASIC DG-1 4-51a})$$

$$Y < m \quad t_{\min} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \quad (\text{ASIC DG-1 4-52a})$$

Cuando “n” es mayor que “m”, el espesor mínimo de la placa estará dado por “n”, por tanto, se debe sustituir en las ecuaciones el valor de m por n, cuando el diseño del espesor esta dado por “n” el diseñador puede optar por otros medios de diseño o utilizar la distribución triangular del Apéndice B de la guía de diseño de la AISC.

Paso 6: Determinar la resistencia a la flexión de la placa

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y \frac{t_p^2}{4} \quad (\text{ASIC DG-1 4-50a})$$

ϕ_b : 0.90 LRFD

F_y : esfuerzo de fluencia del acero

t_p : espesor de la placa de acero

2.3.2.4 Procedimiento de diseño para momentos grandes

Cuando el momento flector actuante en la base es de una considerable mayor magnitud con respecto a la carga axial, los pernos de anclaje deben aportar resistencia para asegurar la placa al pedestal de hormigón, ya que sin estos anclajes la placa podría volcarse en el sentido del momento o el borde del hormigón fallar por compresión, afectando la integridad de la conexión.

Se considera un Momento Grande cuando la excentricidad de la carga axial con respecto al momento flecto actuante es mayor que la excentricidad crítica.

La distribución de esfuerzos se sigue considerando uniforme como en el anterior caso, solo que en esta ocasión para realizar el equilibrio estático y poder hallar, la longitud de apoyo es necesario considerar la tracción absorbida por los pernos de anclaje.

Este caso es muy común en pórticos que están diseñados para resistir momento y cargas laterales como son por ejemplo los sistemas SMF.

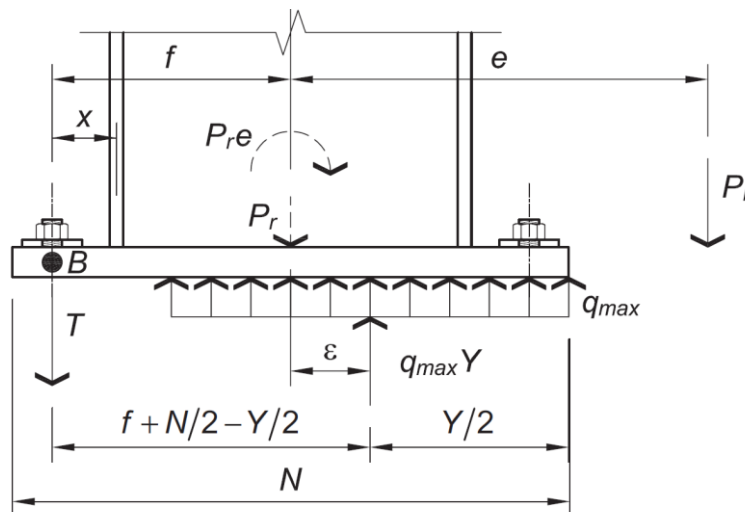


Ilustración 11. Distribución de fuerzas y esfuerzos internos en la conexión.

Fuente: Guía de Diseño I de la AISC. Tercera Edición

Paso 1: Se realiza el dimensionamiento de la placa en función del diseño para cargas axiales concéntricas, con eso se obtiene las dimensiones de N y B optimizadas para realizar la primera iteración.

Paso 2: Determinar las excentricidades y verificar que se debe realizar el diseño bajo la consideración de momentos grandes

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (\text{ASIC DG-1 4-39})$$

Excentricidad crítica
$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}} \quad (\text{ASIC DG-1 4-40})$$

Límite de excentricidad para el caso de Momento Grande
$$e > e_{crit} \quad (\text{ASIC DG-1 4-53})$$

Paso 3: Verificar si existe una solución real para determinar la longitud de apoyo, Y

Distancia desde el eje del perno hasta el centro de la placa
$$f = \frac{N}{2} - P_d$$

Verificación de existencia de una solución real para la longitud de apoyo
$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}} \quad (\text{ASIC DG-1 4-59})$$

N: largo de la placa

e: excentricidad de la carga

P_d : distancia desde el borde de la placa al eje del perno

P_u : carga última

q_{max} : esfuerzo de compresión máximo = $f_{p(max)}B$ (AISC DG-1 4-37)

En caso de que no se cumpla la verificación, se debe aumentar las dimensiones de la placa principalmente la dimensión “N” hasta cumplir con la verificación.

Paso 4: Determinar la longitud de apoyo, Y

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}}} \quad (\text{ASIC DG-1 4-58})$$

N : largo de la placa

e : excentricidad de la carga

f : distancia desde el eje del perno hacia el centro de la placa

P_u : carga última

q_{max} : esfuerzo de compresión máximo = $f_{p(max)}B$ (AISC DG-1 4-37)

Paso 5: Determinar el espesor mínimo de la placa base

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-10})$$

$$n = \frac{B - 0.95h}{2} \quad (\text{AISC DG-1 Eq 4-11})$$

Esfuerzo de

compresión máximo

$$f_{p(max)} = 0.85f'_c \quad (\text{ASIC DG-1 4-1})$$

$f_{p(max)}$

$$Y \geq m \quad t_{min} = 1.49m \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{F_y}} \quad (\text{ASIC DG-1 4-51a})$$

$$Y < m \quad t_{min} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(max)} Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \quad (\text{ASIC DG-1 4-52a})$$

Cuando “n” es mayor que “m”, el espesor mínimo de la placa estará dado por “n”, por tanto, se debe sustituir en las ecuaciones el valor de “m” por “n” para ambos casos.

Paso 6: Determinar el espesor mínimo de la placa base por flexión en la zona de tracción.

Fuerza de tracción en

$$\text{los pernos de anclaje} \quad T_u = f_{pmax}BY - P_u \quad (\text{ASIC DG-1 4-55})$$

T_u

Fuerza de tracción en

$$\text{cada perno de anclaje} \quad T_p = \frac{T_u}{n_p}$$

T_p

Espesor de placa

mínimo

$$t_{min} = 2.11 \sqrt{\frac{4T_u x}{BF_y}} \quad (\text{ASIC DG-1 4-62a})$$

F_y : *esfuerzo de fluencia del acero*

x : *distancia desde el centro del perno al centro del ala,* $f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}$

f : *distancia desde el centro del perno al borde de la placa*

d : peralte del perfil

t_f : espesor del ala de la columna

Se debe escoger como el espesor de la placa al mayor valor resultante entre los dos análisis propuestos anteriormente.

Paso 7: Determinar la resistencia a la flexión de la placa

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y \frac{t_p^2}{4} \quad (\text{ASIC DG-1 4-50a})$$

ϕ_b : 0.90 LRFD

F_y : esfuerzo de fluencia del acero

t_p : espesor de la placa de acero

2.3.2.5 Procedimiento para diseño de rigidizadores

El análisis de los rigidizadores está basado en la teoría de las líneas de fluencia, el fundamento principal de la teoría es considerar que existen fragmentos de la placa bajo efectos de un esfuerzo uniformemente distribuido.

Esta teoría es un procedimiento generalmente utilizado para determinar la carga máxima que resisten las losas antes de colapsar, pero puede ser adaptado como es el caso para placas de acero.

Características principales del método

- Se asume que el esfuerzo se distribuye de forma uniforme en todas las zonas de la placa base.

- Los casos por evaluarse dependen de la condición de apoyo de la placa base y la acción de los pernos de anclaje, esto influye en cómo se distribuye las fuerzas y en los posibles modos de falla.
- Con el método se puede verificar si la resistencia máxima de la placa es suficiente dentro de la zona de compresión.
- Se analiza los efectos de la flexión en la placa y el apoyo requerido en los pernos de anclaje.

Los rigidizadores son elementos importantes que permiten reducir los espesores de placa, para optimizar el diseño.

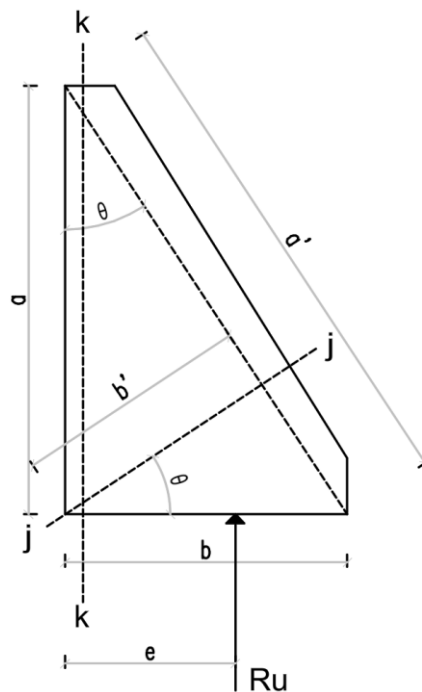


Ilustración 12. Propiedades geométricas de un rigidizador.

Fuente: Elaboración propia.

Paso 1: Determinar el esfuerzo máximo que resiste la placa sin los rigidizadores.

$$Y \geq m \quad f_{pl} = \frac{F_y t_p}{4Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)} \quad (2-1)$$

$$Y < m \quad f_{pl} = \frac{F_y t_p}{2m^2} \quad (2-2)$$

f_{pl} : esfuerzo en la placa

F_y : esfuerzo de fluencia del acero

t_p : espesor de la placa de acero

Y : longitud de apoyo previamente determinada

Paso 2: Determinar el esfuerzo resistido por los rigidizadores.

$$f_{st} = f_{p(max)} - f_{pl} \quad (2-3)$$

$$f_{p(max)} = 0.85f'_c$$

Paso 3: Determinar la fuerza ultima de diseño

$$Y \geq m \quad R_u = \frac{f_{st} m B}{n_{st}} \quad (2-4)$$

$$Y < m \quad R_u = \frac{f_{st} Y B}{n_{st}} \quad (2-5)$$

Y : longitud de apoyo previamente determinada

B : ancho de la placa de acero

n_{st} : numero de rigidizadores a colocarse

Paso 4: Determinar el espesor mínimo del rigidizador

Se asume la
dimensión “a” del
rigidizador

$$b = \frac{B - b_f}{2} \quad (2-6)$$

$$t_{stmin} = \frac{b}{0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}} \quad (2-7)$$

Se debe establecer un espesor de rigidizador que debe ser mayor al mínimo

Paso 5: Determinar la resistencia a la flexión en la sección k-k

Excentricidad del
rigidizador

$$e = b - \frac{Y}{2} \quad (2-7)$$

Momento último en
la sección k-k del
rigidizador

$$M_{ur} = R_u e \quad (2-8)$$

Momento resistente
la sección k-k del
rigidizador

$$\phi M_n = \phi F_y \frac{t_s a^2}{4} \quad (2-9)$$

Chequeo de
capacidad

$$\phi M_n \geq M_{ur} \quad (2-10)$$

Y : longitud de apoyo previamente determinada

b : ancho del rigidizador

a : alto del rigidizador

F_y : esfuerzo de fluencia del acero

ϕ : 0.90 LRFD

Paso 6: Determinar la resistencia al corte en la sección j-j

Angulo del plano j-j
del rigidizador

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{b}{a}\right) \quad (2-11)$$

Ancho efectivo en el
plano j-j del
rigidizador

$$b' = a \text{ sen}(\theta) \quad (2-12)$$

Cortante resistente en
la sección j-j del
rigidizador

$$\phi V_n = \phi 0.6 F_y t_s b' \quad (2-13)$$

Cortante último en la
sección j-j del
rigidizador

$$V_{ur} = R_u \text{ sen}(\theta) \quad (2-14)$$

Chequeo de
capacidad

$$\phi V_n \geq V_{ur} \quad (2-15)$$

Y : longitud de apoyo previamente determinada

b : ancho del rigidizador

a : alto del rigidizador

F_y : esfuerzo de fluencia del acero

ϕ : 1.0 LRFD

Paso 7: Determinar la resistencia a la flexocompresión en la sección j-j

Fuerza normal en el

plano j-j del
rigidizador

$$N_u = R_u \cos(\theta) \quad (2-16)$$

Momento último en

el plano j-j del
rigidizador

$$M_u = R_u e - N_u \frac{b'}{2} \quad (2-17)$$

Altura efectiva en la

sección j-j del
rigidizador

$$a' = \frac{a}{\cos(\theta)} \quad (2-18)$$

Factor de corrección

en la sección j-j del
rigidizador

$$\lambda = \frac{\frac{b}{t_s} \sqrt{f_y}}{5 \sqrt{475 + 1120 \left(\frac{b'}{a'}\right)^2}} \quad (2-18)$$

$$\lambda \leq 0.7 \quad Q = 1 \quad (2-19)$$

$$0.7 \leq \lambda \leq 1.41 \quad Q = 1.34 - 0.486\lambda \quad (2-20)$$

$$\lambda > 1.41 \quad Q = \frac{1.30}{\lambda^2} \quad (2-21)$$

Esfuerzo de pandeo

crítico en la sección j-

$$F_{cr} = QF_y \quad (2-22)$$

j del rigidizador

Fuerza normal

resistente en la

$$\phi N_n = \phi F_{cr} t_s b' \quad (2-23)$$

sección j-j del

rigidizador

Momento resistente

en la sección j-j del

$$\phi M_n = \phi F_{cr} \frac{t_s b'^2}{4} \quad (2-24)$$

rigidizador

Verificación de la

resistencia en la

$$IDC = \frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \quad (2-24)$$

sección j-j del

rigidizador

Si el valor de IDC es mayor que 1, se debe considerar un rigidizador de mayor espesor o altura, pero principalmente se debe aumentar el espesor de la placa.

2.3.3 Procedimiento para análisis de placas base por el método de los elementos finitos por computadora en el software ANSYS

2.3.3.1 Modelado geométrico en ANSYS

El modelado geométrico mediante ANSYS es de vital importancia ya que la correcta simulación depende de que la geometría sea lo más real posible en su comportamiento. A continuación, se detallan metodologías y herramientas dentro del software que permiten la modelación de elementos.

Herramientas de Modelado

ANSYS Design Modeler:

Es una herramienta para el diseño paramétrico y que permite trabajar la modelación en 2D y convertirla en un modelo 3D a través de extrusiones, barridos y revoluciones para definir elementos más complejos.

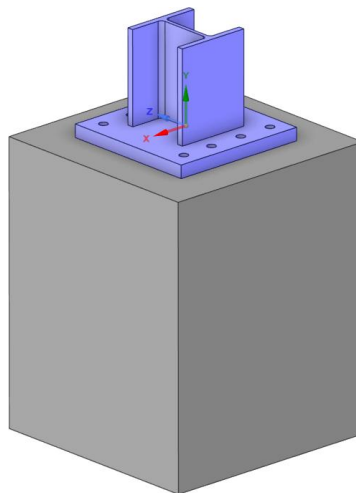
ANSYS Space Claim:

Este espacio se caracteriza por una gran interfaz para el usuario con la capacidad de editar geometrías de manera directa y la facilidad para importar modelos desde un CAD u otro software de modelación como SolidWorks.

ANSYS ICEM-CFD

Es una herramienta que facilita el modelado de geometrías que requieren una alta calidad de malla como turbo maquinaria o sistemas de aeronaves, se diferencia de las anteriores herramientas en que la base paramétrica es un sistema hexaédrico.

Al ser conexiones con una geometría simple la mejor opción es utilizar el Space Claim en ANSYS, ya que brinda una facilidad en la construcción del modelo además de permitir modificaciones rápidas en caso de cambios en el diseño.



2.3.3.2 Tipos de elementos en ANSYS

Dentro del ambiente de ANSYS, la selección del tipo de elemento a utilizarse dentro de la modelación es un paso crucial para representar correctamente el comportamiento físico de la estructura o elemento bajo análisis. Los elementos pueden clasificarse de la siguiente manera:

Elementos tipo solido:

Representan elementos tridimensionales y son las más utilizados dentro del análisis estructural y de carácter térmico, es posible modelar y capturar el comportamiento del modelo en las tres direcciones espaciales. Estos elementos representados como volúmenes pueden ser tetraédricos, hexaédricos o prismáticos, la elección de estos depende del mallado y de la geometría.

Elementos tipo área:

Son conocidos comúnmente como elementos tipo Shell consisten en superficies 2D con un espesor delimitado, tienen grandes resultados en elementos delgados como carcasas, láminas delgadas metálicas o placas. El análisis de estos elementos es mucho más rápido ya que tienen un número reducido de grados de libertad en comparación a los elementos tipo Solido.

Elementos tipo línea:

Son elementos 1D, ideales para representar estructuras alargadas como vigas, resortes o cables. Son muy eficientes para el análisis de pórticos y la evaluación de flexión, torsión y carga axial.

Elementos tipo contacto:

Los elementos contacto no representa en si un sólido o un área física más bien se trata de las interacciones que existen entre elementos conectados que son parte de un mismo cuerpo. Permite la representación de fenómenos como la fricción, deslizamiento o adherencia entre superficies o piezas en contacto.

2.3.3.3 Condiciones de contorno y carga en ANSYS

Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno dentro del software de ANSYS representan las restricciones realizadas a los desplazamientos o grados de libertad de los nodos de la estructura o la superficie de los elementos del modelo. Los apoyos pueden ser de tipo fijo, empotrados o con desplazamientos existentes, la función principal de los apoyos es evitar movimientos que produzcan inestabilidad estructural y por lo tanto las ecuaciones de equilibrio no tengan solución alguna. Para el presente estudio se implementará un apoyo fijo en la base del pedestal de hormigón.

Tipos de apoyo

- **Apoyos fijos o empotrados:** Restringen todos los desplazamientos y rotaciones del nodo se trata de simular un anclaje completamente rígido, que es el comportamiento que se espera en cimentaciones correctamente diseñadas, aunque no se logre a un 100%
- **Apoyos simples:** Restringen uno o más desplazamientos en el nodo, pero siempre se permiten rotaciones en el mismo y algún desplazamiento en las otras direcciones.
- **Desplazamiento existente:** Se aplica cuando ya existe un asentamiento en el nodo que modifica completamente su comportamiento estructural.

- **Condiciones de simetría:** Se utilizan para reducir la complejidad del análisis de un elemento ya que al ser simétrico se puede simular únicamente una parte del modelo para resolverlo completo.

Aplicación de las cargas en ANSYS.

Las cargas externas aplicadas en el modelo pueden ser de diferentes tipos: puntuales, distribuidas, presiones, cargas terminas, momentos, entre otras. Dentro del software ANSYS, las cargas son asignadas dentro del espacio model y pueden aplicarse tanto en nodos, líneas, superficies o volúmenes según se requiera en el análisis. En el análisis de placas base las cargas deben ser aplicadas en el perfil estructural que se encuentra conectado.

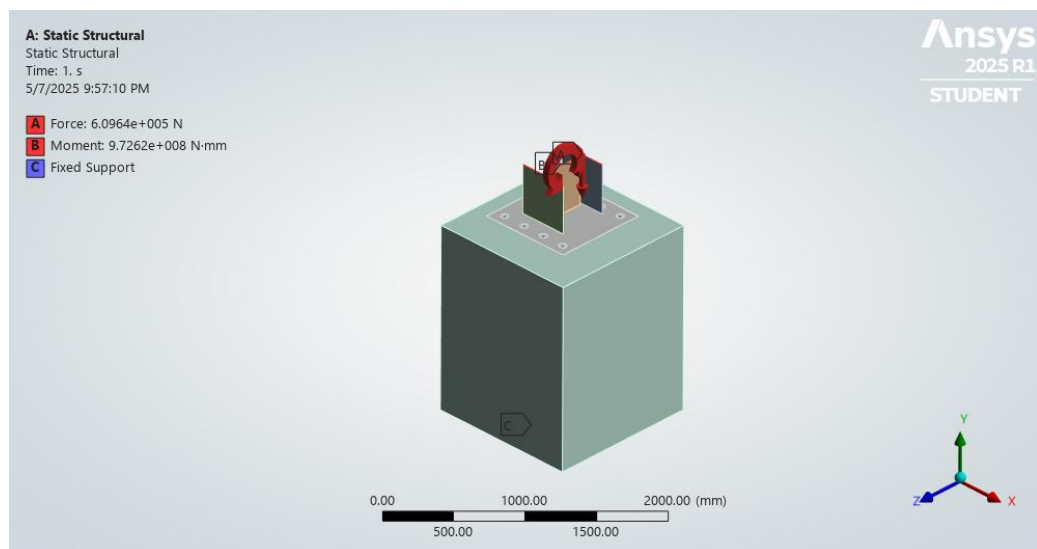


Ilustración 14. Ejemplo de aplicación de cargas en ANSYS.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

2.3.3.4 Definición de los contactos en ANSYS

Tipos de contacto

Frictional: Este tipo de contacto se origina por la fricción existente entre dos superficies en contacto, donde se establece un coeficiente fricción el cual controlaría el desplazamiento tangente entre las superficies.

Rough: Es un contacto de tipo fricción infinita que únicamente donde únicamente se puede dar el desplazamiento en dirección normal de las superficies.

Bonded: Es un contacto que representa un comportamiento monolítico de los elementos, es decir los elementos se comportan de manera que fuesen un solo.

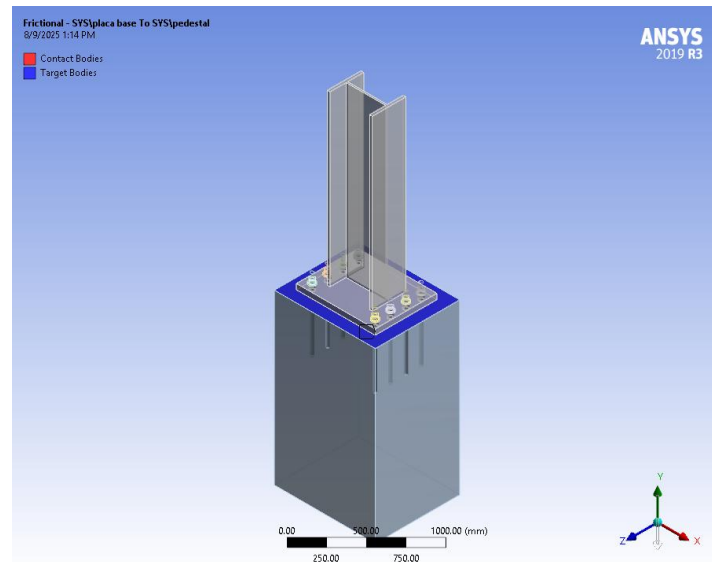


Ilustración 15. Ejemplos de contacto en ANSYS.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

2.3.3.5 Mallado y criterio de convergencia

El proceso de mallado es una etapa crucial y fundamental dentro del análisis por el método de elementos finitos de conexiones, consiste en dividir una geometría que puede ser de carácter complejo en elementos más simples para simplificar su análisis, estos elementos pueden ser tetraédricos, hexaédricos u otros tipos según sea la configuración de la geometría del elemento o estructura a analizarse.

La descomposición de elementos permite al software de modelación solucionar el problema resolviendo ecuaciones diferenciales simples por cada elemento finito hasta obtener la solución general para la totalidad del problema.

El principal propósito de la división de elementos por un mallado es obtener de manera precisa el comportamiento estructural de la pieza bajo estudio y su respuesta ante las diferentes solicitaciones de carga o esfuerzo. Un mallado apropiado garantiza resultados más fieles a la realidad, ya que la geometría se encuentra mejor representada.

Tipos de elementos en el mallado

Elementos tetraédricos (TET): Son volúmenes de caras triangulares brindan una gran adaptabilidad para geometrías que son complejas e irregulares, se adaptan a contornos curvos fácilmente.

Elementos hexaédricos (HEX): Son volúmenes en forma cubica o de paralelepípedo con seis caras, brindan una gran precisión numérica y son de gran eficiencia computacional, además permiten capturar de gran manera las deformaciones y tensiones en el material.

Mallado Híbrido: El mallado híbrido consiste en la combinación de los elementos mencionados anteriormente para aprovechar las ventajas de ambos en la creación de un modelo complejo, generalmente se utiliza los hexaédricos en zonas donde se espera mayor concentración de esfuerzos y los tetraédricos en zonas de geometría compleja.

Mallado en ANSYS

El mallado de los elementos dentro del software ANSYS no se encuentra limitado por una generación global de forma automática, el software proporciona varias herramientas avanzadas para controlar de mejor manera el mallado y ajustarlo según el propósito del análisis, esta opción que permite esta herramienta es crucial ya que permite asegurar resultados precisos en zonas importantes, sin utilizar una gran cantidad de

elementos finitos innecesarios y realizar un modelo con una densidad no adecuada para el objetivo de análisis.

La herramienta de refinamiento local nos permite reducir el tamaño de elementos finitos en zonas específicas donde se prevén altas concentraciones de esfuerzo por ejemplo cerca de agujeros o en esquinas, zonas de contacto entre piezas o zonas de mayor deformación, este enfoque permite más precisión únicamente donde es necesario.

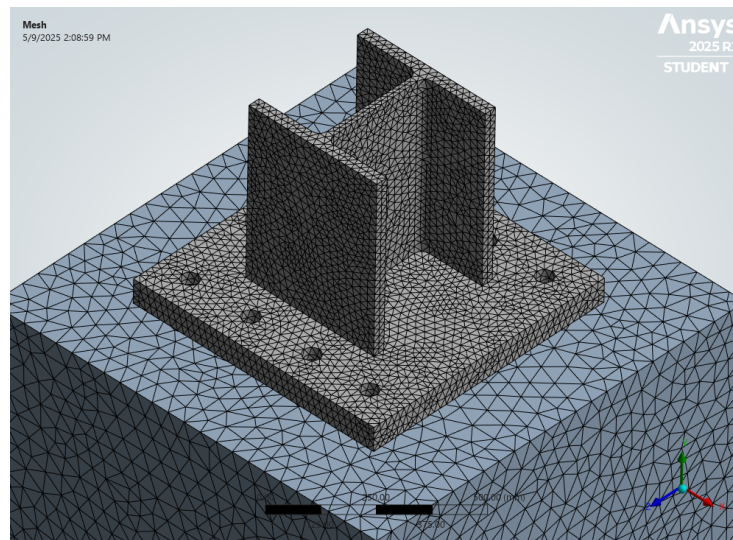


Ilustración 16. Ejemplo de mallado en ANSYS.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS.

Criterios de Convergencia en el análisis por elementos finitos

Dentro del análisis por elementos finitos, el criterio de convergencia es el procedimiento de validación de los resultados obtenidos mediante el refinamiento progresivo que se le va realizando a la malla en cada interacción.

La solución puede definirse como convergente cuando los resultados esperados del análisis, como esfuerzos, deformaciones o desplazamientos, se encuentran dentro de un rango de error aceptable ($<5\%$)

El fundamento en el que se basa este criterio se centra en el que el método de los elementos finitos aproxima la solución de las ecuaciones diferenciales parciales,

conforme la discretización del dominio es aún más fina, los resultados se vuelven más exactos.

Procedimiento para evaluar la convergencia

1. Mallado Inicial:

Se debe partir de una malla previa considerando el tamaño de elementos finitos razonable que permita ejecutar el modelo de forma rápida con fines únicamente de calibración de la malla evitando requerimientos computacionales adicionales.

2. Refinamiento progresivo:

Se debe reducir de manera progresiva el tamaño de los elementos finitos en pasos sucesivos para ir refinando cada vez más la malla propuesta.

3. Comparación de resultados:

En cada iteración se deben registrar los resultados como por ejemplo los esfuerzos o desplazamientos máximos y se debe comparar con los resultados del paso anterior.

4. Evaluación del Error Relativo:

Se debe calcular el error relativo entre los resultados de mallas consecutivas. Si el cambio de resultados en error relativo es menor al 5% se considera que la malla es suficiente y el resultado converge

$$Error\ relativo = \frac{|R_i - R_{i-1}|}{R_{i-1}} \times 100$$

5. Aceptación de resultados:

Una vez el error relativo ya es aceptable no es necesario seguir disminuyendo el tamaño del elemento finito ya que los resultados obtenidos ya son fiables, un

mayor refinamiento implicaría un mayor gasto computacional totalmente innecesario ya que los resultados no variarían considerablemente.

3 Capítulo III

La metodología de investigación desarrollada durante el presente trabajo se apoya en un enfoque doble de comprobación y comparación de resultados que representa el objetivo general del trabajo, primero mediante un cálculo manual y posteriormente un procedimiento basado en el análisis de elementos finitos.

Primero se lleva a cabo el diseño manual de las bases de columnas de acero, siguiendo las recomendaciones del AISC en la Guía de Diseño 1, la AISC es el ente rector en normativa para diseño de estructuras metálicas en el continente americano, por lo que sus guías y procedimientos de diseño están sustentados mediante ensayos de laboratorios y análisis completos de Ingeniería.

Posteriormente, se desarrolla un análisis por elementos finitos para simular de forma mucho más detallada el comportamiento de la conexión y sus componentes, para las mismas condiciones de carga y con la geometría obtenida del cálculo manual, los parámetros de los materiales fueron obtenidos por una fuente validada como el NIST, además se utilizó procedimientos estipulados en normativa y literatura técnica descrita posteriormente para el correcto detallamiento del modelo y la confiabilidad de sus resultados.

La comparación de los resultados numéricos de los diferentes modelos realizados, con los cálculos que fueron desarrollados manualmente sirve para proporcionar una validación y respaldo de los resultados obtenidos mediante el método de los elementos finitos. Esta doble validación de resultados es necesaria para sustentar los resultados de

este documento y además permite diferenciar rápidamente inconsistencias entre los dos procedimientos reduciendo la probabilidad de error.

Adicionalmente todos los parámetros de carga utilizados dentro de este análisis fueron obtenidos de un edificio cumpliendo con todas las condiciones de carga estipulados en la NEC 15, que es la normativa vigente de construcción en Ecuador.

3.1 Cargas de diseño

3.1.1 Estructura tipo para la obtención de cargas de diseño

Para el presente análisis, las cargas se obtuvieron de una estructura de acero de 6 niveles, con una altura de 2.80 metros de entre piso, en el eje X con 3 vanos correspondientes a 5 metros de luz y en el eje Y, se presentan 4 vanos con 4.80 metros de luz.

Se consideró la combinación de varios sistemas estructurales, para lograr una mayor eficiencia estructural, el edificio está destinado para uso residencial, y está situado en la ciudad de Quito, se consideró para el diseño de la estructura un suelo tipo D

Los sistemas estructurales son los siguientes:

Sentido Y: Pórticos Resistentes a Momento de Acero.

Sentido X: Pórticos Resistentes a Momento con Diagonales Concéntricas de Acero.

Dentro del presente trabajo de investigación se consideró el diseño de la base de la columna A3, se analizó con dos perfiles diferentes para la columna, uno tipo I y el otro tubular los perfiles son de resistencias similares y las cargas se obtuvieron del análisis estructural

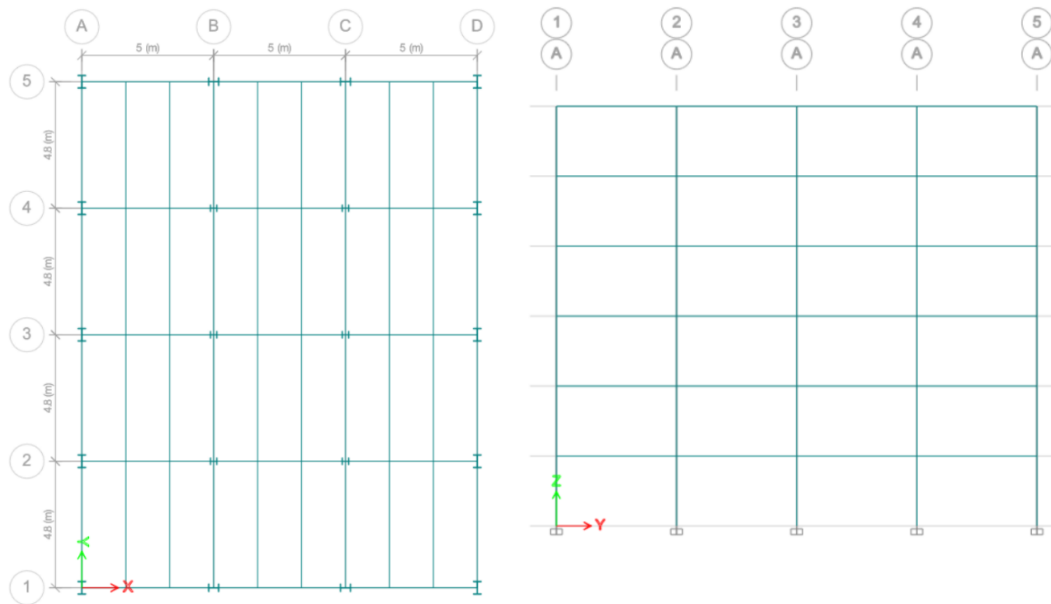


Ilustración 17. Esquema en elevación y en planta para el edificio de análisis.

Fuente: Elaboración propia en ETABS

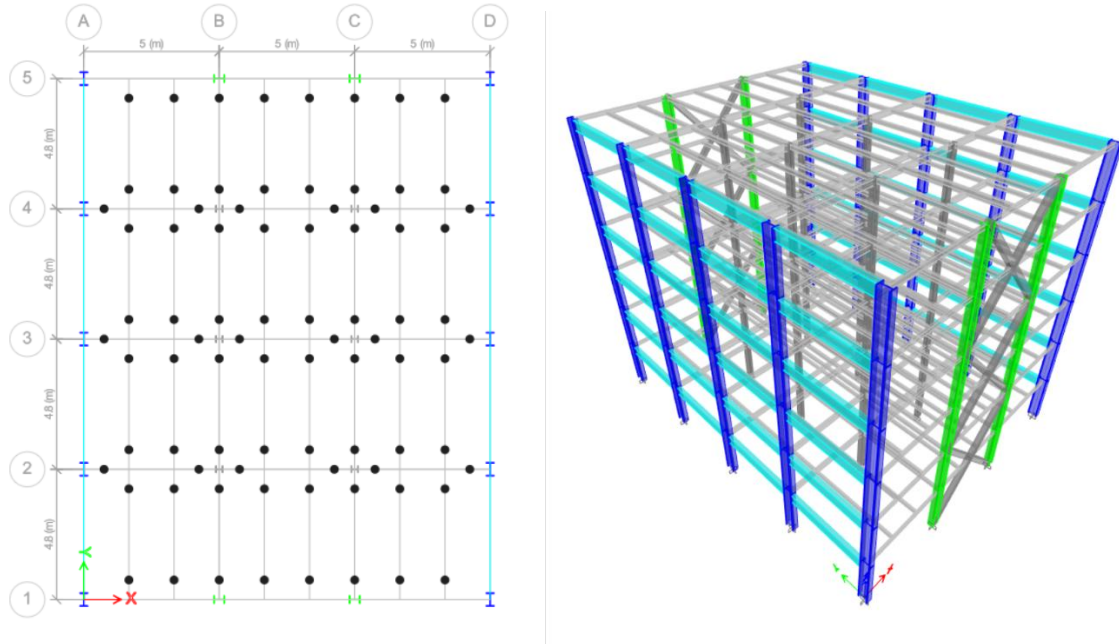


Ilustración 18. Esquema en 3D y de pórticos del edificio en análisis.

Fuente: Elaboración propia en ETABS

3.1.2 Parámetros de análisis sísmico de la estructura (NEC-SE-DS)

La NEC-SE-DS 2015 define los parámetros sísmicos por ubicación y tipo de estructura para el diseño sismorresistente de las edificaciones en el Ecuador. Estos parámetros son esenciales para determinar el espectro de diseño, del cual se obtiene la demanda ante un evento sísmico con periodo de retorno de 475 años para una estructura.

También se establece la zonificación sísmica, dividiendo el territorio por zonas donde se tiene mayor amenaza sísmica, el propósito principal es obtener el cortante basal de diseño para implementarlo al modelo estructural y que esta tenga la capacidad de disipar energía sin llegar a la falla durante el evento sísmico de diseño.

Tabla.3 Parámetros sísmicos por ubicación y tipo de suelo

Parámetros sísmicos por ubicación y tipo de suelo			
Descripción		Parámetro	Valor
Factor de zona sísmica		Z (g)	0.4
Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto		F _a	1.2
Coeficiente de amplificación de desplazamientos para diseño en roca		F _d	1.19
Coeficiente de amplificación de suelo por comportamiento no lineal		F _s	1.28
Razón de aceleración espectral		η	2.48
Factor por ubicación geográfica		r	1

Para el presente estudio únicamente se mostrara los parámetros sísmicos por tipo de sistema estructural y periodo aproximado para el cálculo del cortante basal para el sistema SMF que se encuentra en dirección Y, ya que el análisis de las cargas para el diseño de la base de la columna esta realizado para la columna A3, que es parte únicamente del sistema SMF, el periodo seleccionado para el cálculo del cortante basal es el correspondiente al determinado por las ecuaciones aproximadas de la NEC-SE-DS 2015, que resultó ser el menor periodo comparado con el periodo real de la estructura obtenido del software de análisis.

Tabla.4 Parámetros sísmicos por tipo de sistema estructural

Parámetros sísmicos por tipo de sistema estructural		
Descripción	Parámetro	Valor
Factor de reducción sísmica	R	8
Factor de importancia	I	1
Factor de irregularidad en planta	Φ_p	1
Factor de irregularidad en elevación	Φ_e	1
Altura total del edificio	h_n (m)	16.8
Coefficiente por tipo de sistema estructural	C_t	0.072
Coefficiente por tipo de sistema estructural	α	0.8
Periodo aproximado NEC-SE-DS 2015	T (seg)	0.606

A continuación, se muestra el cálculo del cortante basal y aceleración espectral máxima de diseño.

Tabla.5 Cortante basal y aceleración máxima Espectral

Cortante basal y aceleración máxima espectral		
Descripción	Parámetro	Valor
Cortante Basal	C (%)	14.88
Aceleración máxima espectral	Sa (g)	1.19
Factor de distribución de fuerzas laterales	k	1.09

3.1.3 Cargas y combinaciones de carga

3.1.3.1 Carga muerta

Se determinó la carga muerta a través del análisis de pesos de los elementos complementarios que son permanentes dentro de la estructura.

Tabla.6 Carga muerta de la edificación

Carga muerta		
Descripción	Valor	Unidad
Enlucidos	30	kgf/m ²
Porcelanato	50	kgf/m ²
Mampostería	120	kgf/m ²
Instalaciones	20	kgf/m ²
Cielo Raso	25	kgf/m ²
Otros (Mobiliario)	55	kgf/m ²

Total 300 kgf/m²

Para el caso de la cubierta se consideró un valor reducido de 100 kg/m².

3.1.3.2 Carga viva

La carga viva se consideró a partir de la Tabla 9 de NEC-15-SE-CG.

Tabla.7 Carga viva de la edificación

Carga viva		
Descripción	Valor	Unidad
Vivienda	200	kgf/m ²
Cubierta	100	kgf/m ²

3.1.3.3 Combinaciones de carga

Dentro del diseño se implementó las combinaciones de carga provistas en la sección 3.4.3 de la NEC-SE-CG 2015, donde se establece que elementos serán diseñados mediante el método de última resistencia. Por lo que las cargas deben ser mayoradas con el propósito de que el elemento tenga una capacidad ultima de resistencia, los valores de combinaciones son los siguientes:

Tabla.8 Combinaciones de carga NEC-SE-CG 2015

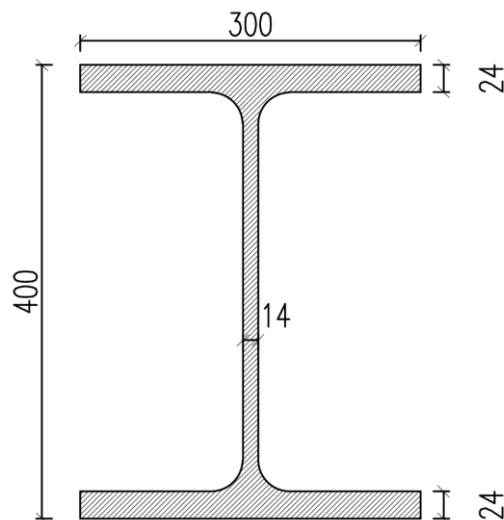
Combinaciones de carga
Descripción
1.4D
1.2D + 1.6L + 0.5max [Lr; S; R]
1.2D + 1.6max [Lr;S;R] + 1.0max [Lr;S;R]
1.2D + 1.0W + L + 0.5 max [Lr;S;R]
1.2D + 1.0E + L + 0.2S
0.9D +1.0W
0.9D + 1.0E

3.1.4 Propiedades geométricas de las secciones de columna

3.1.4.1 Columna tipo I

Tabla.9 Propiedades geométricas columna tipo I HEB 400

Columna tipo I HEB 400		
Descripción	Valor	Unidad
Área	198	cm ²
I _x	57752.7	cm ⁴
I _y	10819.9	cm ⁴
S _x	2887.6	cm ³
S _y	721.3	cm ³
Z _x	3236.1	cm ³
Z _y	1104.5	cm ³
J	365.3	cm ⁴
C _w	3817152	cm ⁶
Radio de Giro	2.7	cm



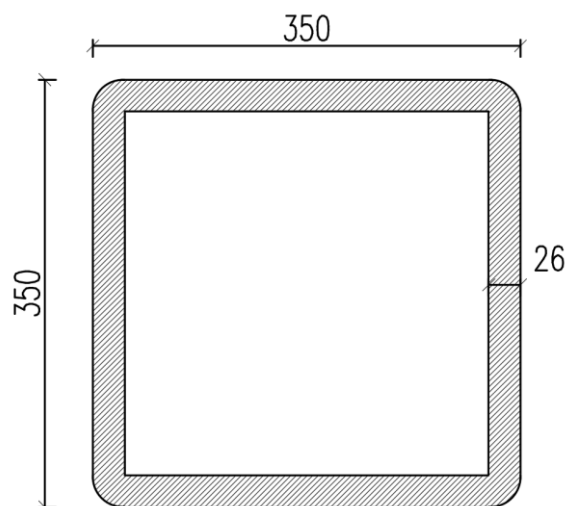
3.1.4.2 Columna tubular

Tabla.10

Propiedades geométricas columna tipo HSS 350x350x26 mm

Columna tipo HSS 350x350x26 mm		
Descripción	Valor	Unidad
Área	330.5	cm ²
I _x	57476.6	cm ⁴
I _y	57476.6	cm ⁴
S _x	3284.4	cm ³
S _y	3284.4	cm ³
Z _x	3992.9	cm ³
Z _y	3992.9	cm ³

J	91391.5	cm ⁴
Radio de Giro	2.7	cm



3.1.5 Cargas para diseño de bases de columnas de acero

Para la determinación de cargas de diseño en el software, se consideró una envolvente que contenga todas las combinaciones de carga antes mostradas, por tanto, las solicitaciones serán las máximas de todas las combinaciones. Los valores considerados son los siguientes:

Tabla.11 Valores de diseño para la conexión placa base

Valores de diseño para la conexión placa base			
Descripción	Parámetro	Valor	Unidad
Carga Ultima Axial Máxima	P_u	75.47	tonf
Momento Ultimo Máximo sentido X	M_{ux}	38.76	tonf.m
Momento Ultimo Máximo sentido Y	M_{uy}	2.69	tonf.m
Cortante Ultimo Máximo sentido X	V_{ux}	0.92	tonf
Cortante Ultimo Máximo sentido Y	V_{uy}	14.36	tonf

3.2 Diseño de bases de columnas de acero propuestas mediante la guía 1 de la AISC

3.2.1 Diseño para una columna de perfil tipo “I”

3.2.1.1 Propiedades de la sección conectada

Peralte del perfil conectado:

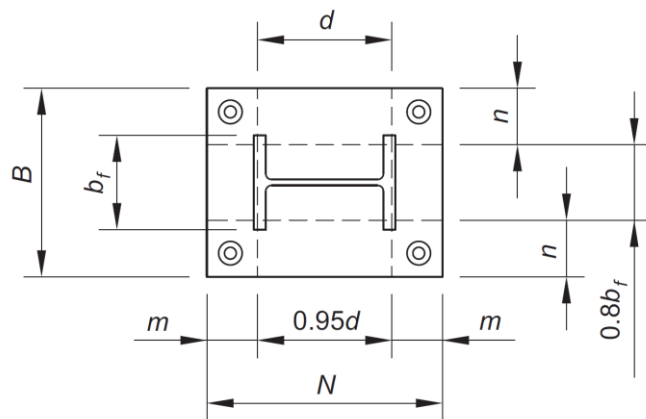
$$d := 400 \text{ mm}$$

Base del perfil conectado:

$$b_f := 300 \text{ mm}$$

Espesor del perfil:

$$t_f := 24 \text{ mm}$$



3.2.1.2 Propiedades del acero estructural

Esfuerzo de fluencia del acero:

$$F_y := 50 \text{ ksi} = 3515.348 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad del acero:

$$E := 2.04 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la compresión del hormigón:

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Factor de resistencia para el apoyo sobre hormigón ACI 318 Sección 21.2.1:

$$\Phi_c := 0.65$$

3.2.1.3 Prediseño de la placa base

Distancia desde el borde al centro del perno

$$P_d := 7 \text{ cm} = 2.756 \text{ in}$$

Largo de la placa

$$N_p := d + 4 \cdot (P_d) = 680 \text{ mm}$$

Ancho de la placa

$$B_p := b_f + 3 \cdot (3 \text{ in}) = 528.6 \text{ mm}$$

Valores asumidos

$$N := 700 \text{ mm}$$

$$B := 550 \text{ mm}$$

$$N_h := N + 20 \text{ cm}$$

$$B_h := B + 20 \text{ cm}$$

Cálculo de $f_{p(max)}$, asumiendo que el área de la placa es igual al área de soporte del hormigón

$$A_1 := B \cdot N = 3850 \text{ cm}^2$$

$$A_2 := N_h B_h = 6750 \text{ cm}^2$$

$$f_{pmax} := \min \left(\Phi_c \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, \Phi_c \cdot 1.7 \cdot f'_c \right) = 204.839 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-1})$$

Cálculo de q_{max} , esfuerzo del hormigón máximo como soporte

$$q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 11266.124 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

Área mínima requerida de la placa

$$A_{1req} := \frac{P_u}{\Phi_c \cdot 0.85 \cdot f'_c} = 423.206 \text{ cm}^2$$

(AISC DG-1 Eq. 4-6a)

$$\text{if}(A_1 \geq A_{1req}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Si no cumple, incrementar las dimensiones

3.2.1.4 Cálculo del espesor considerando únicamente la carga axial

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 16 \text{ cm}$$

(AISC DG-1 Eq. 4-10a)

$$n := \frac{B - 0.80 b_f}{2} = 15.5 \text{ cm}$$

(AISC DG-1 Eq. 4-11a)

$$\lambda := 1$$

$$\lambda n' := \lambda \cdot \frac{\sqrt[2]{d \cdot b_f}}{4} = 8.66 \text{ cm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-12a})$$

$$l := \max(m, n, \lambda n') = 16 \text{ cm}$$

Factor de resistencia AISC DG-1 (LRFD)

$$\Phi_b := 0.9$$

$$t_{minax} := l \cdot \sqrt[2]{\frac{2 \cdot P_u}{\Phi_b \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 16.589 \text{ mm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-15a})$$

3.2.1.5 Cálculo del espesor de la placa base para condición de momentos grandes

Verificación solución real del caso:

Distancia desde el eje del perno al centro de la placa:

$$f := \frac{N}{2} - P_d = 28 \text{ cm}$$

$$\text{if} \left(\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 \geq \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}, \text{“Cumple”, “Aumentar Dimensiones Placa”} \right) = \text{“Cumple”}$$

En caso de que no se cumpla se debe aumentar las dimensiones de la placa

Cálculo de la longitud portante Y

$$Y_1 := \left(f + \frac{N}{2} \right) + \sqrt[2]{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 119.29 \text{ cm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-58})$$

$$Y_2 := \left(f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt[2]{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 6.71 \text{ cm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-58})$$

Se escoge el menor valor

$$Y := \min(Y_1, Y_2) = 6.71 \text{ cm}$$

Cálculo de la tensión en los pernos de anclaje

$$T_u := q_{max} \cdot Y - P_u = 10.13 \text{ tonf} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-55})$$

Cálculo del espesor mínimo de la placa

Límite de Fluencia de la Placa Base en la zona de compresión.

Dirección "m"

$$t_{p_req1} := \text{if} \left(Y \geq m, 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax}}{F_y}}, 2.11 \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax} \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \right) = 46.917 \text{ mm}$$

Dirección "n"

$$t_{p_req2} := \text{if} \left(Y \geq n, 1.5 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax}}{F_y}}, 2.11 \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax} \cdot Y \cdot \left(n - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \right) = 45.98 \text{ mm}$$

(AISC DG-1 Eq. 4-51a y Eq. 4-52a)

Límite de Fluencia de la Placa Base en la zona de tracción.

Distancia desde el centro del perno hasta el ala $x := f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} = 9.2 \text{ cm}$

$$t_{p_req3} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{T_u \cdot x}{F_y \cdot B}} = 1.465 \text{ cm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-62a})$$

Espesor de la placa:

$$t_p := \max(t_{p_req1}, t_{p_req2}, t_{p_req3}) = 46.917 \text{ mm}$$

Valor final para el espesor de la placa tomado como 48 mm

3.2.1.6 Diseño de pernos de anclaje

Diámetro de perno seleccionado
F1554 Gr. 55 tabla 2-2 AISC DG-1

$$d_p := \left(1 + \frac{1}{8}\right) \text{ in} = 28.575 \text{ mm}$$

Numero de pernos a tracción

$$n_{pt} := 4$$

Área del perno

$$A_p := \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} = 6.413 \text{ cm}^2$$

Tensión de tracción nominal
tabla 2-2 AISC DG-1

$$F_{nt} := 56.3 \text{ ksi} = 3958.282 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Numero de pernos a corte, Caso C ACI
318 transmisión anclaje delantero
Área del perno

$$n_{pv} := 4$$

Tensión de cortante nominal
tabla 2-2 AISC DG-1

$$F_{nv} := 33.8 \text{ ksi} = 2376.375 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la combinación de corte y tracción en los pernos de anclaje

Tensión de cortante

$$f_v := \frac{V_u}{n_{pv} \cdot A_p} = 559.799 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Espesor arandela

$$t_{washer} := 0.55 \cdot d_p = 15.716 \text{ mm}$$

Momento en el perno

$$M_{rod} := \frac{V_u \cdot \left(t_p + \frac{t_{washer}}{2} \right)}{4 \cdot n_{pv}} = 5013.267 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Modulo Plástico

$$Z_p := \frac{d_p^3}{6} = 3.889 \text{ cm}^3$$

Tensión axial

$$f_t := \frac{M_{rod}}{Z_p} + \frac{T_u}{n_{pv} \cdot A_p} = 1659.103 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi := 0.75 \quad LRFD$$

$$utl := \left(\frac{f_t}{\phi \cdot F_{nt}} + \frac{f_v}{\phi \cdot F_{nv}} \right) = 0.881 \quad \text{if}(utl \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Verificación de espaciamentos al borde y entre centros del perno según la AISC

360-16

Distancia desde el eje del
perno al borde lateral

$$C_{a1} := P_d + 10 \text{ cm} = 170 \text{ mm}$$

Distancia desde el eje del
perno al borde superior

$$C_{a2} := P_d + 10 \text{ cm} = 170 \text{ mm}$$

Espaciamento mínimo al
borde Tabla J3.4 (AISC -
Spec 360)

$$\phi_{cálculo} := \left(d_p + \frac{5}{16} \text{ in} \right) = 36.513 \text{ mm}$$

Espaciamento máximo al
borde J5 (AISC -Spec 360)

$$s_{bmax} := \min(12 \cdot t_p, 150 \text{ mm}) = 150 \text{ mm}$$

Distancia entre eje de
pernos

$$s := \frac{(B - 2 \cdot P_d)}{n_{pv} - 1} = 13.667 \text{ cm}$$

Distancia mínima entre
pernos J3 (AISC-Spec 360)

$$s_{min} := 3 (d_p) = 8.573 \text{ cm}$$

if ($s \geq s_{min}$, “Cumple”, “No Cumple”) = “Cumple”

3.2.1.7 Resistencia nominal al desprendimiento debido a tracción en el hormigón

Longitud de anclaje min 12 in $h_{ef} := 40 \text{ cm} = 15.748 \text{ in}$

Máxima distancia de
desgarramiento $h_{ef} := \text{if} \left(1.5 h_{ef} \geq C_{a1}, \max \left(\frac{C_{a1}}{1.5}, \frac{s}{3} \right), h_{ef} \right) = 11.333 \text{ cm}$

Área de ruptura considerando
un solo perno ACI 318 Sección
17.6.2.1.4

$$A_{NC0} := 9 \cdot h_{ef}^2 = 1156 \text{ cm}^2$$

Área de ruptura
considerando el grupo
de pernos ACI 318
Sección 17.6.2.1.4

$$A_{NC} := \min \left((C_{a1} + 1.5 h_{ef}) \cdot (B), n_{pv} \cdot 9 h_{ef}^2 \right) = 1870 \text{ cm}^2$$

Factor por
excentricidad ACI 318
Sección 17.6.2.3.1

$$\psi_{ec.N} := 1$$

Factor por borde ACI
318 Sección 17.6.2.4.1

$$\psi_{ed.N} := \text{if} \left(C_{a1} < 1.5 \cdot h_{ef}, 0.7 + \frac{0.3 \cdot C_{a1}}{1.5 h_{ef}}, 1 \right) = 1$$

Factor por
agrietamiento ACI 318
Sección 17.6.2.5.1

$$\psi_{c.N} := 1.25$$

Factor por instalación
ACI 318 Sección
17.6.2.5.1

$$\psi_{cp.N} := 1$$

$$k_c := 10$$

Anclajes preinstalados

$$\lambda_a := 1$$

Concreto de peso normal

Resistencia básica al
arrancamiento ACI 318
Sección 17.6.2.2.1

$$N_b := k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 6.384 \text{ tonf}$$

Resistencia al arrancamiento
ACI 318 Sección 17.6.2.1 a

$$N_{cbg} := \frac{A_{NC}}{A_{NC0}} \cdot \psi_{ed.N} \cdot \psi_{c.N} \cdot \psi_{cp.N} \cdot N_b = 12.909 \text{ tonf}$$

Tracción por cada perno

$$N_{uag} := \frac{T_u}{n_{pv}} = 2.533 \text{ tonf}$$

$$\phi = 0.75$$

LRFD

$$\phi N_{cbg} := \phi \cdot N_{cbg} = 9.682 \text{ tonf}$$

3.2.1.8 Resistencia nominal al desprendimiento debido a corte en el hormigón

Área de ruptura considerando
un solo perno ACI 318 Sección
17.7.2.1.3

$$A_{VC0} := 4.5 \cdot C_{a1}^2 = 1300.5 \text{ cm}^2$$

Área de ruptura
considerando el grupo de pernos ACI 318
Sección 17.7.2.1.1

$$A_{VC} := \min \left(1.5 C_{a1} \cdot (3 C_{a1} + B), n_{pv} \cdot (4.5 \cdot C_{a1})^2 \right) = 2703 \text{ cm}^2$$

Factor por
excentricidad ACI 318
Sección 17.7.2.3

$$\psi_{ec.V} := 1$$

Factor por borde ACI
318 Sección 17.7.2.4.

$$\psi_{ed.V} := \text{if} \left(C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}, 0.7 + \frac{0.3 \cdot C_{a2}}{1.5 C_{a1}}, 1 \right) = 0.9$$

Factor por
agrietamiento ACI 318
Sección 17.7.2.5

$$\psi_{c.V} := 1$$

$$f'_c = 3982.536 \text{ psi}$$

$$C_{a1} = 6.693 \text{ in}$$

Factor por instalación
ACI 318 Sección 17.7.2.6

$$\psi_{h.V} := 1$$

$$f'_c \cdot \frac{1}{\text{psi}} = 3982.536$$

Resistencia básica al
arrancamiento por corte ACI
318 Sección 17.7.2.2.1

$$V_b := 9 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{1}{\text{psi}} \cdot \left(C_{a1} \cdot \frac{1}{\text{in}} \right)^{1.5} \cdot \text{lb} \cdot \text{f} = 9.834 \text{ kip}$$

Resistencia al arrancamiento
ACI 318 Sección 17.6.2.1 a

$$V_{cbg} := \frac{A_{VC}}{A_{VC0}} \cdot \psi_{ed.V} \cdot \psi_{ec.V} \cdot \psi_{c.V} \cdot \psi_{h.V} \cdot V_b = 8.344 \text{ tonf}$$

Corte por cada perno

$$V_{uag} := \frac{V_u}{n_{pv}} = 3.59 \text{ tonf}$$

$$\phi := 0.75$$

LRFD

$$\phi V_{cbg} := \phi \cdot V_{cbg} = 6.258 \text{ tonf}$$

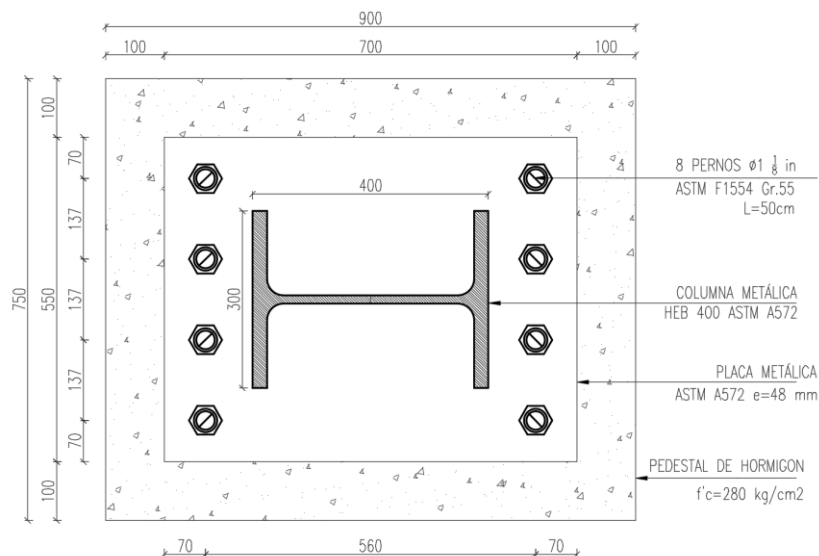
3.2.1.9 Combinación de resistencia por tracción y corte al desprendimiento en el hormigón

Resistencia por interacción
corte - tracción ACI 318
Sección 17.8

$$util := \left(\frac{V_{uag}}{\phi V_{cbg}} \right) + \left(\frac{N_{uag}}{\phi N_{cbg}} \right) = 0.835$$

if($util \leq 1.2$, “Cumple”, “No Cumple”) = “Cumple”

3.2.1.10 Diseño final de base de columna tipo “I” según la guía 1 de Diseño de la AISC.



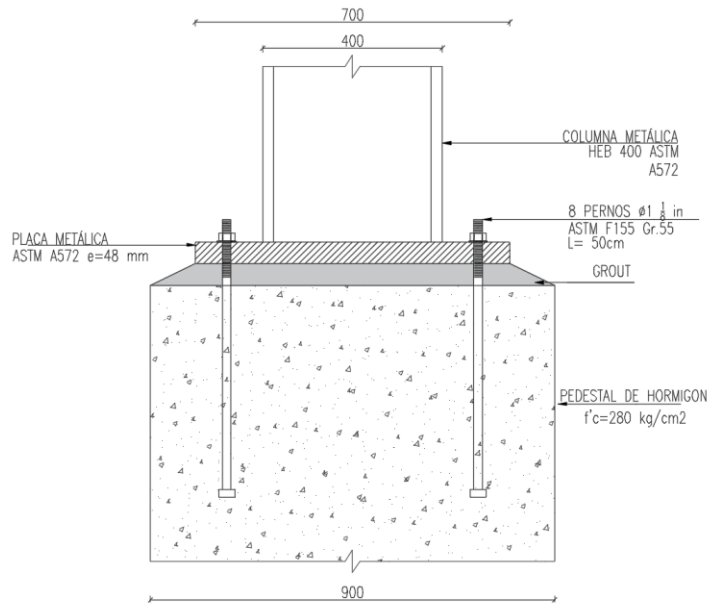


Ilustración 19. Detalle de conexión placa base tipo I DGI AISC.

Fuente: Elaboración propia

3.2.2 Diseño para una columna con perfil tipo Tubular

3.2.2.1 Propiedades de la sección conectada

Peralte del perfil conectado: $d := 350 \text{ mm}$

Base del perfil conectado: $b_f := 350 \text{ mm}$

Espesor del perfil: $t_f := 26 \text{ mm}$

3.2.2.2 Propiedades del acero estructural

Esfuerzo de fluencia del acero: $F_y := 50 \text{ ksi} = 3515.348 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Módulo de elasticidad del acero: $E := 2.04 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia a la compresión del hormigón: $f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Factor de resistencia para el apoyo sobre hormigón ACI 318 Sección 21.2.1: $\Phi_c := 0.65$

3.2.2.3 Prediseño de la placa base

Distancia desde el borde al centro del perno

$$P_d := 7 \text{ cm} = 2.756 \text{ in}$$

Largo de la placa

$$N_p := d + 4 \cdot (P_d) = 630 \text{ mm}$$

Ancho de la placa

$$B_p := b_f + 3 \cdot (3 \text{ in}) = 578.6 \text{ mm}$$

Valores asumidos

$$N := 650 \text{ mm}$$

$$B := 650 \text{ mm}$$

$$N_h := N + 20 \text{ cm}$$

$$B_h := B + 20 \text{ cm}$$

Cálculo de $f_{p(max)}$, asumiendo que el área de la placa es igual al área de soporte del hormigón

$$A_1 := B \cdot N = 4225 \text{ cm}^2$$

$$A_2 := N_h \cdot B_h = 7225 \text{ cm}^2$$

$$f_{pmax} := \min \left(\Phi_c \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, \Phi_c \cdot 1.7 \cdot f'_c \right) = 202.3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-1})$$

Cálculo de q_{max} , esfuerzo del hormigón máximo como soporte

$$q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 13149.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

Área mínima requerida de la placa

$$A_{1req} := \frac{P_u}{\Phi_c \cdot 0.85 \cdot f'_c} = 423.206 \text{ cm}^2$$

(AISC DG-1 Eq. 4-6a)

$$\text{if}(A_1 \geq A_{1req}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

En el caso de que no se cumpla se debe aumentar las dimensiones.

3.2.2.4 Cálculo del espesor considerando únicamente la carga axial

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 15.875 \text{ cm}$$

(AISC DG-1 Eq. 4-10a)

$$n := \frac{B - 0.95 b_f}{2} = 15.875 \text{ cm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-11a})$$

$$\lambda := 1$$

$$\lambda n' := \lambda \cdot \frac{\sqrt[2]{d \cdot b_f}}{4} = 8.75 \text{ cm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-12a})$$

$$l := \max(m, n, \lambda n') = 15.875 \text{ cm}$$

Factor de resistencia AISC DG-1 (LRFD)

$$\Phi_b := 0.9$$

$$t_{minax} := l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\Phi_b \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 15.712 \text{ mm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-15a})$$

3.2.2.5 Cálculo del espesor de la placa base para condición de momentos grandes

Determinación de excentricidades, para verificar el caso de análisis con la ecuación 4-53

$$e := \frac{M_u}{P_u} = 40.874 \text{ cm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-39})$$

$$e_{crit} := \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} = 30.011 \text{ cm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-40})$$

if ($e > e_{crit}$, “Momentos Grandes”, “Momentos Pequeños”) = “Momentos Grandes”

Verificación de solución real del caso:

Distancia desde el eje del perno al centro de la placa:

$$f := \frac{N}{2} - P_d = 25.5 \text{ cm}$$

$$\text{if} \left(\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 \geq \frac{2 P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}, \text{“Cumple”, “Aumentar Dimensiones Placa”} \right) = \text{“Cumple”}$$

Cálculo de la longitud portante Y

$$Y_1 := \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 109.991 \text{ cm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-58})$$

$$Y_2 := \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 6.009 \text{ cm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-58})$$

Se debe escoger el menor valor

$$Y := \min(Y_1, Y_2) = 6.009 \text{ cm}$$

Cálculo de la tensión en los pernos de anclaje

$$T_u := q_{max} \cdot Y - P_u = 13.545 \text{ tonf} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-55})$$

Cálculo del espesor mínimo de la placa

Límite de fluencia de la placa base en la zona de compresión.

Dirección "m"

$$t_{p_req1} := \text{if} \left(Y \geq m, 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax}}{F_y}}, 2.11 \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax} \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \right) = 44.514 \text{ mm}$$

Dirección "n"

$$t_{p_req2} := \text{if} \left(Y \geq n, 1.5 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax}}{F_y}}, 2.11 \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax} \cdot Y \cdot \left(n - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \right) = 44.514 \text{ mm}$$

(AISC DG-1 Eq. 4-51a y Eq. 4-52a)

Límite de fluencia de la placa base en la zona de tracción.

Distancia desde el centro del perno hasta el ala $x := f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} = 9.3 \text{ cm}$

$$t_{p_req3} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{T_u \cdot x}{F_y \cdot B}} = 1.567 \text{ cm} \quad (\text{AISC DG-1 Eq. 4-62a})$$

Espesor de la placa:

$$t_p := \max(t_{p_req1}, t_{p_req2}, t_{p_req3}) = 44.514 \text{ mm}$$

Se escoge un espesor de la placa correspondiente a 46 mm

3.2.2.6 Diseño de pernos de anclaje

Diámetro de perno seleccionado
F1554 Gr. 55 tabla 2-2 AISC DG-1

$$d_p := \left(1 + \frac{1}{8}\right) \text{ in} = 28.575 \text{ mm}$$

Numero de pernos a tracción

$$n_{pt} := 4$$

Área del perno

$$A_p := \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} = 6.413 \text{ cm}^2$$

Tensión de tracción nominal
tabla 2-2 AISC DG-1

$$F_{nt} := 56.3 \text{ ksi} = 3958.282 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Numero de pernos a corte, Caso C ACI
318 transmisión anclaje delantero
Área del perno

$$n_{pv} := 4$$

Tensión de corte nominal
tabla 2-2 AISC DG-1

$$F_{nv} := 33.8 \text{ ksi} = 2376.375 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la combinación de corte y tracción en los pernos de anclaje

Tensión de cortante

$$f_v := \frac{V_u}{n_{pv} \cdot A_p} = 559.799 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Espesor arandela

$$t_{washer} := 0.55 \cdot d_p = 15.716 \text{ mm}$$

Momento en el perno

$$M_{rod} := \frac{V_u \cdot \left(t_p + \frac{t_{washer}}{2}\right)}{4 \cdot n_{pv}} = 4833.767 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Modulo Plástico

$$Z_p := \frac{d_p^3}{6} = 3.889 \text{ cm}^3$$

Tensión axial

$$f_t := \frac{M_{rod}}{Z_p} + \frac{T_u}{n_{pv} \cdot A_p} = 1771.059 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$\phi := 0.75$ LRFD

$$utl := \left(\frac{f_t}{\phi \cdot F_{nt}} + \frac{f_v}{\phi \cdot F_{nv}} \right) = 0.911 \quad \text{if}(utl \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

3.2.2.7 Resistencia nominal al desprendimiento debido a tracción en el hormigón

Distancia desde el eje del perno al borde lateral

$$C_{a1} := P_d + 10 \text{ cm} = 170 \text{ mm}$$

Distancia desde el eje del perno al borde superior

$$C_{a2} := P_d + 10 \text{ cm} = 170 \text{ mm}$$

Espaciamiento mínimo al borde Tabla J3.4 (AISC - Spec 360)

$$\phi_{\text{cálculo}} := \left(d_p + \frac{5}{16} \text{ in} \right) = 36.513 \text{ mm}$$

Espaciamiento máximo al borde J5 (AISC - Spec 360)

$$s_{bmax} := \min(12 \cdot t_p, 150 \text{ mm}) = 150 \text{ mm}$$

$$\text{if} \left(P_d - \frac{\phi_{\text{cálculo}}}{2} \geq \left(1 \text{ in} + \frac{5}{8} \text{ in} \right), \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if} \left(P_d - \frac{\phi_{\text{cálculo}}}{2} \leq s_{bmax}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

Distancia entre eje de pernos

$$s := \frac{(B - 2 \cdot P_d)}{n_{pv} - 1} = 17 \text{ cm}$$

Distancia mínima entre pernos J3 (AISC-Spec 360)

$$s_{min} := 3 (d_p) = 8.573 \text{ cm}$$

$$\text{if} (s \geq s_{min}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Longitud de anclaje min 12 in $h_{ef} := 40 \text{ cm} = 15.748 \text{ in}$

$$\text{Máxima distancia de desgarramiento } h_{ef} := \text{if} \left(1.5 h_{ef} \geq C_{a1}, \max \left(\frac{C_{a1}}{1.5}, \frac{s}{3} \right), h_{ef} \right) = 11.333 \text{ cm}$$

Área de ruptura considerando un solo perno ACI 318 Sección 17.6.2.1.4

$$A_{NCo} := 9 \cdot h_{ef}^2 = 1156 \text{ cm}^2$$

Área de ruptura considerando el grupo de pernos ACI 318 Sección 17.6.2.1.4

$$A_{NC} := \min \left((C_{a1} + 1.5 h_{ef}) \cdot (B), n_{pv} \cdot 9 h_{ef}^2 \right) = 2210 \text{ cm}^2$$

Factor por excentricidad ACI 318 Sección 17.6.2.3.1

$$\psi_{ec.N} := 1$$

$$k_c := 10$$

Anclajes preinstalados

$$\lambda_a := 1$$

Concreto de peso normal

Resistencia básica al
arrancamiento ACI 318
Sección 17.6.2.2.1

$$N_b := k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 6.384 \text{ tonf}$$

Resistencia al arrancamiento
ACI 318 Sección 17.6.2.1 a

$$N_{cbg} := \frac{A_{NC}}{A_{NC0}} \cdot \psi_{ed.N} \cdot \psi_{c.N} \cdot \psi_{cp.N} \cdot N_b = 15.257 \text{ tonf}$$

Tracción por cada perno

$$N_{uag} := \frac{T_u}{n_{pv}} = 3.386 \text{ tonf}$$

$$\phi = 0.75$$

LRFD

$$\phi N_{cbg} := \phi \cdot N_{cbg} = 11.443 \text{ tonf}$$

3.2.2.8 Resistencia nominal al desprendimiento debido a corte en el hormigón

Área de ruptura considerando
un solo perno ACI 318 Sección
17.7.2.1.3

$$A_{VCo} := 4.5 \cdot C_{a1}^2 = 1300.5 \text{ cm}^2$$

Área de ruptura

considerando el grupo de pernos ACI 318
Sección 17.7.2.1.1

$$A_{VC} := \min \left(1.5 C_{a1} \cdot (3 C_{a1} + B), n_{pv} \cdot (4.5 \cdot C_{a1})^2 \right) = 2958 \text{ cm}^2$$

Factor por
excentricidad ACI 318
Sección 17.7.2.3

$$\psi_{ec.V} := 1$$

Factor por borde ACI
318 Sección 17.7.2.4.

$$\psi_{ed.V} := \text{if} \left(C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}, 0.7 + \frac{0.3 \cdot C_{a2}}{1.5 C_{a1}}, 1 \right) = 0.9$$

Factor por
agrietamiento ACI 318
Sección 17.7.2.5

$$\psi_{c.V} := 1$$

$$f'_c = 3982.536 \text{ psi}$$

$$C_{a1} = 6.693 \text{ in}$$

Factor por instalación
ACI 318 Sección 17.7.2.6

$$\psi_{h.V} := 1$$

$$f'_c \cdot \frac{1}{\text{psi}} = 3982.536$$

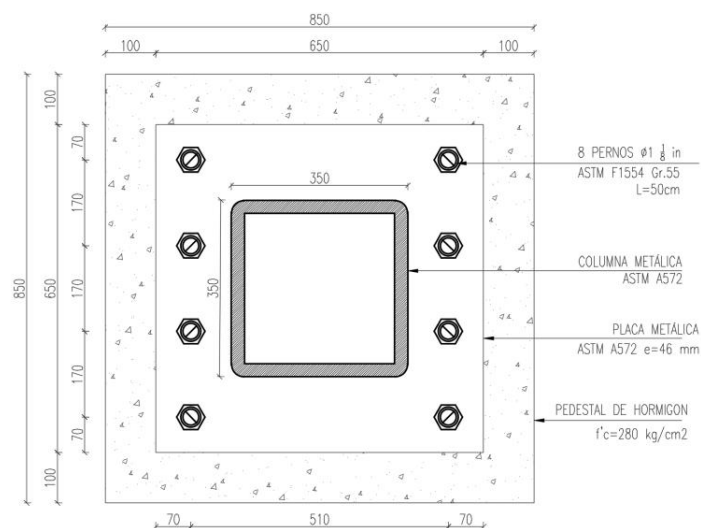
Resistencia básica al
arrancamiento por corte ACI
318 Sección 17.7.2.2.1

$$V_b := 9 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{1}{\text{psi}} \cdot \left(C_{a1} \cdot \frac{1}{\text{in}} \right)^{1.5} \cdot \text{lb} = 9.834 \text{ kip}$$
$$V_{cbg} := \frac{A_{VC}}{A_{VC0}} \cdot \psi_{ed.V} \cdot \psi_{ec.V} \cdot \psi_{c.V} \cdot \psi_{h.V} \cdot V_b = 9.131 \text{ tonf}$$
$$V_{uag} := \frac{V_u}{n_{pv}} = 3.59 \text{ tonf}$$
$$\phi V_{cbg} := \phi \cdot V_{cbg} = 6.849 \text{ tonf}$$

3.2.2.9 Combinación de resistencia por tracción y corte al desprendimiento en el hormigón

$$util := \left(\frac{V_{uag}}{\phi V_{cbg}} \right) + \left(\frac{N_{uag}}{\phi N_{cbg}} \right) = 0.82$$
$$\text{if}(utl \leq 1.2, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

3.2.2.10 Diseño final de base de columna tipo tubular



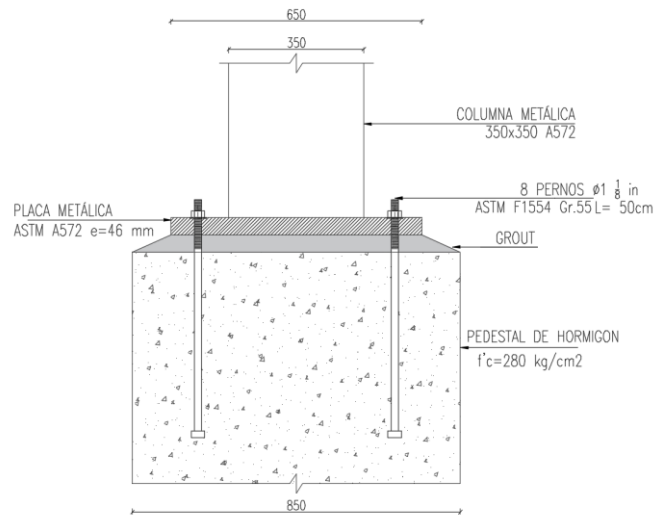


Ilustración 20. Detalle de conexión placa base tipo tubular DGI AISC.

Fuente: Elaboración propia

3.3 Análisis elástico de bases de columnas de acero propuestas mediante el método de los elementos finitos

3.3.1 Definición de los materiales.

3.3.1.1 Acero estructural

Para el presente análisis se definió una curva esfuerzo - deformación dentro del programa ANSYS, como multilineal con endurecimiento isotrópico, tomando en cuenta las propiedades mecánicas de dicho material, para eso se implementó las curvas constitutivas propuestas en el NIST NCSTAR 1-3D (2005).

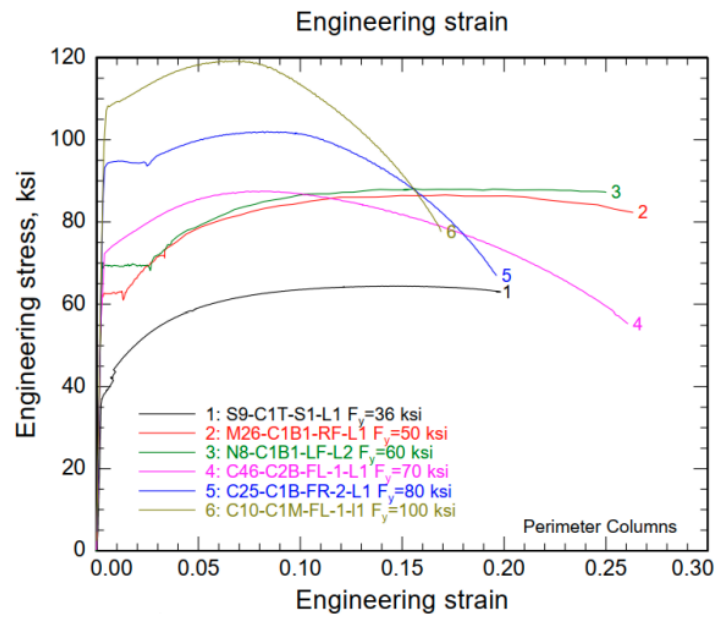


Ilustración 21. Curvas constitutivas del acero estructural.

Fuente: NCSTAR 1-3D (2005).

Se optó por un modelo más suavizado y simplificado, que fue incorporado al programa ANSYS basado en la curva antes descrita. Esta relación constitutiva será utilizada tanto en la placa y el perfil conectado.

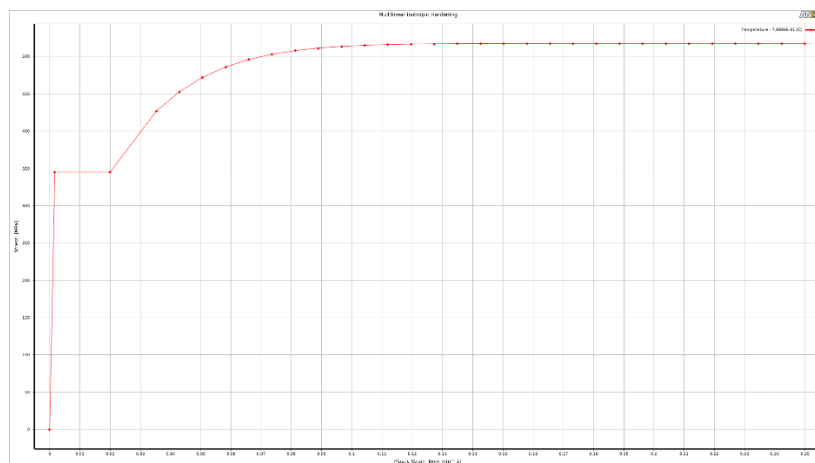


Ilustración 22. Curva constitutiva del acero ASTM 572.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

Para el caso de los pernos de anclaje se estableció una constitutiva similar, utilizando los mismos parámetros de cálculo, pero acoplada al nuevo esfuerzo de fluencia de los pernos.

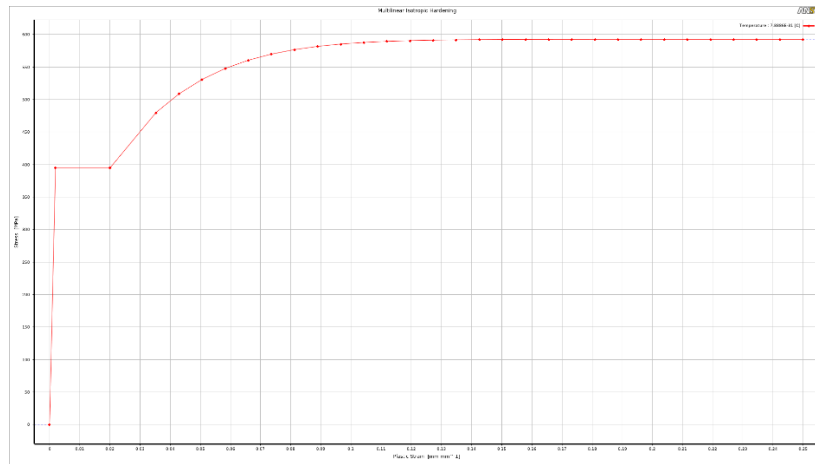


Ilustración 23. Curva Constitutiva del acero ASTM F1554.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

3.3.1.2 Hormigón

En el caso del hormigón se definió como un material lineal, debido a que se idealizó un comportamiento ideal de la conexión, donde el hormigón no interactúa de forma no lineal evitando una falla frágil, además que las consideraciones no lineales de este material no están consideradas dentro del alcance del presente trabajo.

Para el caso del modelamiento se implementó un hormigón $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, tal como se especificó en el punto anterior.

3.3.2 Geometría de las conexiones

Las conexiones analizadas fueron las propuestas en la sección 3.2 del presente documento.

3.3.2.1 Conexión C1

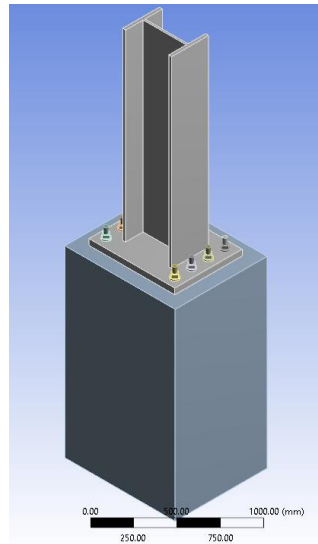
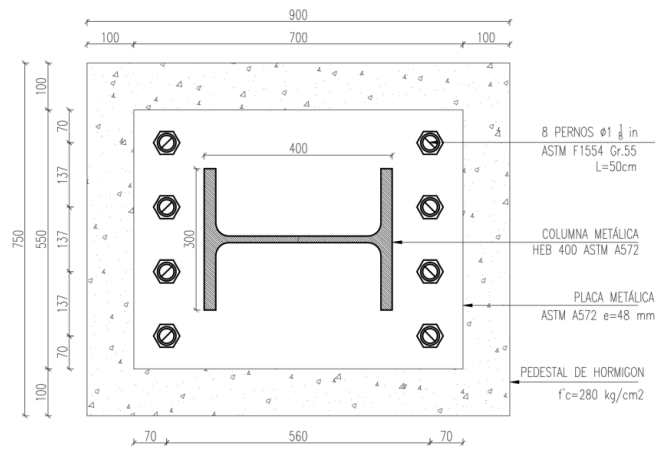


Ilustración 24. Conexión C1.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

3.3.2.2 Conexión C2

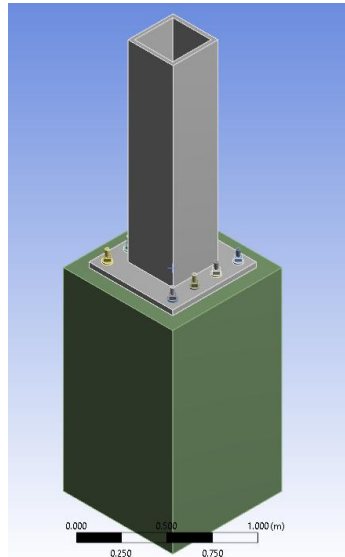
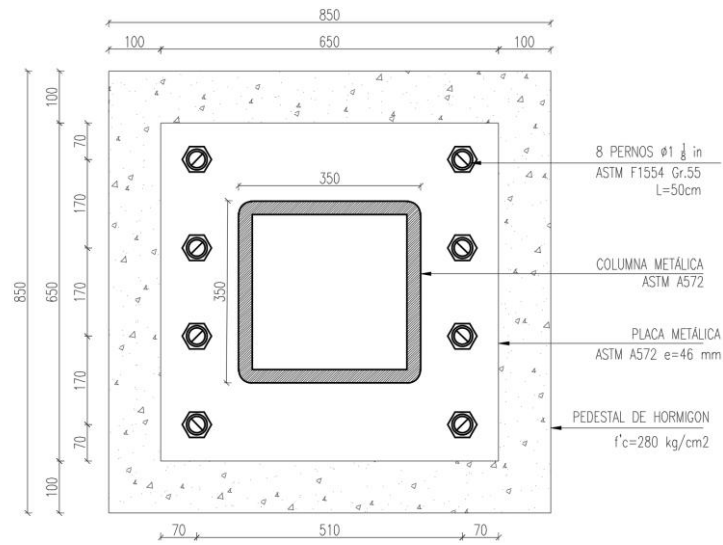


Ilustración 25. Conexión C2.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

3.3.3 Definición de contactos entre superficies

Tabla.12 Tipos de contacto en modelamiento en ANSYS

Contacto	Tipo
Placa base - Perfil	Bonded
Placa base - Pedestal	Frictional
Pernos - Placa Base	Bonded
Pernos - Pedestal	Bonded

En el caso de placa base - perfil se consideró un contacto tipo Bonded, ya que se interpreta que se encuentran perfectamente unidos mediante la soldadura especificada bajo normativa.

El contacto entre la placa base – pedestal es un contacto tipo Frictional ya que son dos materiales diferentes uno encima de otro para el coeficiente de fricción se recomienda 0.45 según a la AISC – DG1.

El contacto entre los pernos y placa base se consideró como tipo Bonded, debido a que se encuentran completamente unidos a través de tuercas y arandelas, y no se espera el desplazamiento del perno por sobre la tuerca.

El contacto entre el perno y el hormigón es de tipo Bonded, ya que el perno se encuentra completamente embebido y restringido de todos los sentidos, no se espera desplazamientos de los pernos en el embebido, si no una rotura en forma de cono de extracción por la tensión que ejercen los pernos, o su vez un corte en los pernos.

3.3.4 Definición del mallado.

Para el análisis convergencia se aplicó en la placa base un momento correspondiente a 5 tonf-m, para hallar los esfuerzos máximos en cada elemento, se modificó el tamaño de elemento finito en varias iteraciones hasta encontrar que los resultados no presenten un error relativo superior al 5% para considerarse aceptables, por lo que se muestran los siguientes resultados.

Tabla.13 Análisis de convergencia para placa base y perfil

Tamaño del elemento finito [mm]	Esfuerzo Máximo [Mpa]	Error Relativo [%]
50	7.85	
40	9.83	20.14%
30	11.77	16.48%
25	12.18	3.37%

20	12.34	1.30%
15	12.16	-1.48%

Tabla.14 *Análisis de convergencia para pedestal de hormigón*

Tamaño del elemento finito (mm)	Esfuerzo Máximo [Mpa]	Error Relativo [%]
150	3.58	
100	3.82	6.28%
90	3.78	-1.06%
80	3.4	-11.18%
75	3.44	1.16%
70	3.42	-0.58%

Tabla.15 *Análisis de convergencia pernos de anclaje, tuercas y arandelas*

Tamaño del elemento finito (mm)	Esfuerzo Máximo [Mpa]	Error Relativo [%]
40	28.96	
30	30.06	3.65%
25	33.80	11.06%
20	34.95	3.29%
15	35.55	1.68%
10	34.88	-1.92%

Tabla.16 *Tamaño de elemento finito máximo para la modelación de conexiones*

Elemento	Tamaño del elemento finito (mm)
Placa base y Perfil	25
Pedestal	75
Pernos, Tuercas y Arandelas	15

De conformidad con la Guía de Diseño 1 del AISC, la elección de los elementos tetraédricos para el modelado de las conexiones es aceptable, especialmente en las conexiones con geometrías complejas.

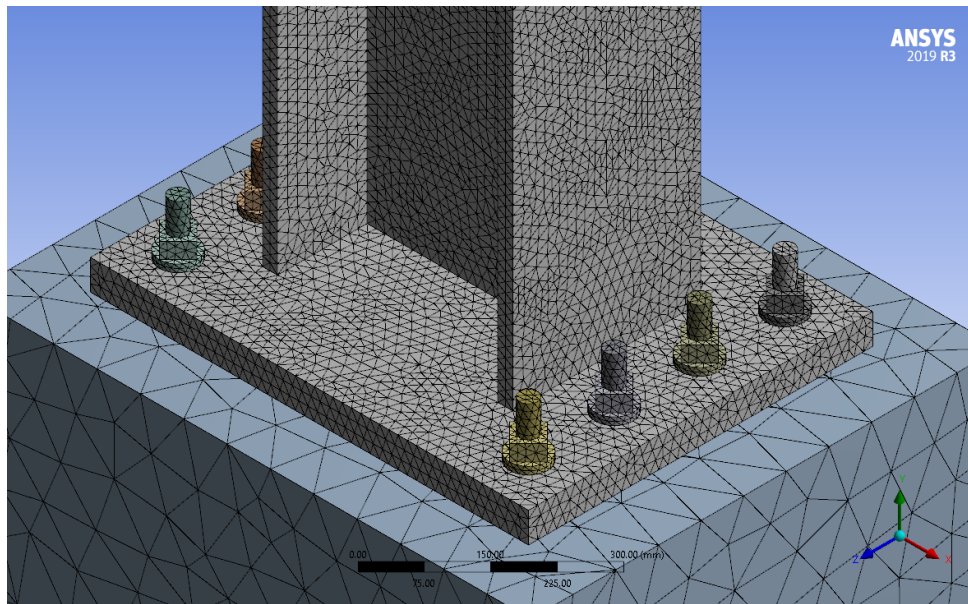


Ilustración 26. Mallado de conexión.

Fuente: Elaboración Propia en ANSYS

3.3.5 Aplicación de cargas

Dentro el caso de cargas se aplicó el momento, corte y carga axial de diseño determinado en la sección 3.1.5 del presente documento, las solicitaciones fueron ingresadas en unidades del sistema Internacional.

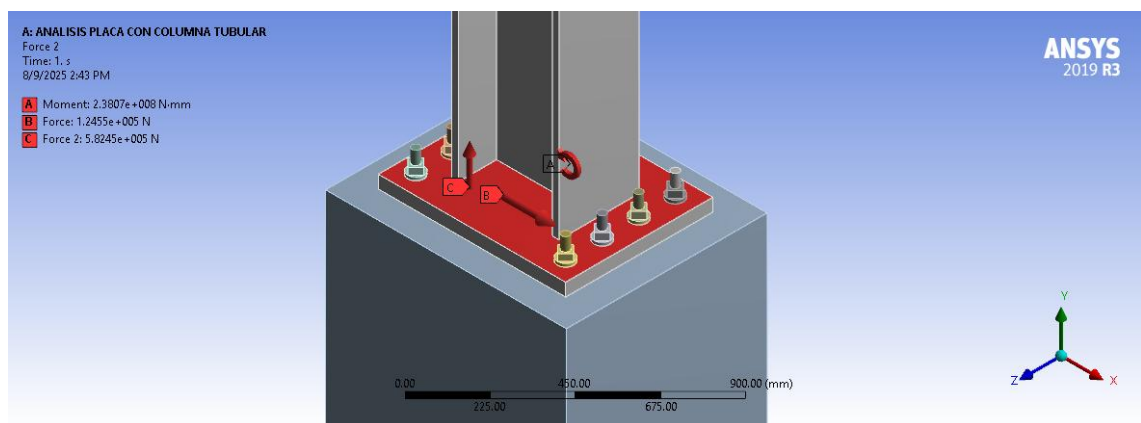


Ilustración 27. Aplicación de cargas de diseño conexión C1.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

3.3.6 Resultados de esfuerzos y deformaciones en las conexiones planteadas

3.3.6.1 Conexión C1

Esfuerzos y deformaciones en la placa base y perfil conectado:

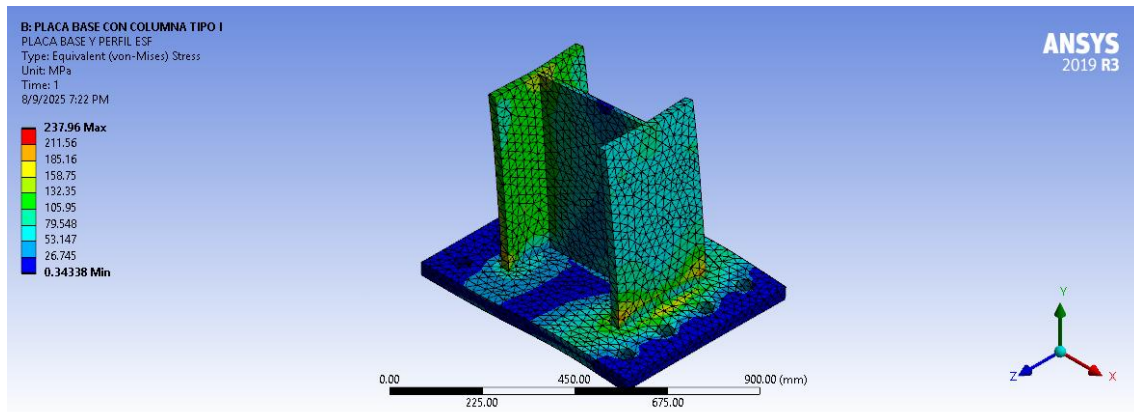


Ilustración 28. Esfuerzos máximos placa base – perfil C1.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

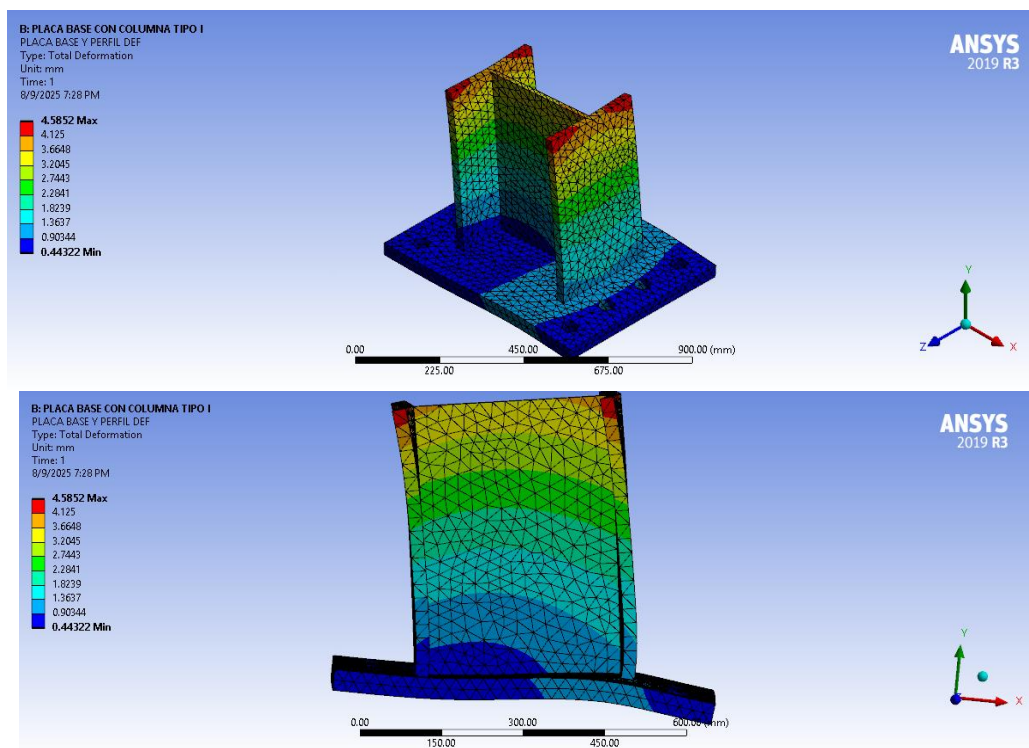


Ilustración 29. Deformación placa base - perfil C1

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

El esfuerzo máximo dentro de estos elementos es de 237.96 MPa, se observa que los puntos máximos se producen en las alas del perfil y en franjas cercanas a la misma en

contacto con la placa base. La deformación máxima es de 4.58 mm y se produce lógicamente en la parte superior del perfil además que se observa la forma particular de “S” en la placa al momento de la deformación.

Esfuerzos y deformaciones en el pedestal de hormigón:

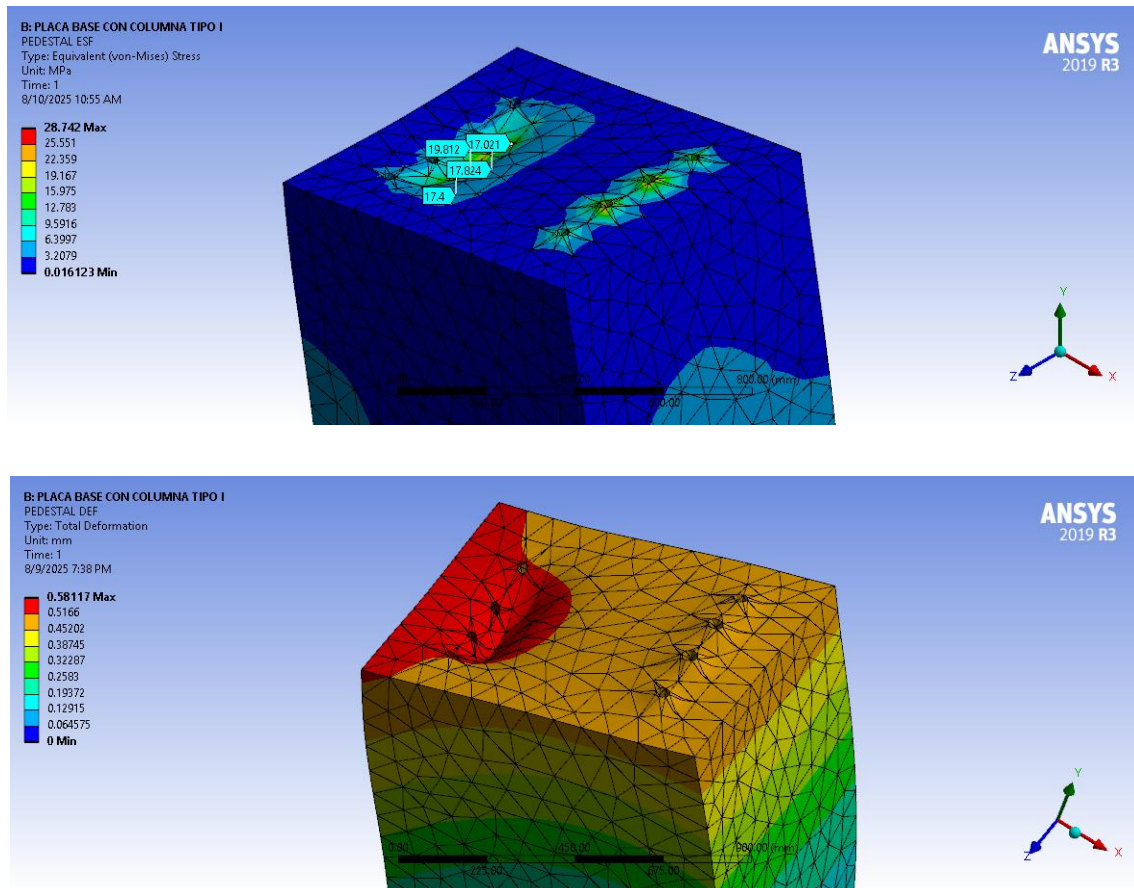


Ilustración 30. Esfuerzo y deformación pedestal de hormigón C1.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

El esfuerzo máximo dentro de estos elementos es de 19.812 MPa, se observa que los puntos máximos se producen en la zona de compresión producida por la placa base. La deformación máxima es de 0.58117 mm y se produce lógicamente en la parte de compresión.

Esfuerzos y deformaciones en los pernos de anclaje:

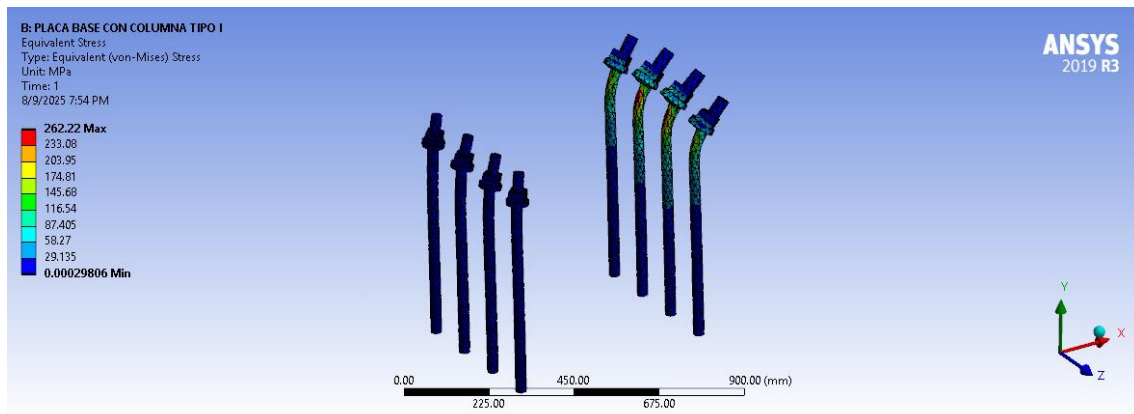


Ilustración 31. Esfuerzo en pernos de anclaje C1.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

La zona de mayor esfuerzo se encuentra en la cabeza del perno de anclaje tal y como se describe en la guía de diseño, y es lógico debido a que es la zona de mayor demanda y las más propensa al arrancamiento y corresponde a 262.22 MPa.

La deformación máxima se localiza lógicamente se produce de igual forma en la cabeza del perno debido a la concentración de esfuerzos y a la acción de extracción de estos debido a las sollicitaciones de carga.

3.3.6.2 Conexión C2

Esfuerzos y deformaciones en la placa base y perfil conectado:

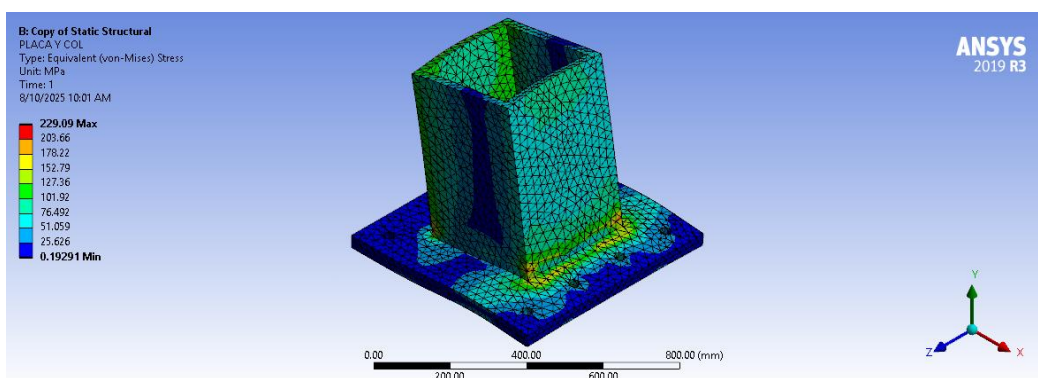


Ilustración 32. Esfuerzo placa base - perfil C2.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

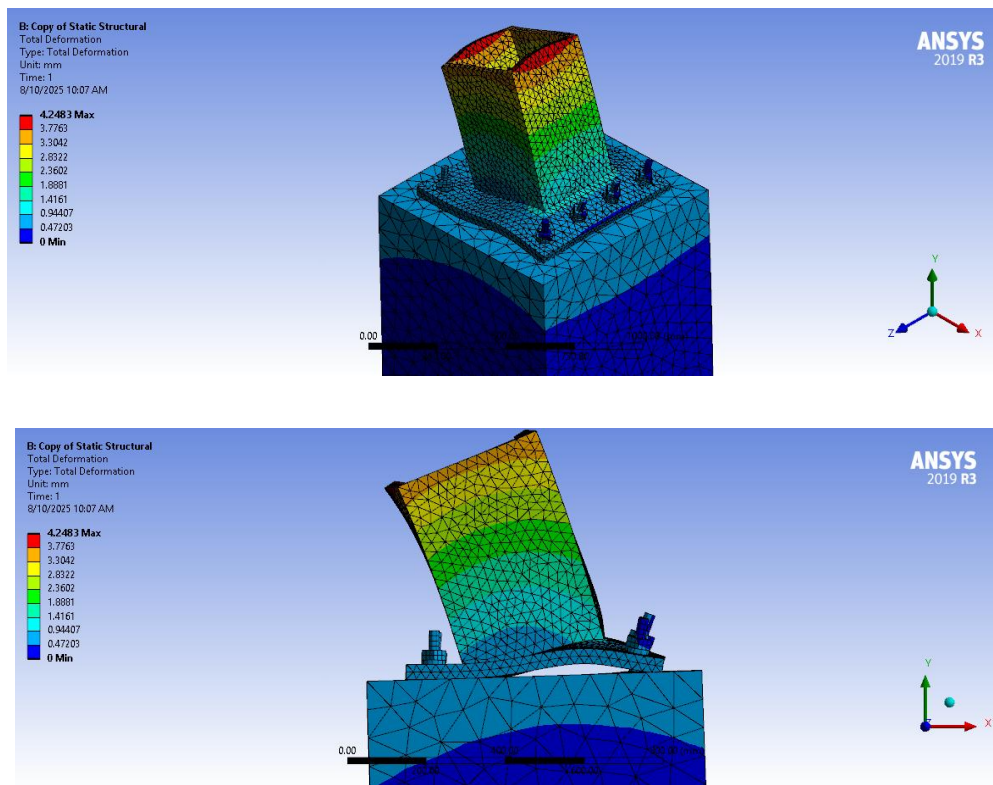
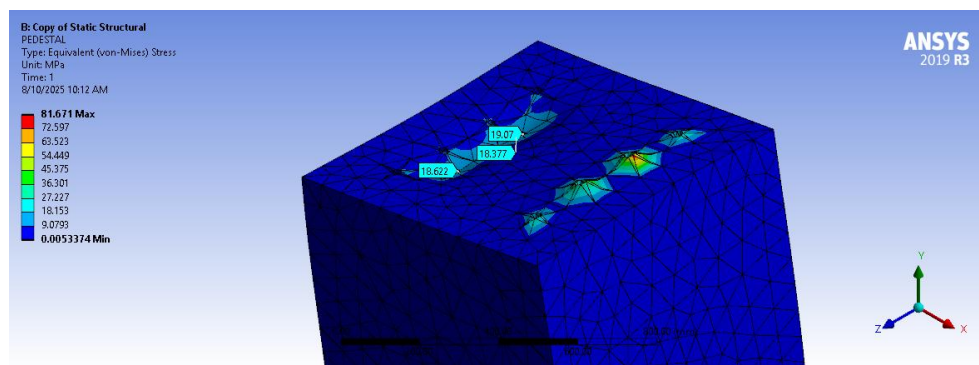


Ilustración 33. Deformaciones placa base - perfil C2.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

El esfuerzo máximo dentro de estos elementos es de 229.09 MPa, se observa que los puntos máximos se producen en las alas del perfil y en franjas cercanas a la misma en contacto con la placa base. La deformación máxima es de 4.2483 mm y se produce lógicamente en la parte superior del perfil, además se observa la forma particular de “S” en la placa al momento de la deformación.

Esfuerzos y deformaciones en el pedestal de hormigón:



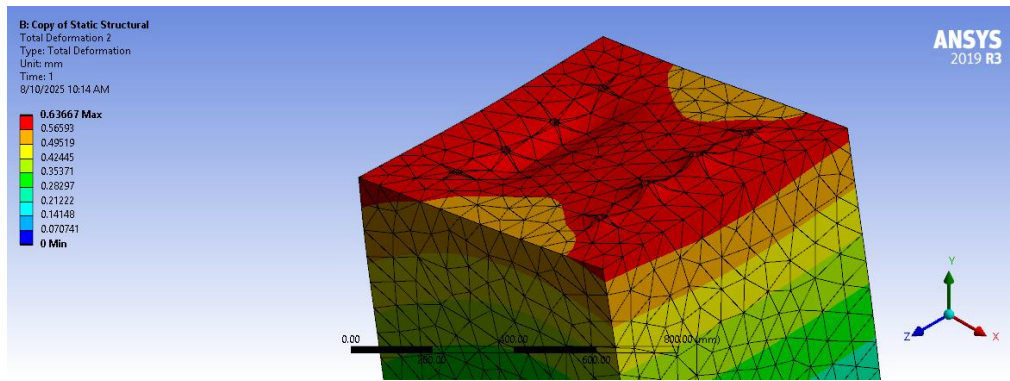


Ilustración 34. Esfuerzo y deformación en el pedestal C2.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

El esfuerzo máximo dentro de este elemento en su zona de compresión es de 18.62 MPa, se toma únicamente los esfuerzos en la zona de compresión producida por la placa base ya que se considera que la tensión está siendo absorbida por los pernos de anclaje y el refuerzo del pedestal. La deformación máxima es de 0.63 mm.

Esfuerzos y deformaciones en los pernos de anclaje:

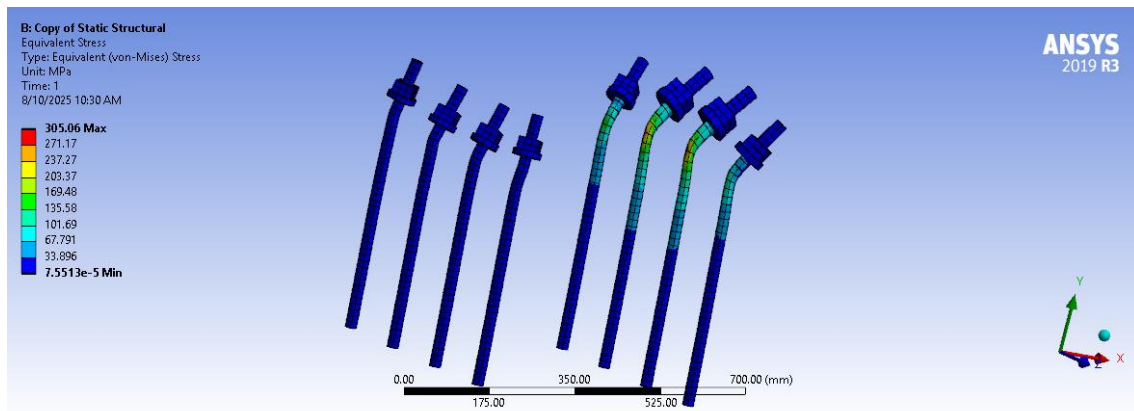


Ilustración 35. Esfuerzos y deformaciones pernos de anclaje C2.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

La zona de mayor esfuerzo es en la cabeza del perno de anclaje, tal y como se describe en la guía de diseño, y es lógico debido a que es la zona de mayor demanda y las más propensa al arrancamiento y corresponde a 305.06 MPa.

La deformación máxima se localiza como se observa se produce de igual forma en la cabeza del perno debido a la concentración de esfuerzos y a la acción de extracción debido a las sollicitaciones de carga.

3.3.6.3 Conexión C2-b

Conforme al alcance del presente trabajo de titulación y la necesidad de obtener varios modelos de conexión placa base para un análisis más completo, se propone una variante de la conexión C2, con la incorporación de dos rigidizadores a cada lado con el fin de evaluar el comportamiento de la conexión y su variación.

La geometría del rigidizador corresponde a la siguiente imagen y fue dimensionado con los procedimientos descritos en la sección 2.3.2.5

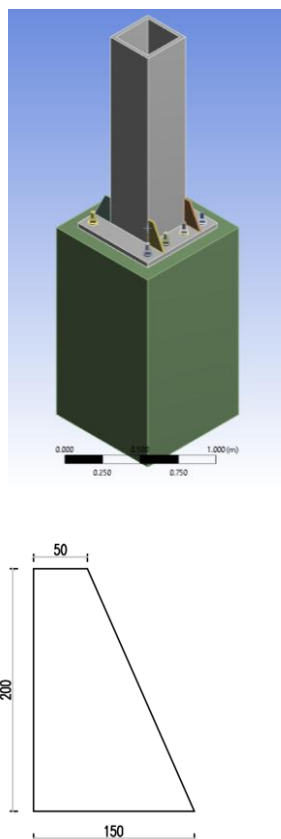


Ilustración 36. Conexión C2b y geometría del rigidizador propuesto.

Fuente: Elaboración propia

Esfuerzos y deformaciones en la placa base y perfil conectado:

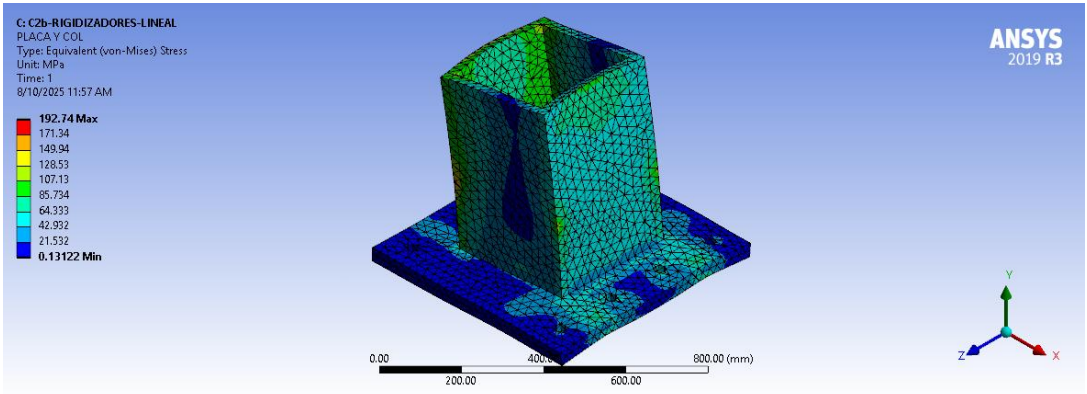
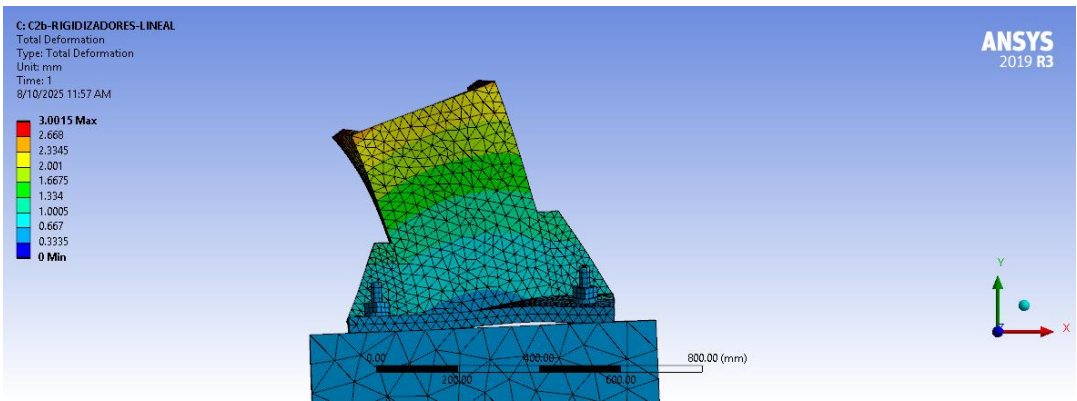
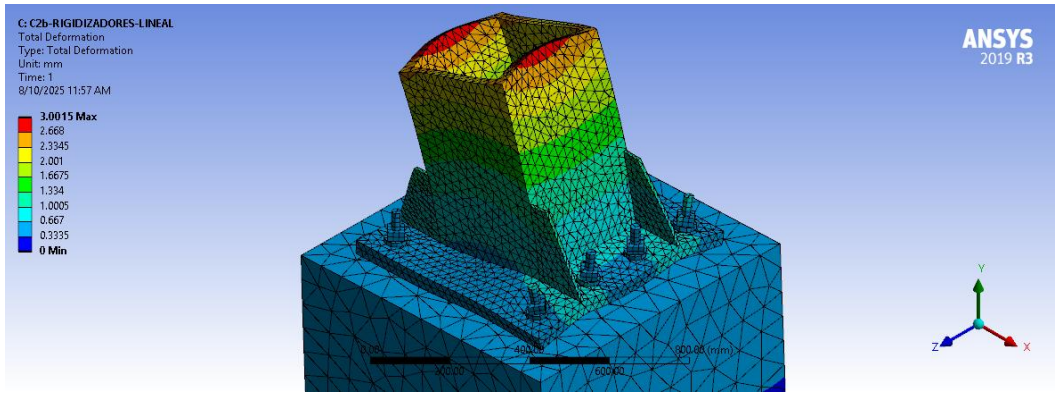
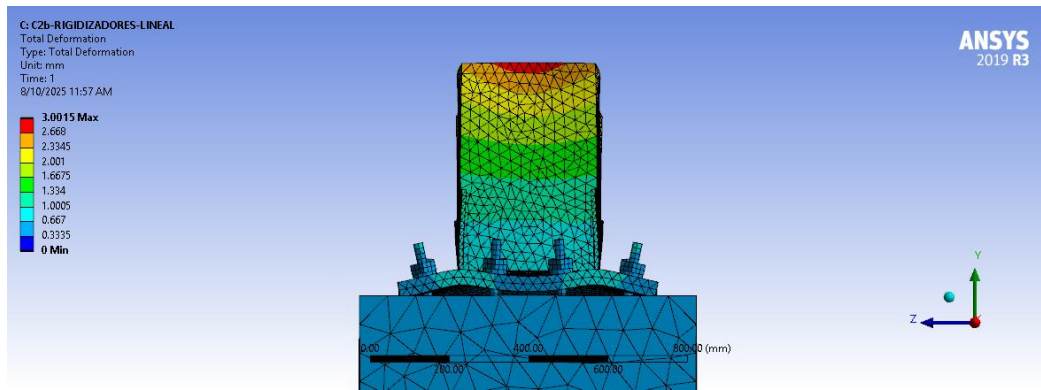


Ilustración 37. Esfuerzos placa base - perfil C2b.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS





*Ilustración 38. Deformaciones placa base - perfil C2b.
Fuente: Elaboración propia en ANSYS*

El esfuerzo máximo dentro de estos elementos es de 192.74 MPa, se observa que los máximos esfuerzos se producen en las alas del perfil y en el contacto con los rigidizadores. La deformación máxima es de 3.00 mm y se produce lógicamente en la parte superior del perfil además que se observa la forma particular de “S” en la placa al momento de la deformación.

Esfuerzos y deformaciones en los rigidizadores.

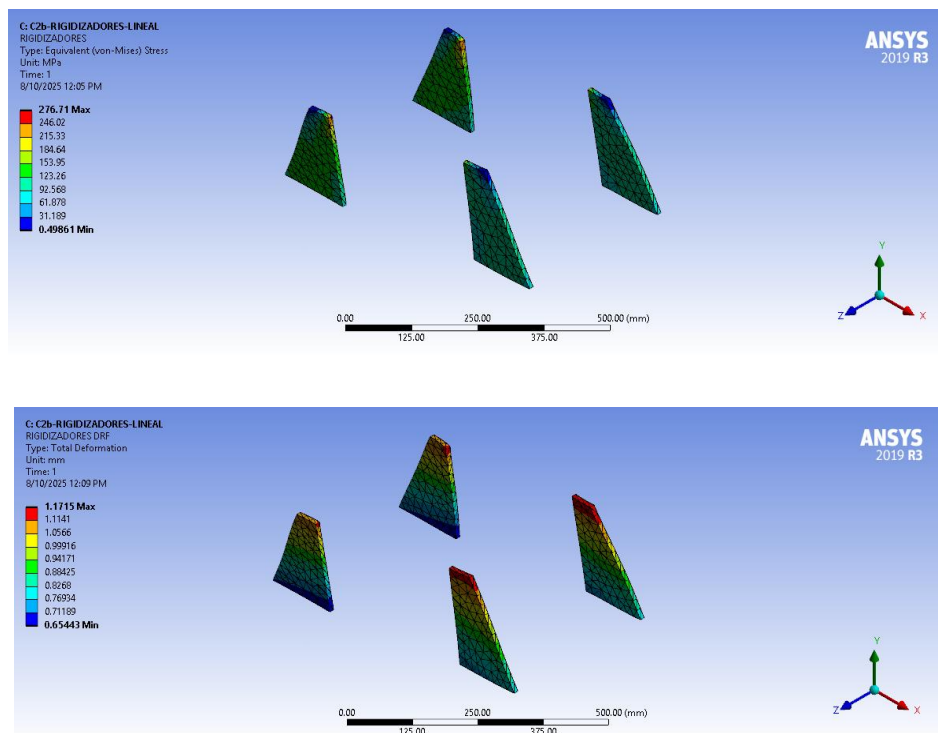


Ilustración 39. Esfuerzo y deformaciones en los rigidizadores C2b.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS.

El esfuerzo máximo dentro de estos elementos es de 276.74 MPa, se observa que los puntos máximos se producen en el contacto con el perfil y en la parte superior del rigidizador. La deformación máxima es de 1.175 mm y se produce lógicamente en la misma zona del máximo esfuerzo.

Esfuerzos y deformaciones en el pedestal de hormigón:

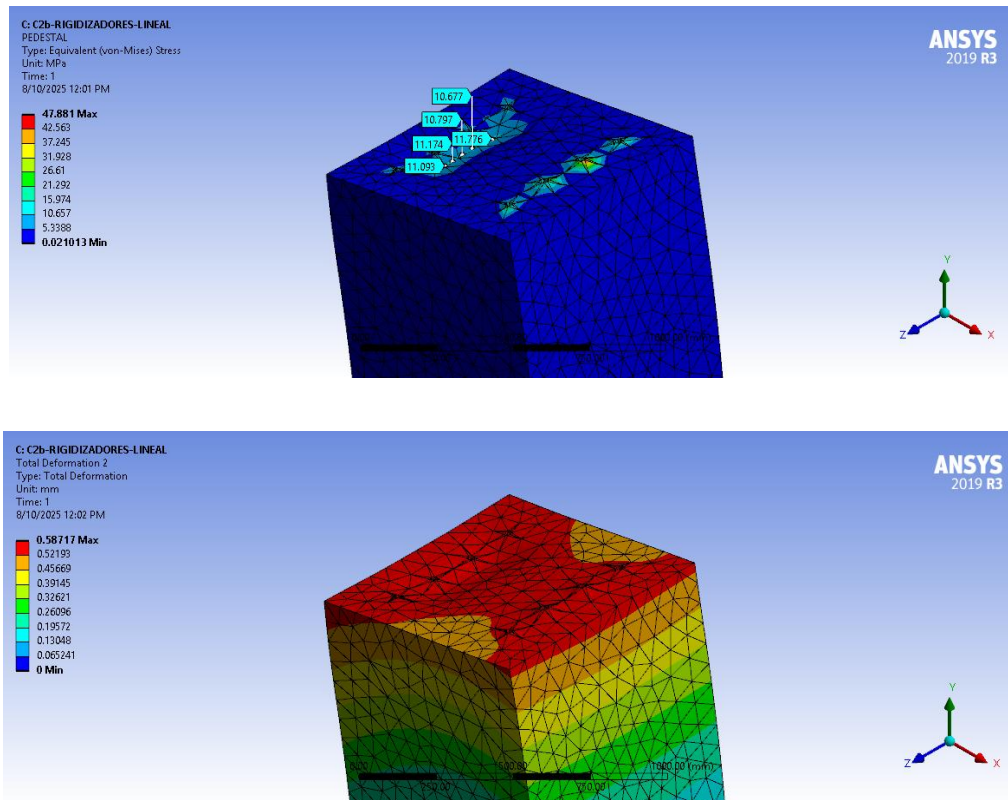


Ilustración 40. Esfuerzo y deformación en el pedestal C2b.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

El esfuerzo máximo dentro de este elemento en su zona de compresión es de 11.776 MPa, se toma únicamente los esfuerzos en la zona de compresión producida por la placa base ya que se considera que la tensión está siendo absorbida por los pernos de anclaje y el refuerzo del pedestal. La deformación máxima es de 0.587 mm.

Esfuerzos y deformaciones en los pernos de anclaje:

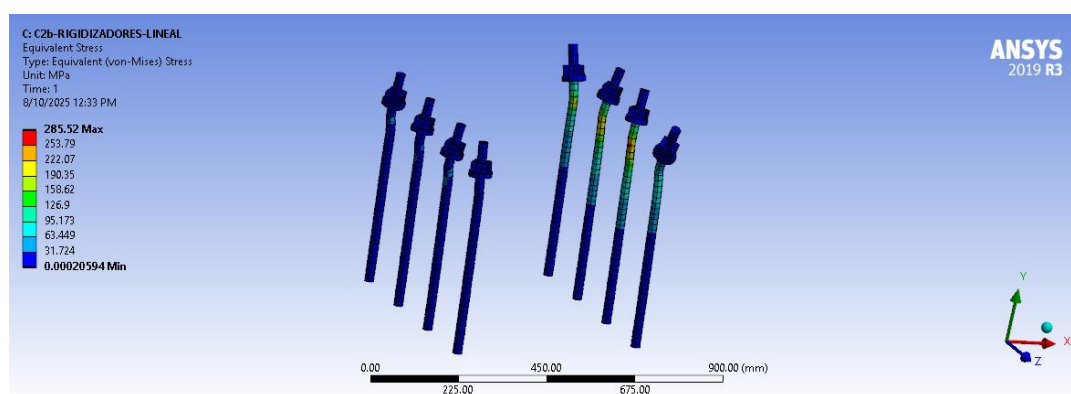


Ilustración 41. Esfuerzo y deformaciones en pernos de Anclaje C2b.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

La zona de mayor esfuerzo se encuentra en la cabeza del perno de anclaje, tal y como se describe en la guía de diseño, y es lógico debido a que es la zona de mayor demanda y las más propensa al arrancamiento y corresponde a 285.52 Mpa, un esfuerzo menor al establecido en la conexión sin rigidizadores.

La deformación máxima como se observa se produce de igual forma en la cabeza del perno debido a la concentración de esfuerzos y la acción de extracción debido a las sollicitaciones de carga.

3.4 Análisis no lineal (Pushover) de bases de columnas de acero propuestas mediante el método de los elementos finitos

Para el presente análisis se utilizó los materiales definidos en la sección anterior y sus curvas constitutivas, también se realizó para las tres conexiones propuestas anteriormente con su misma geometría, contactos y mallado, no se consideró en cuenta el hormigón debido al alcance de este trabajo, por lo que se consideró que permanece en el rango lineal.

No se implementó cargas de ningún tipo, se aplicó desplazamientos en la cara superior del perfil conectado, con propósitos de refinamiento del modelo se modeló la

columna hasta el tramo intermedio, considerando una altura de entrepiso del edificio de 3.00 m.

Para el cálculo de reacciones en la base (momento, fuerza) y rotaciones de la base se consideró en consideración una columna en cantiléver de la siguiente forma:

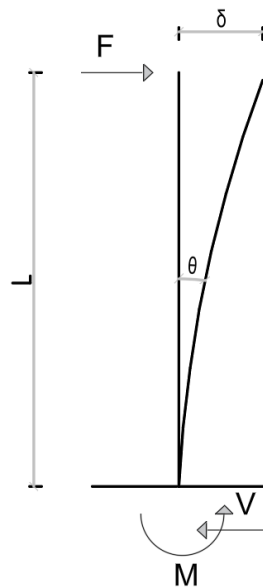


Ilustración 42. Gráfico columna en cantiléver.

Fuente Elaboración propia

Por equilibrio y relación de triángulos se obtiene las siguientes expresiones:

$$M = F * L \quad Eq. 1a$$

$$\text{sen}(\theta) = \frac{\delta}{L} \quad Eq. 1b$$

3.4.1 Aplicación de desplazamientos

Para todas las conexiones se aplicó un desplazamiento de manera progresiva considerando el instante en el que los elementos que componen la conexión alcanzan su esfuerzo último. Se realizó de la siguiente manera en ANSYS y como ejemplo se consideró la conexión C1.

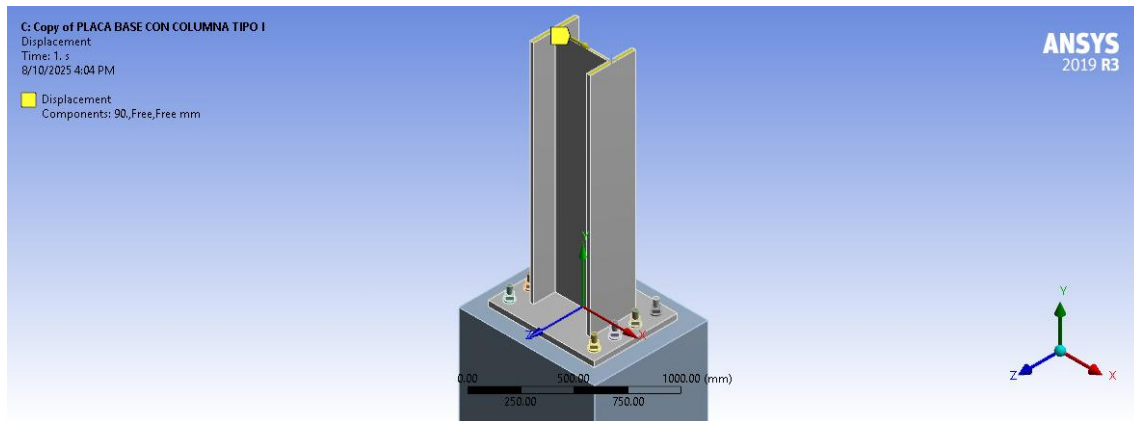


Ilustración 43. Ejemplo de aplicación de desplazamientos C1.

Fuente Elaboración propia en ANSYS.

3.4.2 Resultados de esfuerzos y deformaciones:

3.4.2.1 Conexión C1

Esfuerzos y deformaciones en la placa base y perfil conectado:

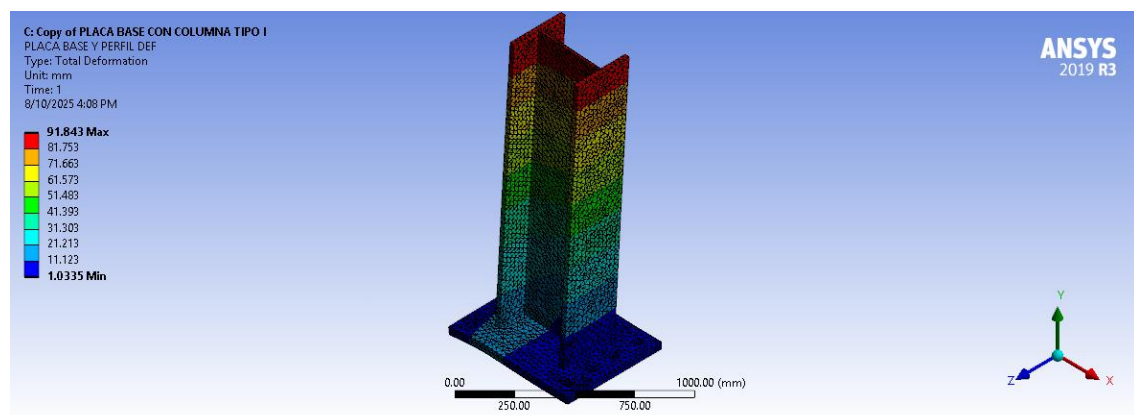
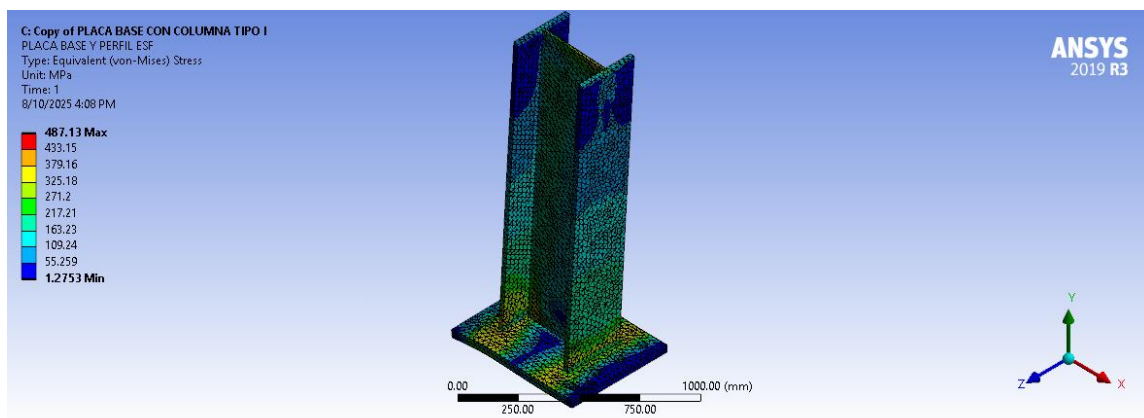


Ilustración 44. Esfuerzo y deformación placa base - perfil no lineal C1.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

El esfuerzo máximo dentro de estos elementos es de 487.13 MPa, se observa que los puntos máximos se producen en las uniones de las alas del perfil con la placa base. La deformación máxima es de 91.84 mm y se produce en la parte superior del perfil correspondiente al desplazamiento dado para este análisis.

Esfuerzos y deformaciones en los pernos de anclaje:

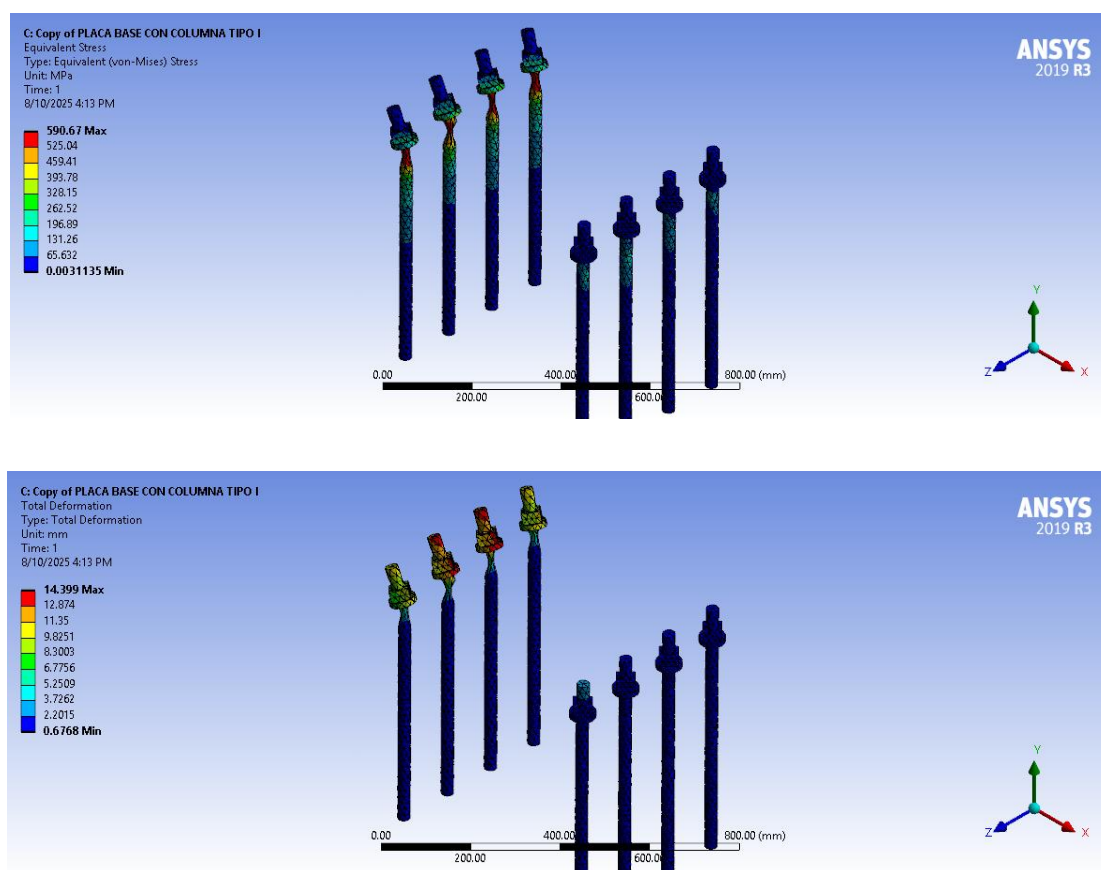


Ilustración 45. Esfuerzo y deformación pernos de anclaje no lineal C1.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

La zona de mayor esfuerzo es en la cabeza del perno de anclaje tal y como se describe en la guía de diseño, y es lógico debido a que es la zona de mayor demanda y las más propensa al arrancamiento y corresponde a 590.67 MPa.

La deformación máxima se localiza lógicamente se produce de igual forma en la cabeza del perno debido a la concentración de esfuerzos y la acción de extracción debido a la solicitaciones.

Curvas pushover conexión C1:

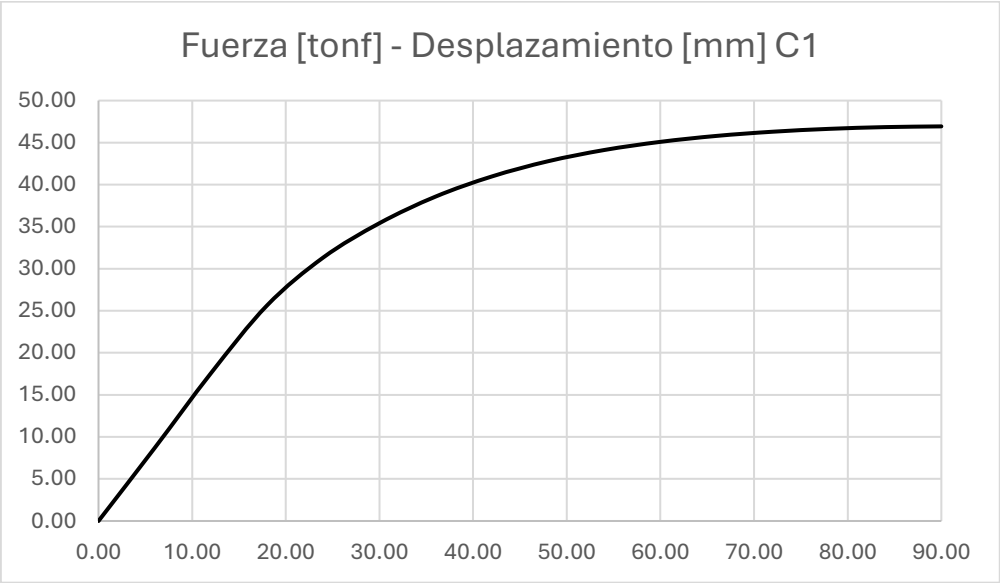


Ilustración 46. Curva fuerza - desplazamiento C1.

Fuente Elaboración propia

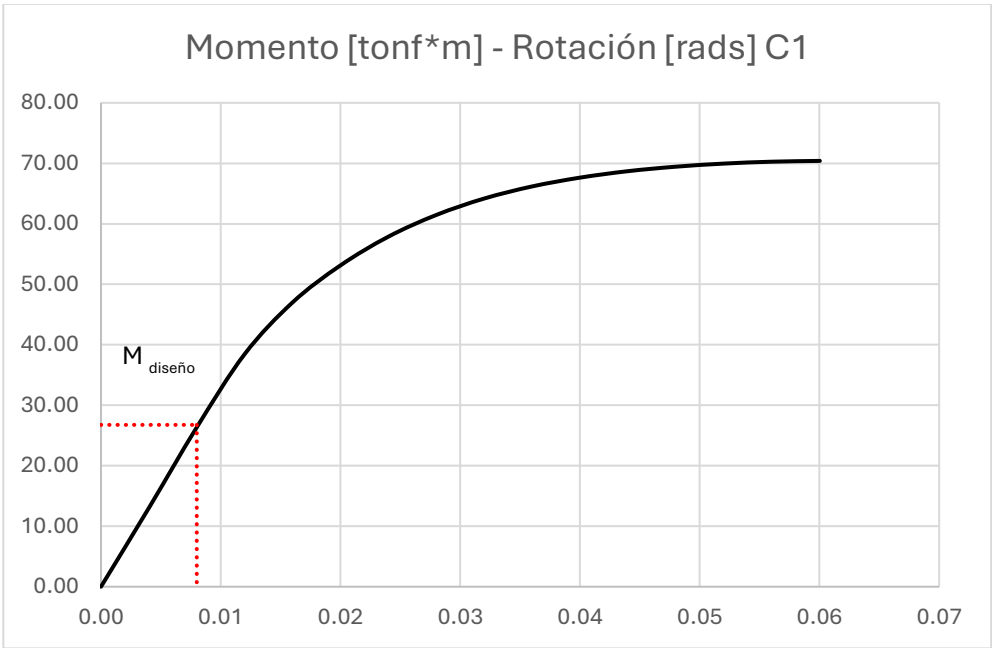


Ilustración 47. Curva momento - rotación C1.

Fuente: Elaboración propia

3.4.2.2 Conexión C2

Esfuerzos y deformaciones en la Placa Base y Perfil conectado:

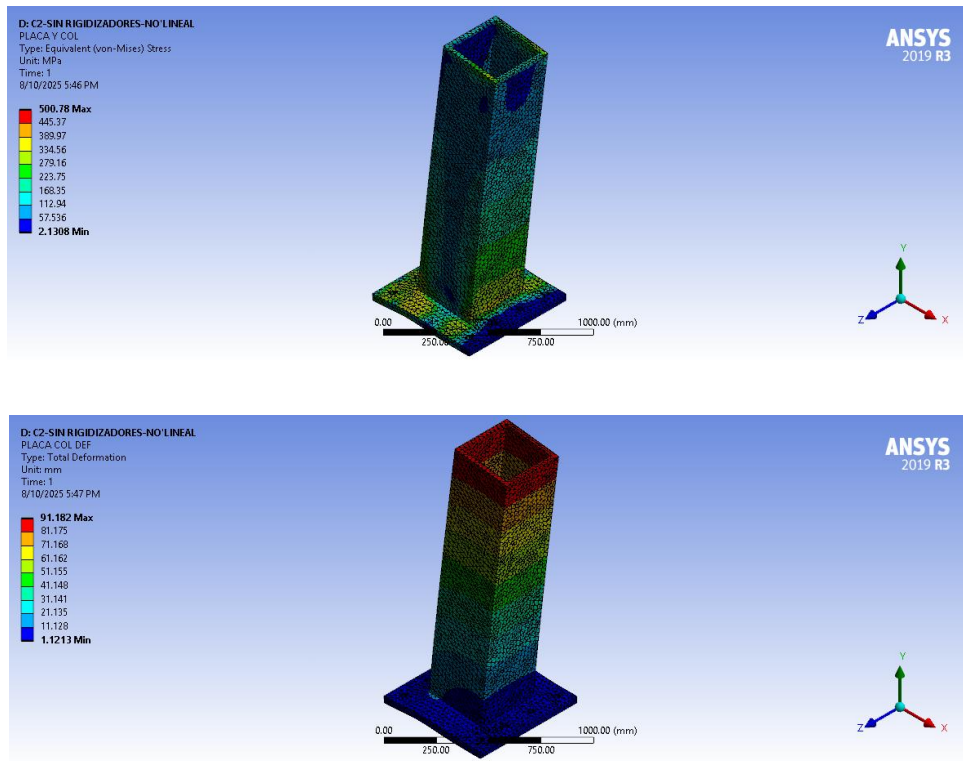
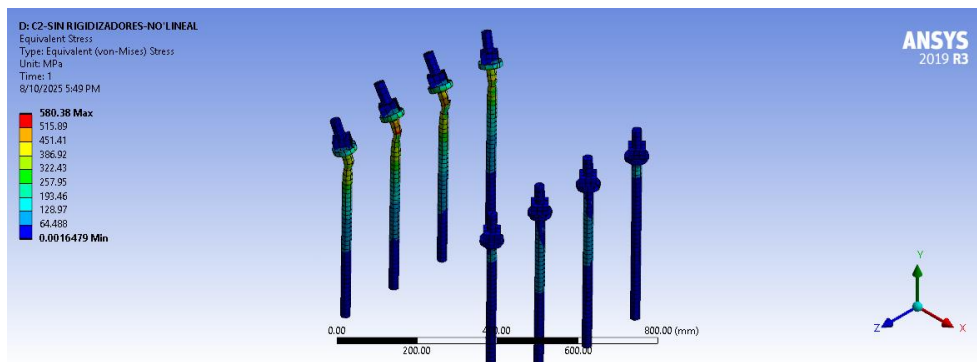


Ilustración 48. Esfuerzo deformaciones placa base - perfil no lineal C2.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

El esfuerzo máximo dentro de estos elementos es de 500.78 MPa, se observa que los puntos máximos se producen en las uniones de las alas del perfil con la placa base. La deformación máxima es de 91.18 mm y se produce en la parte superior del perfil correspondiente al desplazamiento dado para este análisis.

Esfuerzos y deformaciones en los pernos de anclaje:



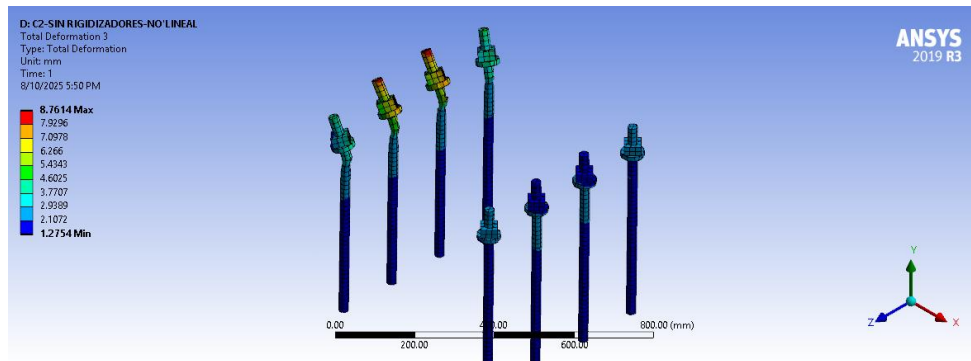


Ilustración 49. Esfuerzos y deformaciones en pernos de anclaje no lineal C2.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

La zona de mayor esfuerzo es en la cabeza del perno de anclaje tal y como se describe en la guía de diseño, y es lógico debido a que es la zona de mayor demanda y las más propensa al arrancamiento y corresponde a 580.38 MPa.

La deformación máxima se localiza lógicamente se produce de igual forma en la cabeza del perno debido a la concentración de esfuerzos y el la acción de extracción.

Curvas pushover conexión C2:

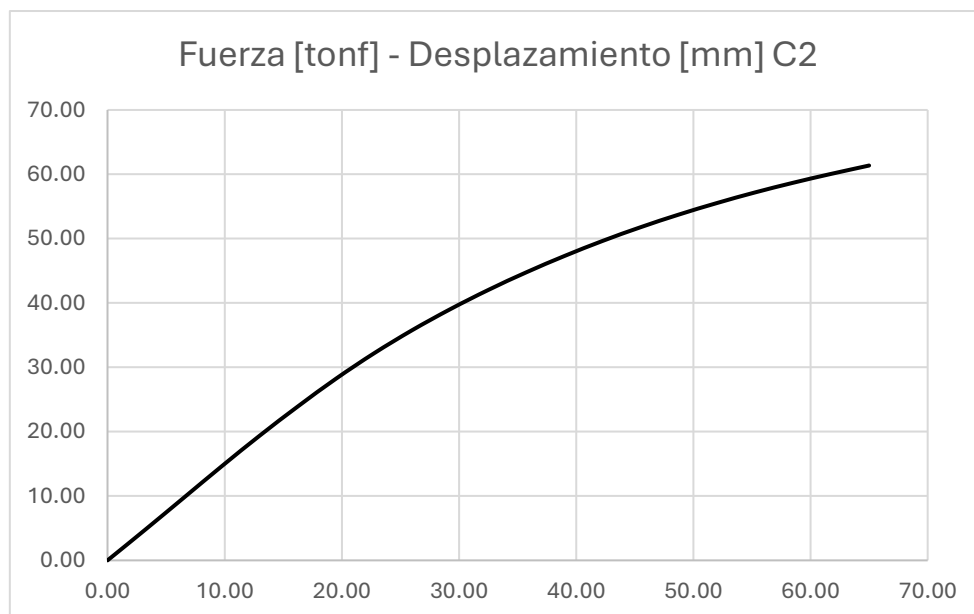


Ilustración 50. Curva fuerza - desplazamiento C2.

Fuente: Elaboración propia

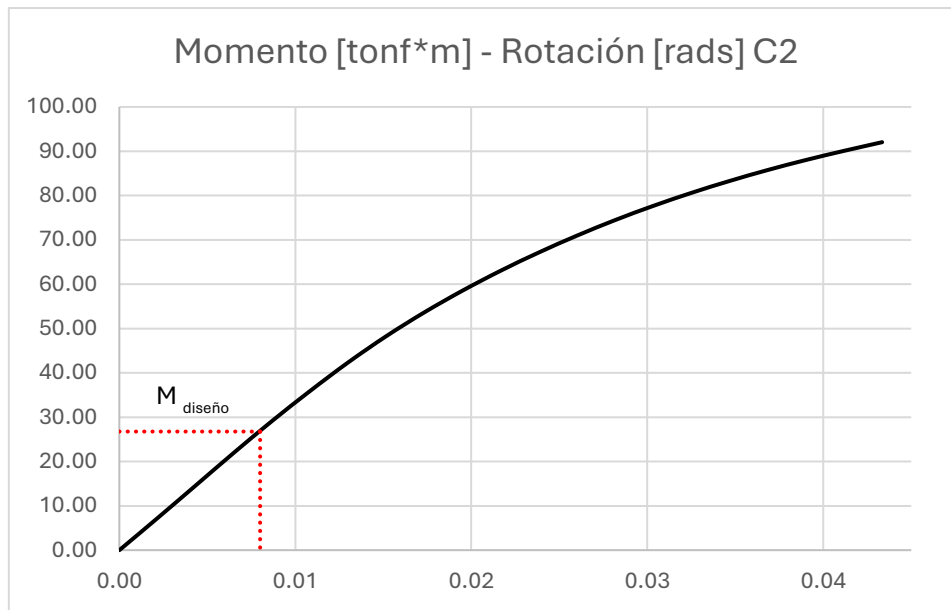


Ilustración 51. Curva momento - rotación C2.

Fuente: Elaboración Propia

3.4.2.3 Conexión C2b

Esfuerzos y deformaciones en la placa base y perfil conectado:

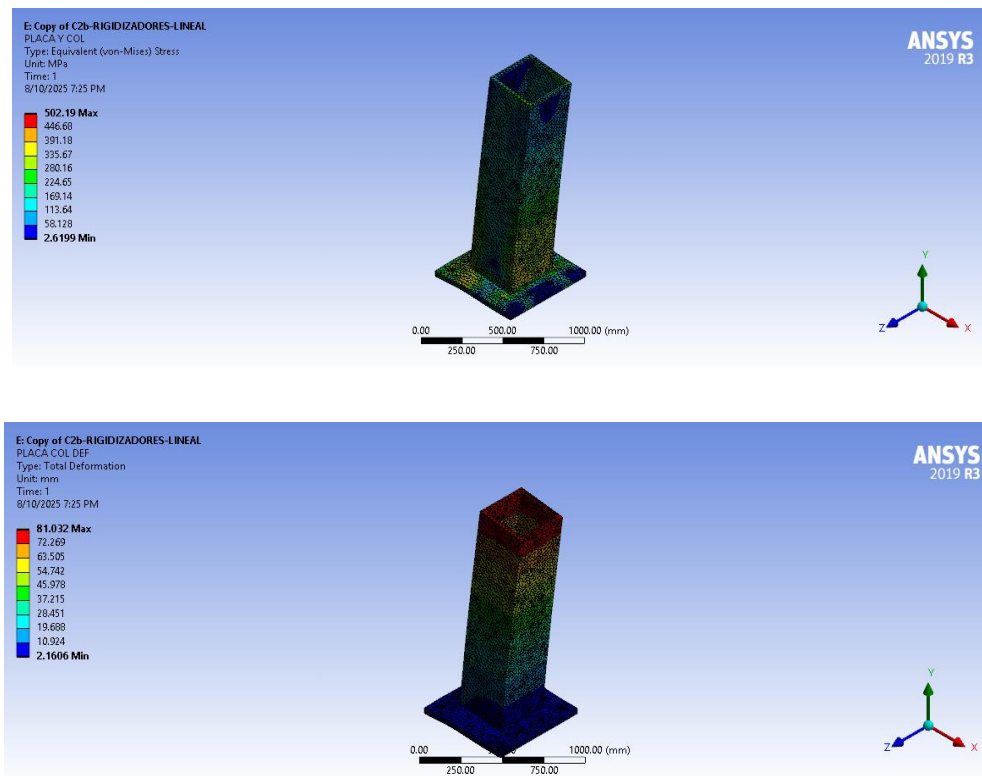


Ilustración 52. Esfuerzo y deformación placa base - perfil no lineal C2B.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

El esfuerzo máximo dentro de estos elementos es de 502.19 MPa, se observa que los máximos esfuerzos se producen en las uniones de las alas del perfil con los rigidizadores. La deformación máxima es de 81.032 mm y se produce en la parte superior del perfil correspondiente al desplazamiento dado para este análisis.

Esfuerzos y deformaciones en los rigidizadores:

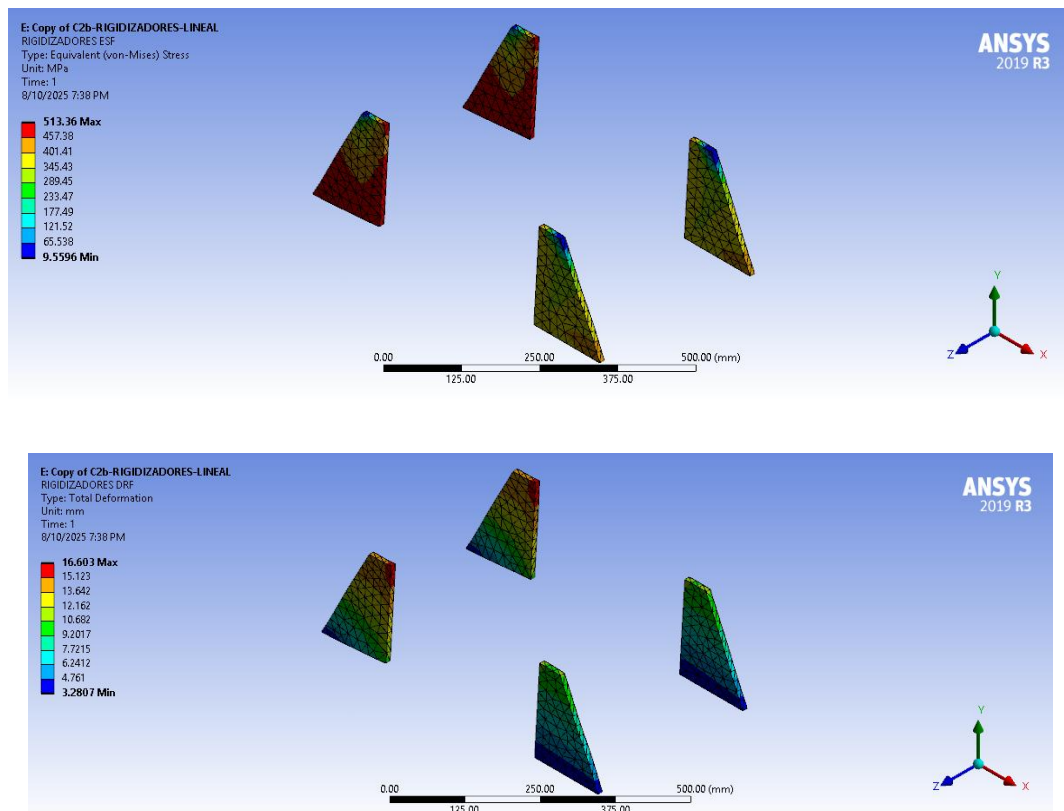


Ilustración 53. Esfuerzo y deformaciones en rigidizadores no lineal C2b.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

El esfuerzo máximo dentro de estos elementos es de 513.36 MPa, se observa que los máximos esfuerzos se producen en el contacto con el perfil y en la base del rigidizador. La deformación máxima es de 16.603 mm y se produce lógicamente en la parte más alta del rigidizador.

Esfuerzos y deformaciones en los pernos de anclaje:

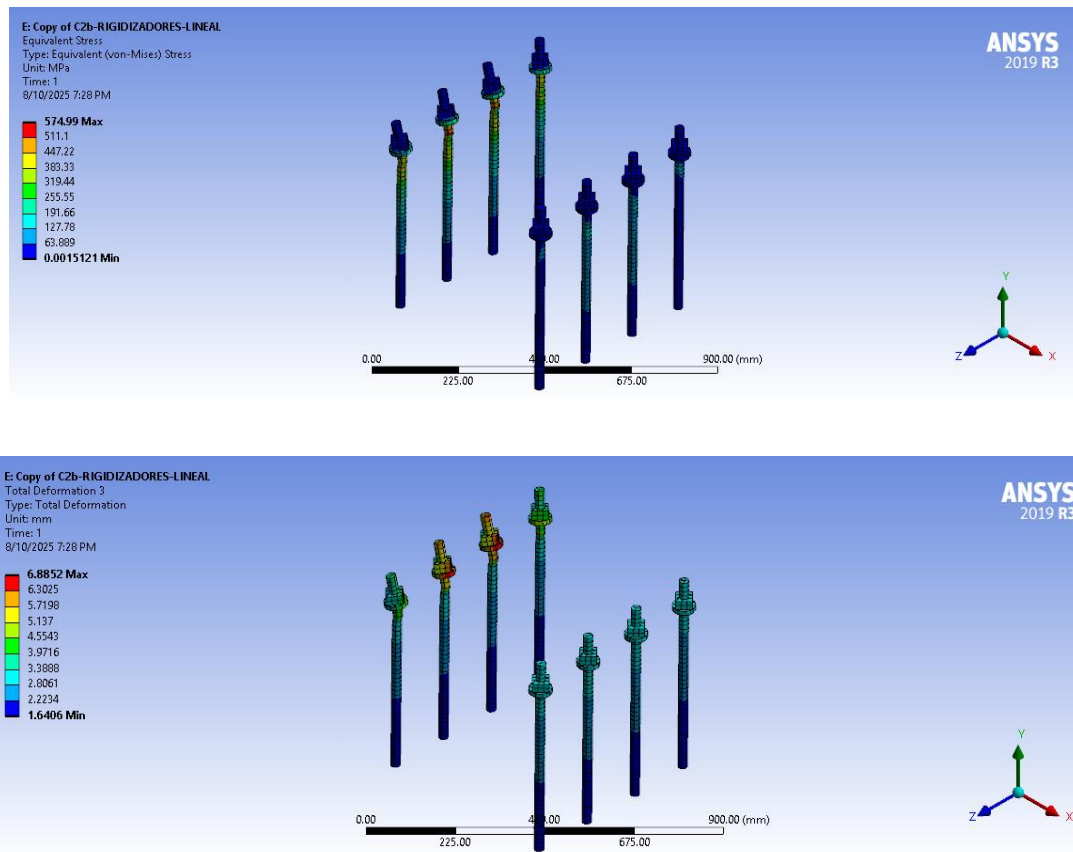


Ilustración 54. Esfuerzos y deformaciones pernos de anclaje no lineal C2b.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

La zona de mayor esfuerzo es en la cabeza del perno de anclaje tal y como se describe en la guía de diseño, y es lógico debido a que es la zona de mayor demanda y las más propensa al arrancamiento y corresponde a 574.99 MPa.

La deformación máxima se localiza lógicamente se produce de igual forma en la cabeza del perno debido a la concentración de esfuerzos y a la acción de extracción debido a las solicitaciones.

Curvas pushover conexión C2b:

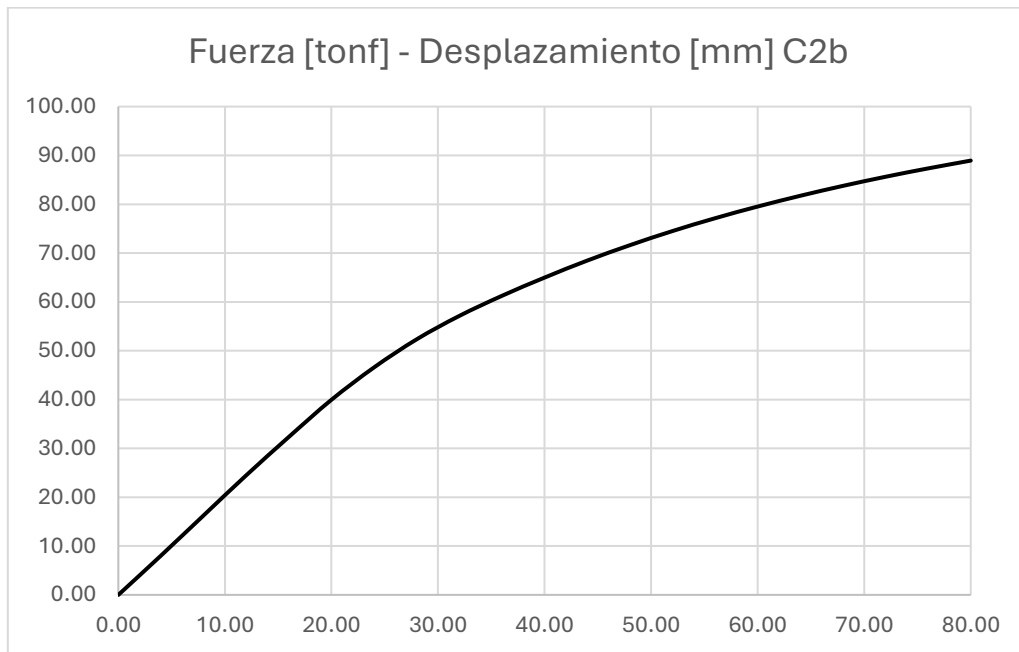


Ilustración 55. Curva fuerza - desplazamiento C2b.

Fuente: Elaboración propia

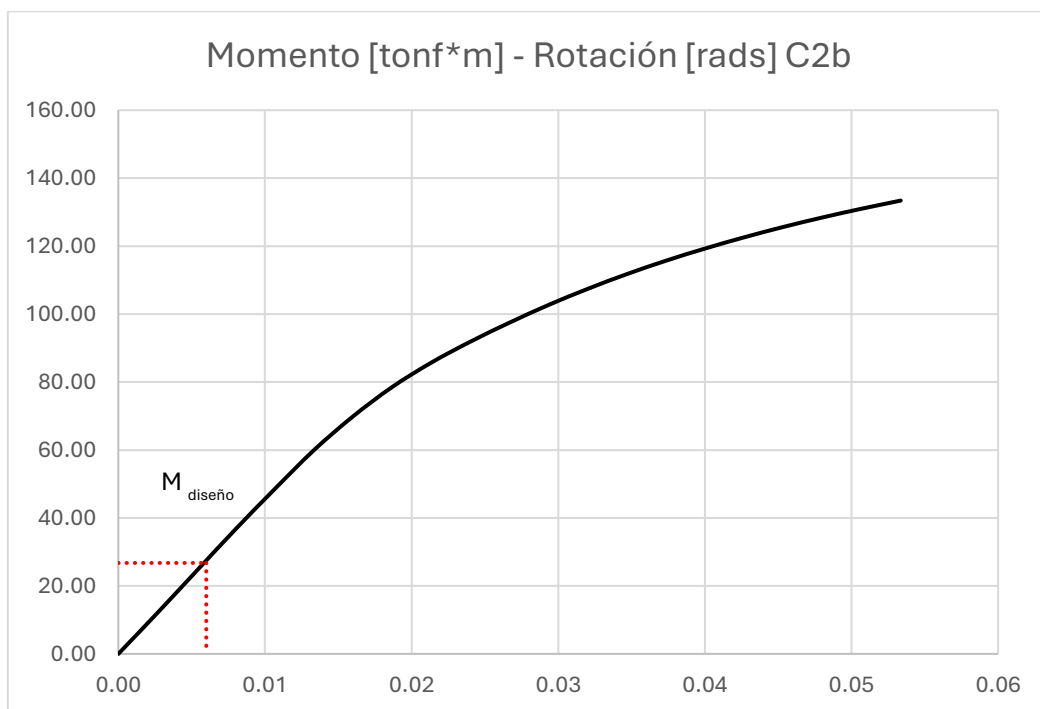


Ilustración 56. Curva momento - rotación C2b.

Fuente: Elaboración propia

Con el propósito de realizar una análisis más completo y verificar la sensibilidad de los resultados se optó por reducir el espesor de la placa de todas las conexiones propuestas a 20 mm, para poder comparar con los modelos antes presentados y tener un panorama mucho más amplio.

3.4.2.4 Conexión C1 $t_p = 20$ mm

Esfuerzos y deformaciones en la placa base y perfil conectado:

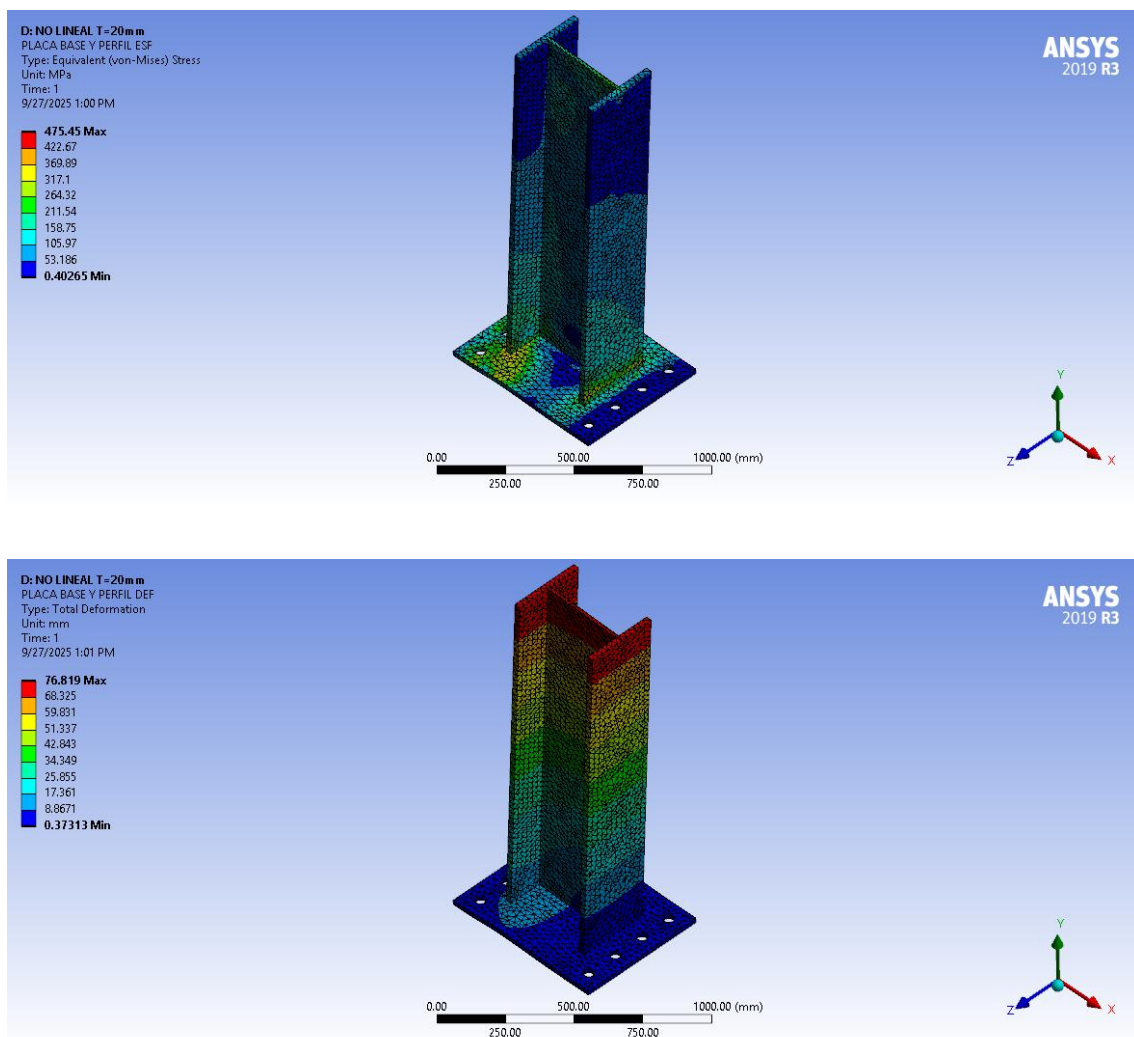


Ilustración 57. Esfuerzo y deformación placa base - perfil no lineal C1 $t_p=20$ mm

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

El esfuerzo máximo dentro de estos elementos es de 475.45 MPa, se observa que los puntos máximos se producen en las uniones de las alas del perfil con la placa base. La

deformación máxima es de 76.819 mm y se produce en la parte superior del perfil correspondiente al desplazamiento dado para este análisis.

Esfuerzos y deformaciones en los pernos de anclaje:

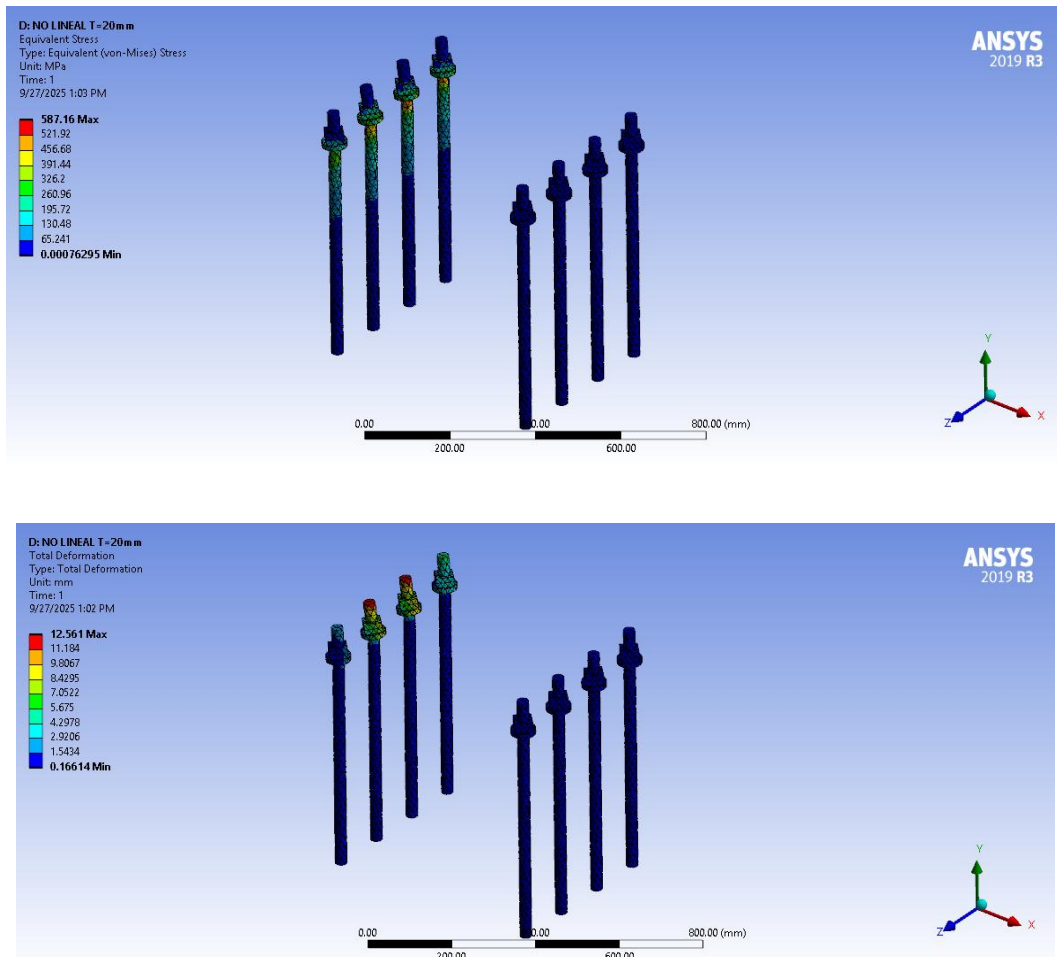


Ilustración 58. Esfuerzo y deformación pernos de anclaje no lineal C1 tp=20mm.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

La zona de mayor esfuerzo es en la cabeza del perno de anclaje tal y como se describe en la guía de diseño, y es lógico debido a que es la zona de mayor demanda y las más propensa al arrancamiento y corresponde a 587.16 MPa.

La deformación máxima se localiza lógicamente se produce de igual forma en la cabeza del perno debido a la concentración de esfuerzos y la acción de extracción debido a la solicitaciones.

Curvas pushover conexión C1 $t_p=20\text{mm}$:

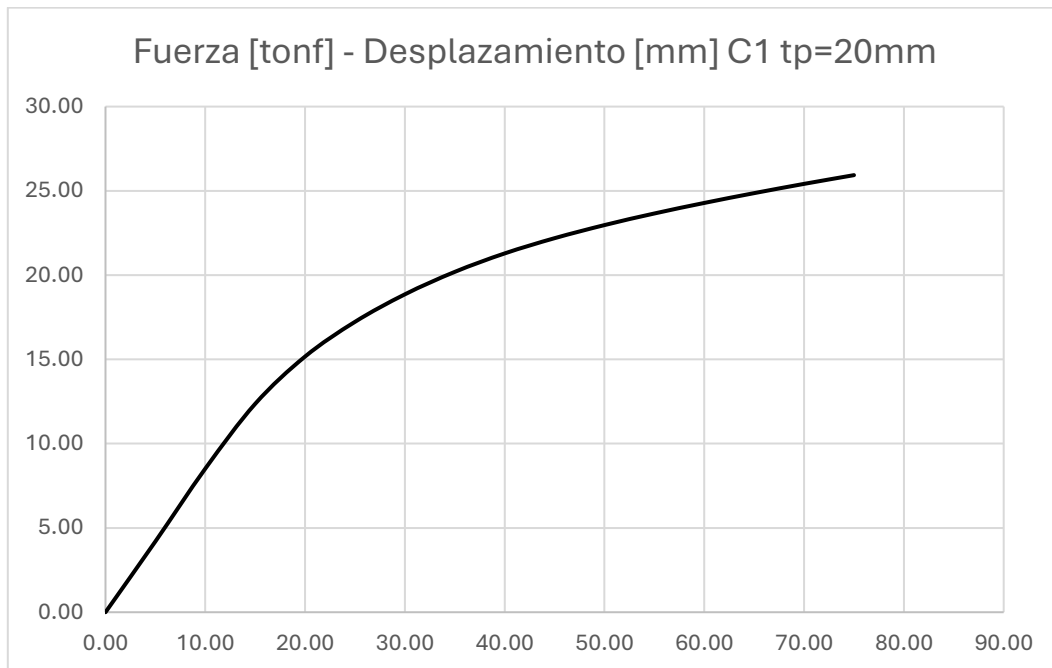


Ilustración 59. Curva fuerza - desplazamiento C1 $t_p=20\text{mm}$.

Fuente: Elaboración propia

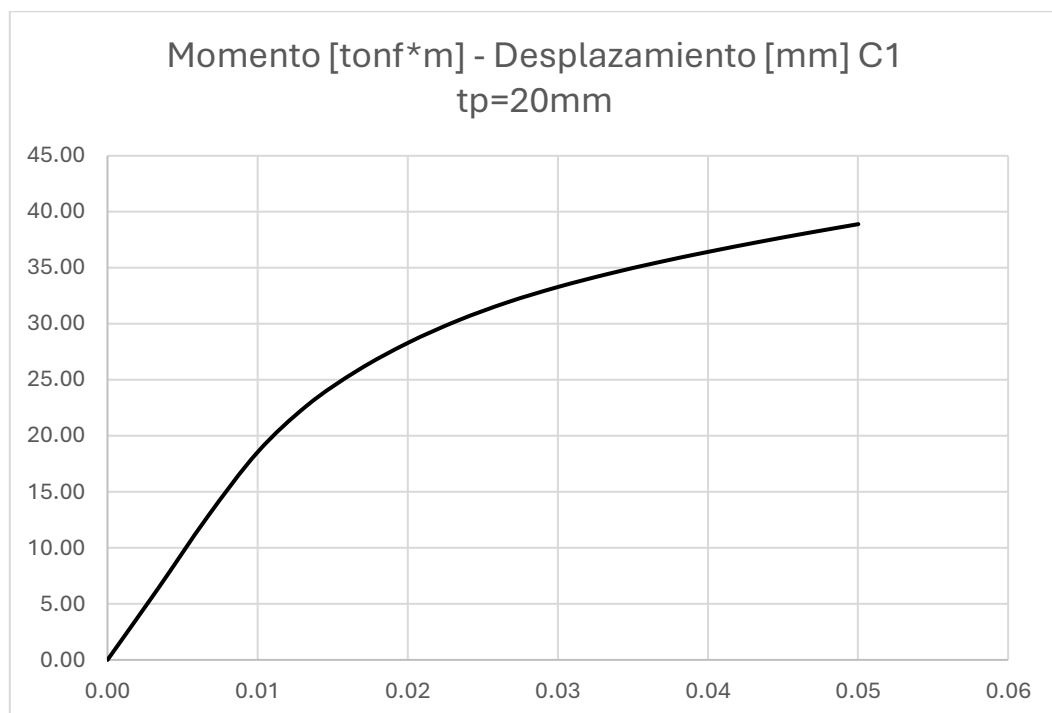


Ilustración 60. Curva momento - rotación C1 $t_p=20\text{mm}$.

Fuente: Elaboración propia

3.4.2.5 Conexión C2 $t_p = 20\text{mm}$

Esfuerzos y deformaciones en la placa base y perfil conectado:

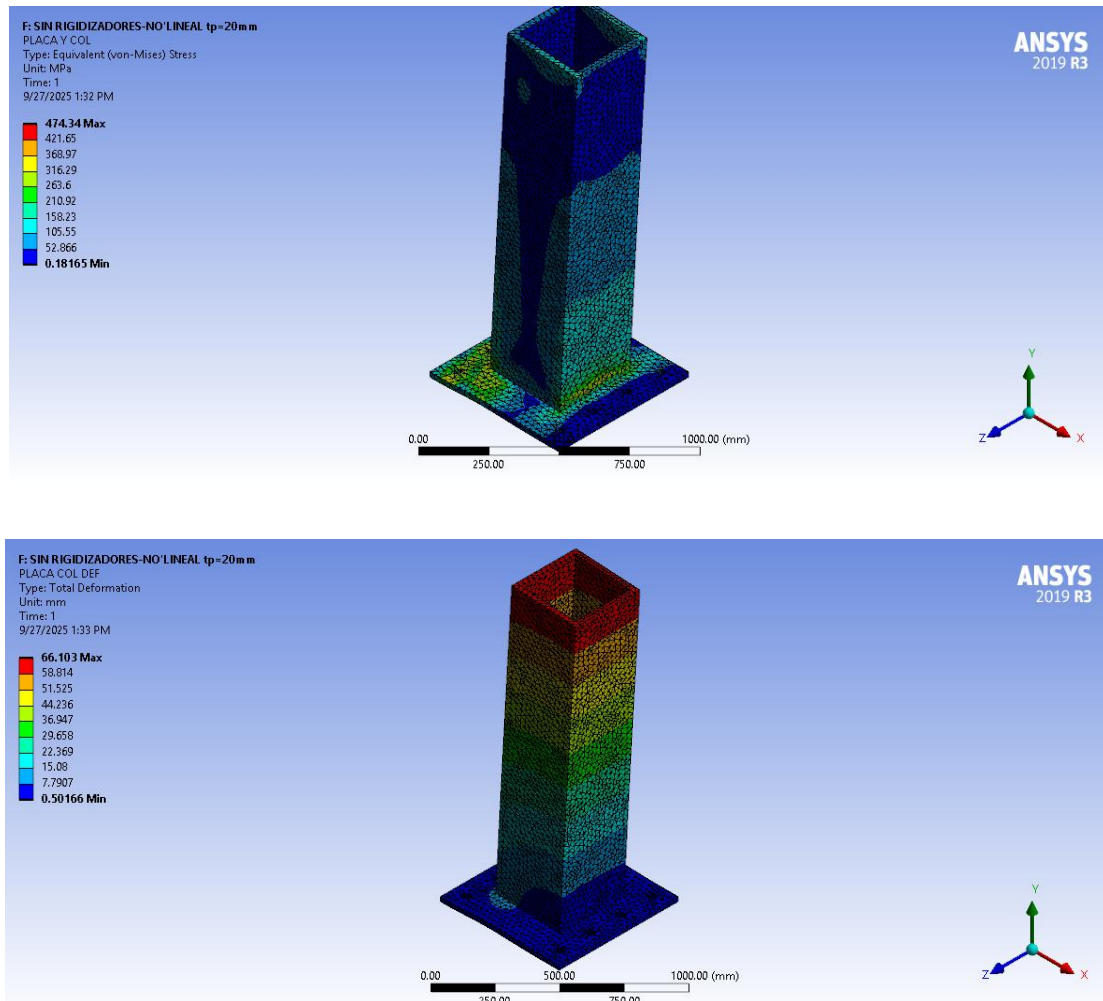


Ilustración 61. Esfuerzo y deformación placa base - perfil no lineal C2 $t_p=20\text{mm}$

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

El esfuerzo máximo dentro de estos elementos es de 474.34 MPa, se observa que los puntos máximos se producen en las uniones de las alas del perfil con la placa base. La deformación máxima es de 66.103 mm y se produce en la parte superior del perfil correspondiente al desplazamiento dado para este análisis.

Esfuerzos y deformaciones en los pernos de anclaje:

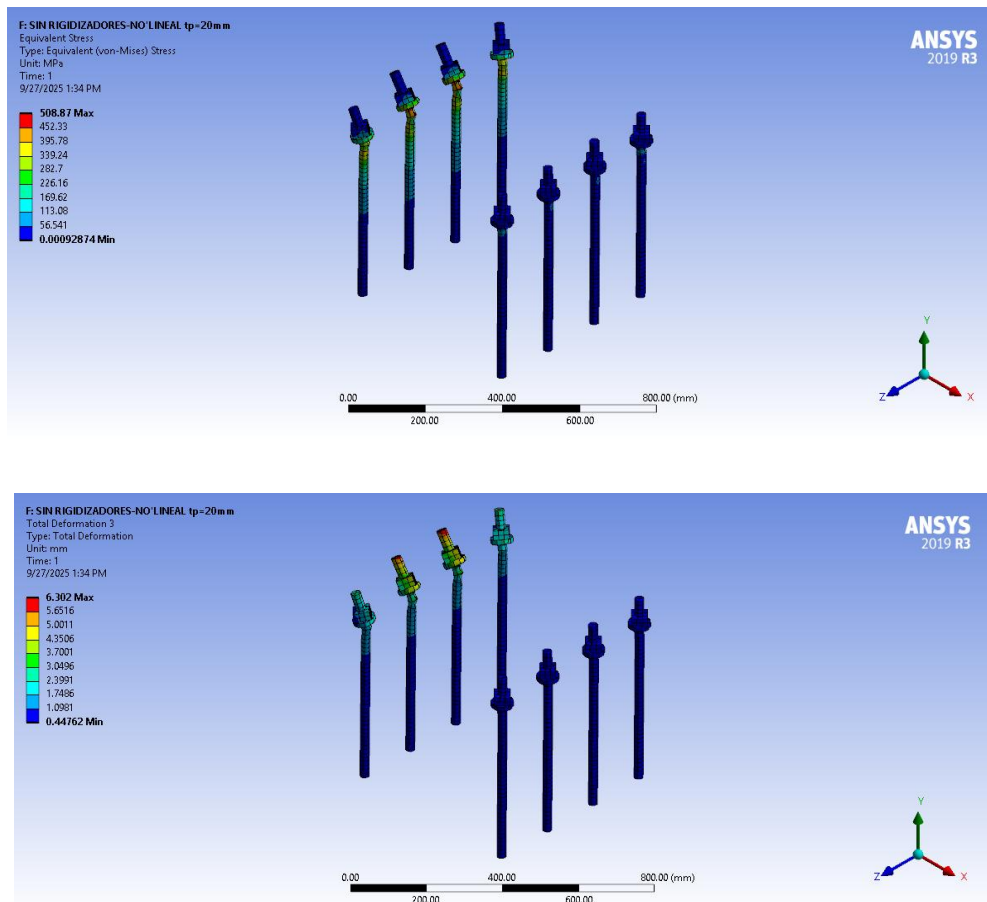


Ilustración 62. Esfuerzo y deformación pernos de anclaje no lineal C2 tp=20mm.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

La zona de mayor esfuerzo es en la cabeza del perno de anclaje tal y como se describe en la guía de diseño, y es lógico debido a que es la zona de mayor demanda y las más propensa al arrancamiento y corresponde a 508.87 MPa.

La deformación máxima se localiza lógicamente se produce de igual forma en la cabeza del perno debido a la concentración de esfuerzos y la acción de extracción debido a la solicitaciones.

Curvas pushover conexión C2 $t_p=20\text{mm}$:

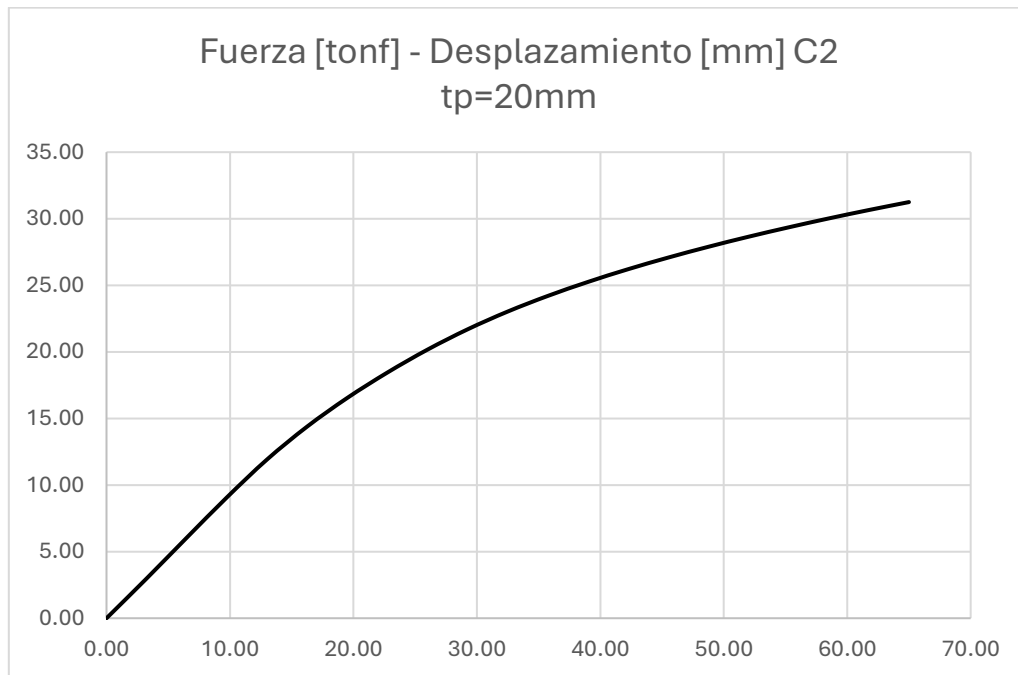


Ilustración 63. Curva fuerza - desplazamiento C2 $t_p=20\text{mm}$.

Fuente: Elaboración propia

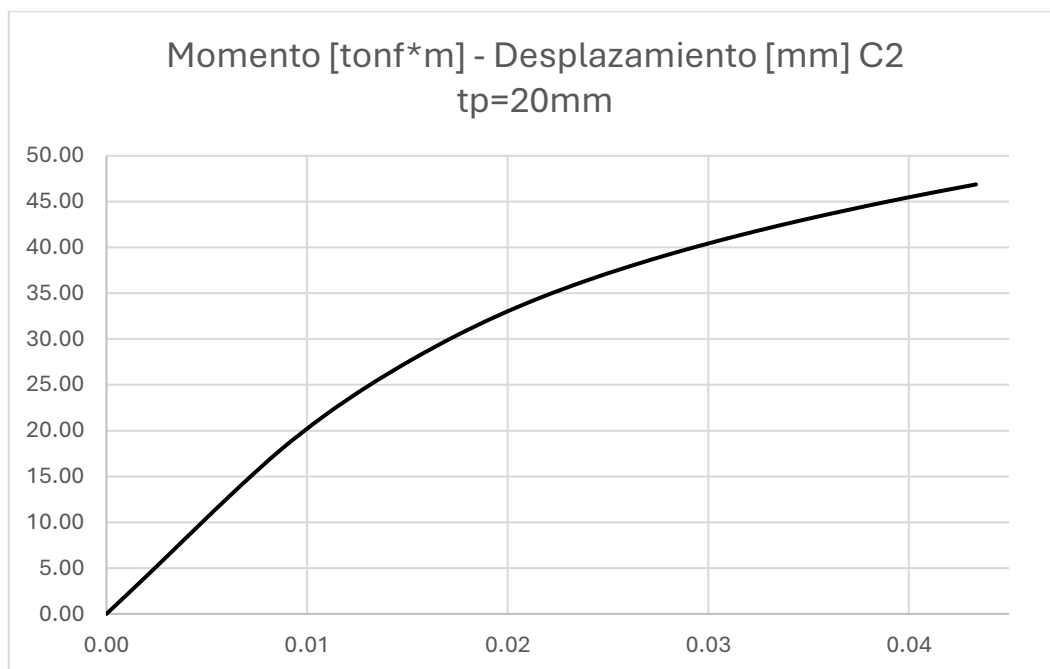


Ilustración 64. Curva momento - rotación C2 $t_p=20\text{mm}$.

Fuente: Elaboración propia

3.4.2.6 Conexión C2b tp = 20 mm

Esfuerzos y deformaciones en la placa base y perfil conectado:

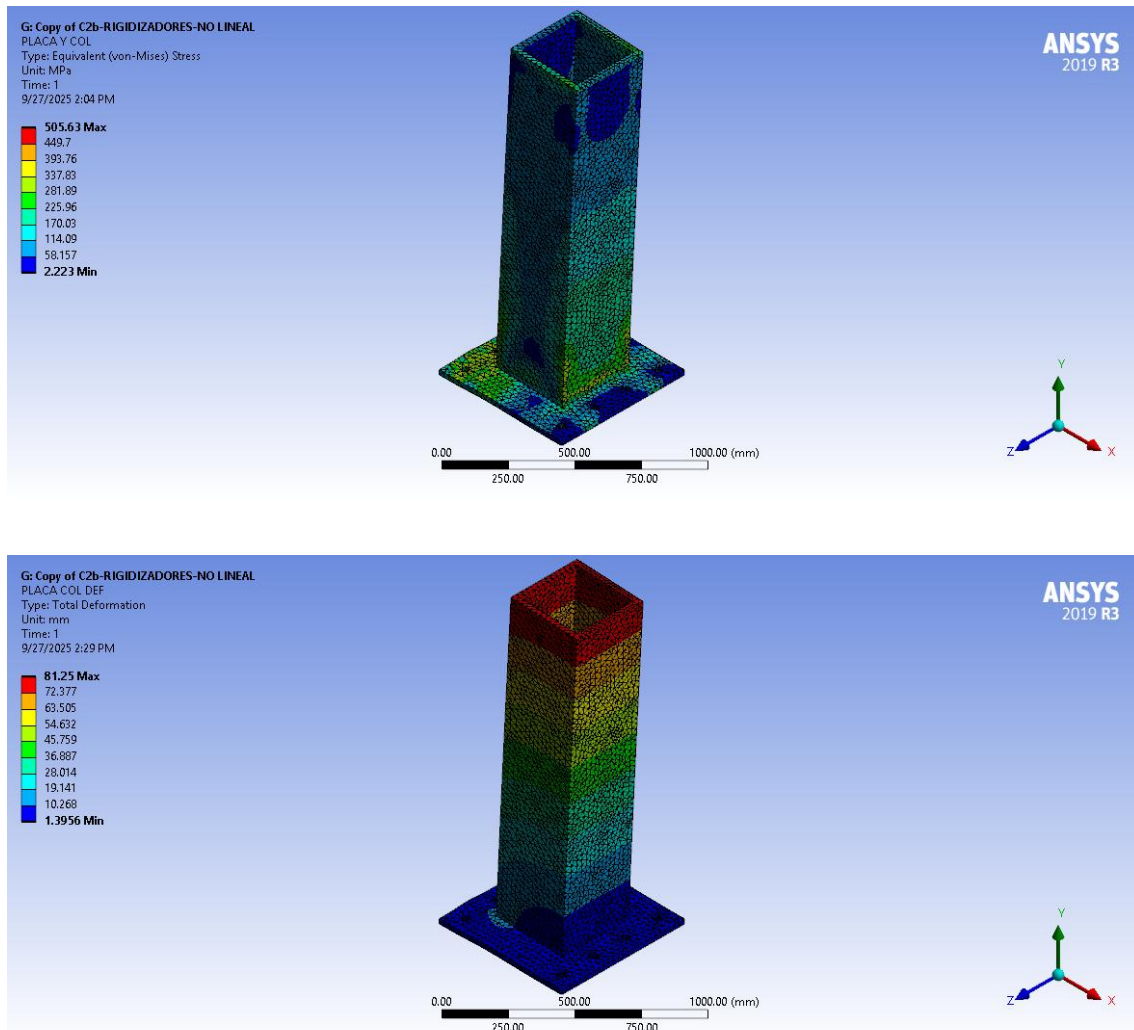


Ilustración 65. Esfuerzo y deformación placa base - perfil no lineal C2b tp=20mm

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

El esfuerzo máximo dentro de estos elementos es de 505.63 MPa, se observa que los puntos máximos se producen en las uniones de las alas del perfil con la placa base. La deformación máxima es de 81.25 mm y se produce en la parte superior del perfil correspondiente al desplazamiento dado para este análisis.

Esfuerzos y deformaciones en los pernos de anclaje:

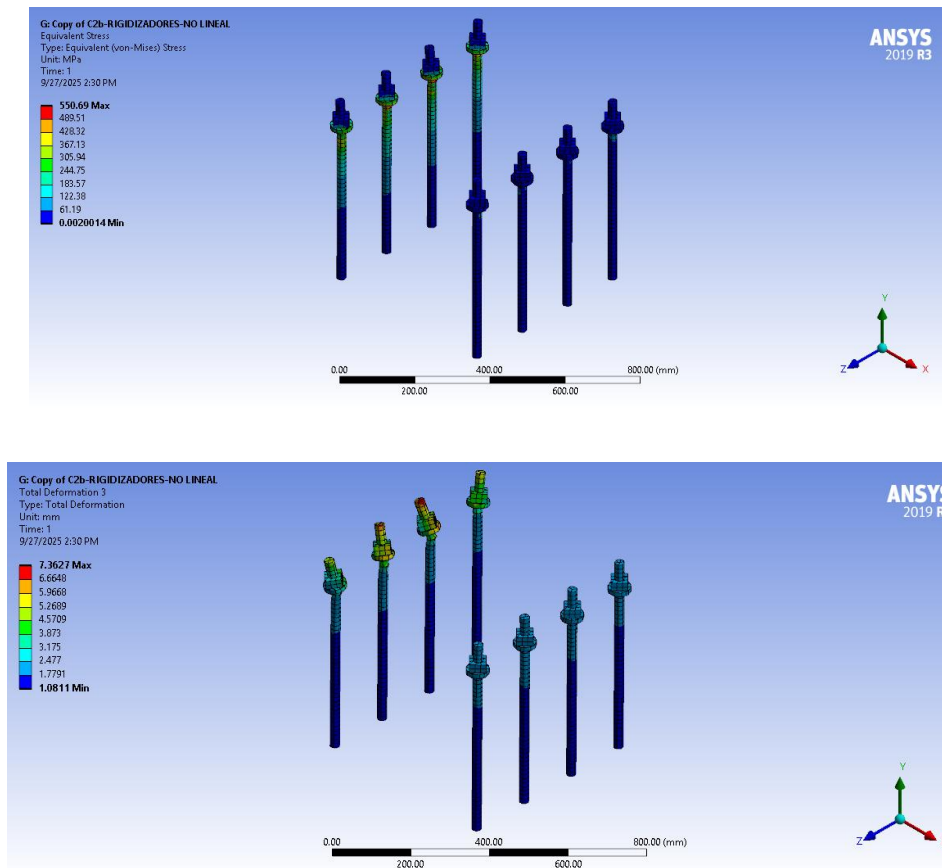


Ilustración 66. Esfuerzo y deformación pernos de anclaje no lineal C2b tp=20mm.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

La zona de mayor esfuerzo es en la cabeza del perno de anclaje tal y como se describe en la guía de diseño, y es lógico debido a que es la zona de mayor demanda y las más propensa al arrancamiento y corresponde a 550.69 MPa.

La deformación máxima se localiza lógicamente se produce de igual forma en la cabeza del perno debido a la concentración de esfuerzos y la acción de extracción debido a la sollicitaciones.

Curvas pushover conexión C2b $t_p=20\text{mm}$:

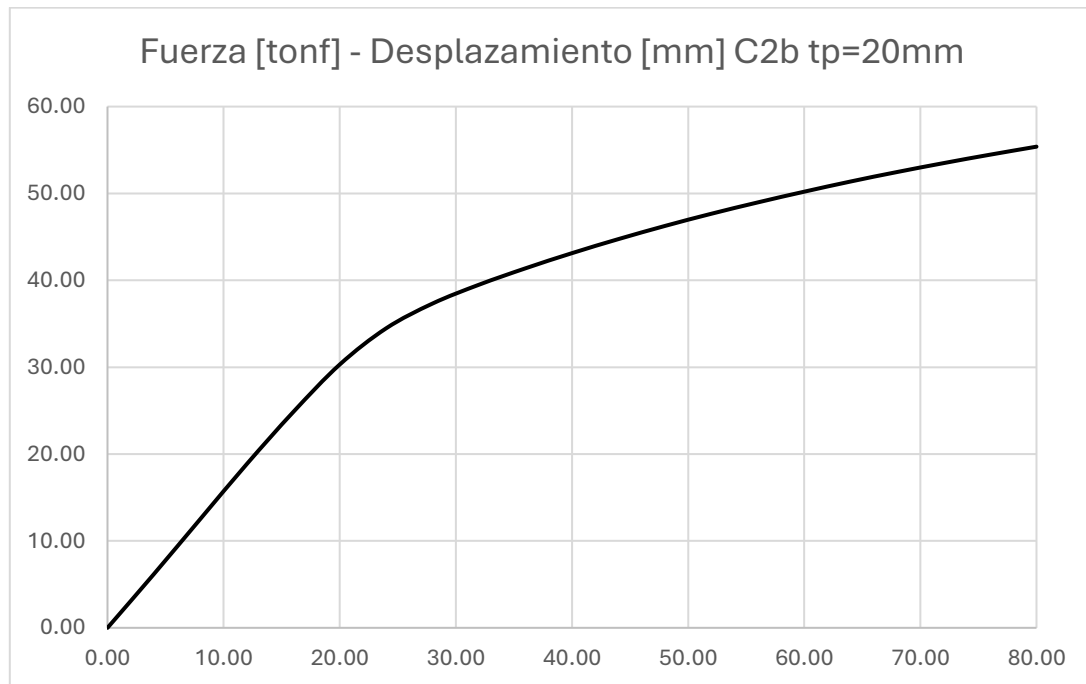


Ilustración 67. Curva fuerza - desplazamiento C2b $t_p=20\text{mm}$.

Fuente: Elaboración propia

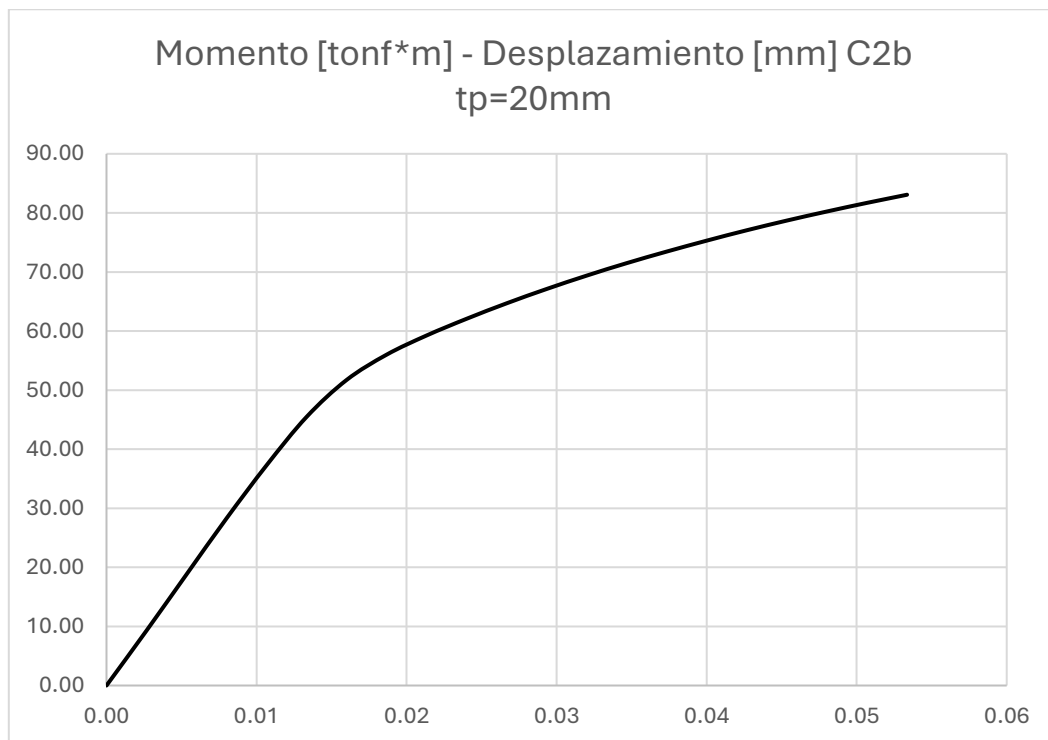


Ilustración 68. Curva momento - rotación C2b $t_p=20\text{mm}$.

Fuente: Elaboración propia

4 Capítulo IV

4.1 Análisis y comparación de resultados.

4.1.1 Análisis elástico por momentos y fuerzas

Tabla.17 Utilidad según el dimensionamiento por la DG 1 de la AISC

Conexión	N [mm]	B [mm]	t _p [mm]	Elemento	Utilidad
C1	700	550	48	Placa Base - Perfil	97.00%
				Pedestal	83.40%
				Pernos de Anclaje	88.10%
C2	650	650	46	Placa Base - Perfil	96.73%
				Pedestal	82.92%
				Pernos de Anclaje	91.10%
C2b	650	650	46	Placa Base - Perfil	96.73%
				Rigidizadores	98.40%
				Pedestal	82.92%
				Pernos de Anclaje	91.10%

Tabla.18 Utilidad según el análisis elástico de las conexiones por elementos finitos.

Conexión	N [mm]	B [mm]	t _p [mm]	Elemento	Φ	F _y [MPa]	ΦF _y [Mpa]	σ [Mpa]	Utilidad
C1	700	550	48	Placa Base - Perfil	0.9	345	310.5	237.96	76.64%
				Pedestal	0.9	28	25.2	19.81	78.61%
				Pernos de Anclaje	0.9	395	355.5	262.22	73.76%
C2	650	650	46	Placa Base - Perfil	0.9	345	310.5	229.9	74.04%
				Pedestal	0.9	28	25.2	19.07	75.67%
				Pernos de Anclaje	0.9	395	355.5	305.06	85.81%
C2b	650	650	46	Placa Base - Perfil	0.9	345	310.5	192.74	62.07%
				Rigidizadores	0.9	345	310.5	276.71	89.12%
				Pedestal	0.9	28	25.2	11.776	46.73%
				Pernos de Anclaje	0.9	395	355.5	285.52	80.32%

Se observa que las conexiones de placa base dimensionadas mediante la Guía de Diseño 1 de la AISC, nos ofrecen elementos que se encuentran en una utilidad desde el 73% hasta el 85%, lo que nos indica lo conservadora que es esta guía en el dimensionamiento especialmente de la placa base. Para el caso de la conexión C2 se observa mayor utilidad en los pernos de anclaje esto se debe principalmente a la reducción del largo de la placa lo que reduce a su vez la dimensión del brazo de palanca generando una mayor tensión en los pernos para compensar la presión ejercida.

Si bien se optó por una placa menos larga en la conexión C2b, se compenso en el ancho de la placa estableciendo una relación más cuadrada en dimensiones lo que permitió reducir 2 mm el espesor de la placa sin pérdida de resistencia en la placa, pero se debe tomar en cuenta lo anteriormente presentado que esto conlleva a una mayor tensión en los pernos.

Una conexión de placa base con rigidizadores como es el caso de C2b se comporta de mejor manera ya que la distribución de esfuerzos pasa también por estos elementos y no únicamente se dirigen a la placa base y pernos, por lo que se observa una reducción considerable en los esfuerzos de la placa y en los pernos de anclaje, con la incorporación de rigidizadores podríamos optimizar estos dos elementos y reducir sus dimensiones. Tomar en cuenta que la utilidad mostrada para el caso de la Guía de Diseño 1 de la AISC son los mismos entre conexiones C2 y C2, habría que recalcular la reducción en la placa y pernos con la adición de estos elementos, para luego recalcular las utilidades.

4.1.2 Análisis no lineal

Tabla.19 Utilidad de para esfuerzos últimos según el análisis no lineal.

Conexión	N [mm]	B [mm]	t _p [mm]	Elemento	Fu [MPa]	σ [Mpa]	Utilidad
C1	700	550	48	Placa Base - Perfil	517.5	487.13	94.13%
				Pernos de Anclaje	592.5	590.47	99.66%
C2	650	650	46	Placa Base - Perfil	517.5	500.78	96.77%
				Pernos de Anclaje	592.5	580.38	97.95%
C2b	650	650	46	Placa Base - Perfil	517.5	502.19	97.04%
				Rigidizadores	517.5	513.36	99.20%
				Pernos de Anclaje	592.5	574.99	97.04%

Como se observa prácticamente dentro del análisis no lineal realizado todos los elementos llegaron a su esfuerzo último, lo que nos indica que la conexión llegó a su punto de falla para todos los casos ya que prácticamente alcanzaron su última resistencia, se indica que los primeros en llegar a la falla, pero no por mucha diferencia son los pernos de anclaje lo que nos muestra que en todas las configuraciones mostradas la falla está controlada por la plastificación de los pernos. Debemos tener en cuenta que se muestra estos ratios de utilidad únicamente como comprobación de que todos los elementos ya alcanzaron su límite.

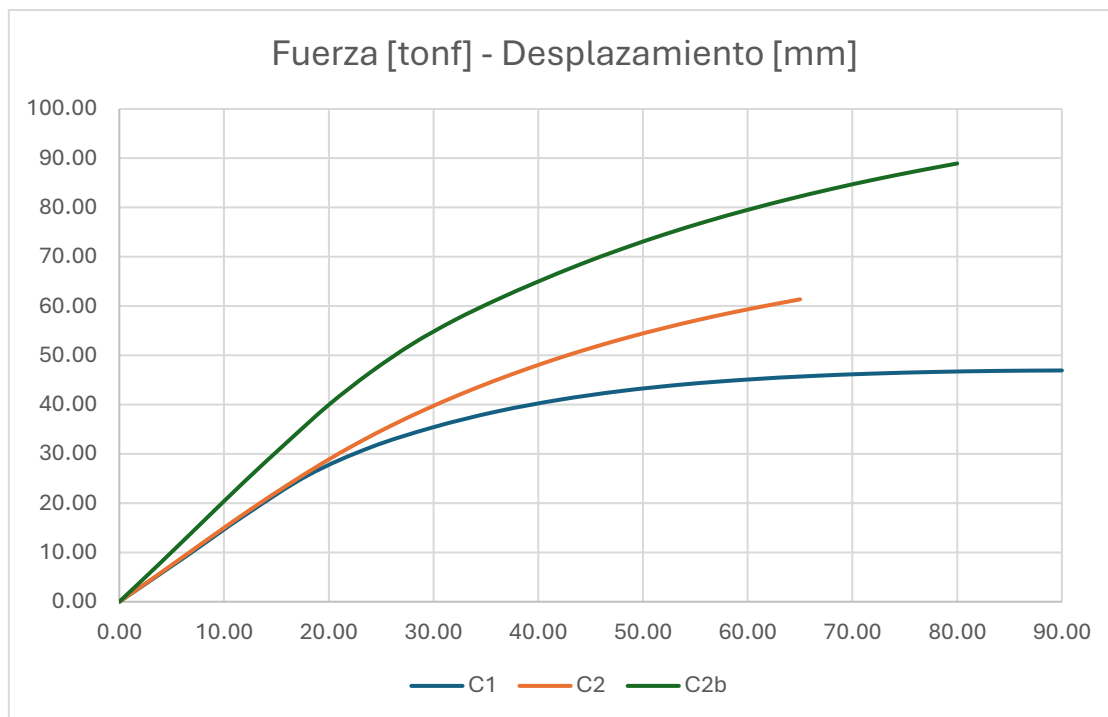


Ilustración 69. Comparación curva fuerza - desplazamiento.

Fuente: Elaboración propia

Datos utilizados en el gráfico obtenidos de ANSYS:

Tabla.20 Datos para las curvas fuerza – desplazamiento del análisis no lineal.

C1		C2		C2b	
Fuerza [tonf]	Desplazamiento [mm]	Fuerza [tonf]	Desplazamiento [mm]	Fuerza [tonf]	Desplazamiento [mm]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.00	8.68	3.25	4.81	4.00	8.04
12.00	17.57	6.50	9.72	8.00	16.27
18.00	25.64	9.75	14.63	12.00	24.48
24.00	31.34	13.00	19.40	16.00	32.34
30.00	35.42	16.25	23.93	20.00	39.95
36.00	38.58	19.50	28.23	24.00	46.58
42.00	40.97	22.75	32.18	28.00	52.34
48.00	42.78	26.00	35.77	32.00	57.13
54.00	44.12	29.25	39.04	36.00	61.24
60.00	45.09	32.50	42.03	40.00	64.98
66.00	45.80	35.75	44.77	44.00	68.45
72.00	46.30	39.00	47.31	48.00	71.61
78.00	46.63	42.25	49.64	52.00	74.50
84.00	46.84	45.50	51.78	56.00	77.13
90.00	46.93	48.75	53.74	60.00	79.53
		52.00	55.53	64.00	81.73

55.25	57.18	68.00	83.76
58.50	58.68	72.00	85.62
61.75	60.06	76.00	87.34
65.00	61.37	80.00	88.93

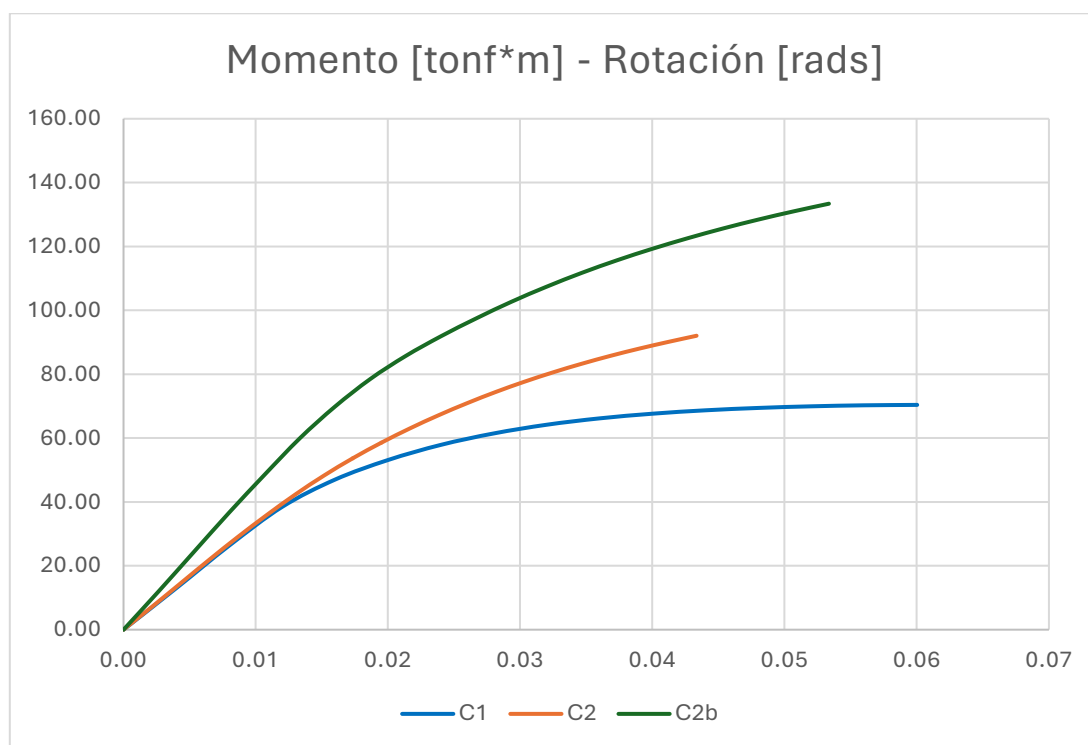


Ilustración 70. Comparación momento - rotación.

Fuente: Elaboración propia

Datos utilizados en el gráfico obtenidos de ANSYS:

Tabla.21 Datos para las curvas momento – rotación del análisis no lineal

C1		C2		C2b	
Momento [tonf*m]	Rotación [rads]	Momento [tonf*m]	Rotación [rads]	Momento [tonf*m]	Rotación [rads]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	13.02	0.00	7.22	0.00	12.06
0.01	26.35	0.00	14.58	0.01	24.41
0.01	38.46	0.01	21.95	0.01	36.72
0.02	47.01	0.01	29.10	0.01	48.51
0.02	53.13	0.01	35.90	0.01	59.92
0.02	57.88	0.01	42.35	0.02	69.87
0.03	61.46	0.02	48.28	0.02	78.51
0.03	64.18	0.02	53.66	0.02	85.70

0.04	66.18	0.02	58.55	0.02	91.87
0.04	67.64	0.02	63.05	0.03	97.46
0.04	68.70	0.02	67.16	0.03	102.68
0.05	69.44	0.03	70.96	0.03	107.41
0.05	69.95	0.03	74.47	0.03	111.75
0.06	70.27	0.03	77.67	0.04	115.70
0.06	70.40	0.03	80.61	0.04	119.29
		0.03	83.29	0.04	122.59
		0.04	85.76	0.05	125.64
		0.04	88.02	0.05	128.43
		0.04	90.09	0.05	131.01
		0.04	92.05	0.05	133.40

Los resultados arrojados mediante el modelado en ANSYS evidencian que las placas base con rigidizadores permiten distribuir los esfuerzos de forma más homogénea y disminuir las concentraciones críticas en la zona de contacto, lo cual coincide con lo mencionado por Vázquez y López (2018), quienes apuntan que el uso de rigidizadores proporciona una mejor rigidez local y menor rotación en la conexión. De igual forma, el resto de resultados de las curvas momentos–rotación concuerdan que lo propuesto por Sánchez et al. (2020), el cual indica que el comportamiento no lineal de las conexiones viene determinado en su mayor parte por la interacción perno–placa.

Por lo contrario, a diferencia de lo apuntado por Cruz y Martínez (2021), donde se obtienen mayor deformación por interacción suelo–estructura, este trabajo presenta deformaciones menores, ya que en el modelo se suponen condiciones de apoyo ideales. Esta diferencia destaca la necesidad de seguir profundizando en futuros trabajos con nuevos modelos de cimentación y de apoyo más realistas que puedan captar los efectos adicionales que afectan al rendimiento general de la conexión.

En contraste con la normativa, los resultados obtenidos se encuentran dentro de los rangos de seguridad definidos por la normativa AISC 360-16 y son coherentes con los criterios de diseño de anclajes que se describen en la normativa AISC 341-16 y ACI 318-

19, lo que avala que el modo de proceder que hemos adoptado es coherente con la normativa internacional. Sin embargo, la evaluación nos muestra que algunos de los supuestos simplificados, como el tipo de contacto aplicado en este trabajo, tipo Bonded, puedan llevar a una sobreestimación de la rigidez unitaria, lo que debería ser objeto de contrastación experimental en trabajos futuros.

Se evidenció que las conexiones C1 y C2 poseen una rigidez inicial similar, por la compensación que existe entre áreas y espesores de cada uno de los elementos, si bien la conexión C2 evidenció mayor capacidad resistente pero una menor capacidad de deformación, lo que puede explicarse a partir del tipo de perfil conectado: dado que el perfil en I tiene un menor módulo plástico que el perfil tubular cuadrado, por tanto, es más vulnerable a la deformación con menores niveles de carga, se recalca que por la configuración del edificio, el dimensionamiento de las columnas está controlado por derivas y no por resistencia a cargas, por lo que son perfiles robustos de gran resistencia para controlar desplazamientos.

El análisis no lineal evidenció diferencias bien marcadas en el tipo de falla de las conexiones. En lo que se refiere al modelo C1, se presentó un comportamiento más dúctil, con una redistribución progresiva de esfuerzos en la placa de anclaje y deformaciones concentradas de forma predominante en los pernos, lo que permitió alcanzar un mayor desplazamiento antes de colapsar. Por otra parte, la unión C2 presentó un comportamiento más frágil, alcanzando esfuerzos últimos dentro de un menor rango de desplazamientos, debido a la mayor rigidez del perfil tubular y a la rápida concentración de esfuerzos en la base de la columna. Finalmente, en los modelos con rigidizadores, se computó una significativa disminución de los esfuerzos transmitidos a la placa y a los pernos, lo que dio lugar a un mayor rango de deformación inelástica y una mayor capacidad resistente del sistema. Estas observaciones corroboran que la disposición geométrica y la presencia

de rigidizadores determinan el tipo de fallo y el nivel de ductilidad alcanzado por las conexiones.

4.1.2.1 Comparación con reducción de espesor de placa a 20 mm

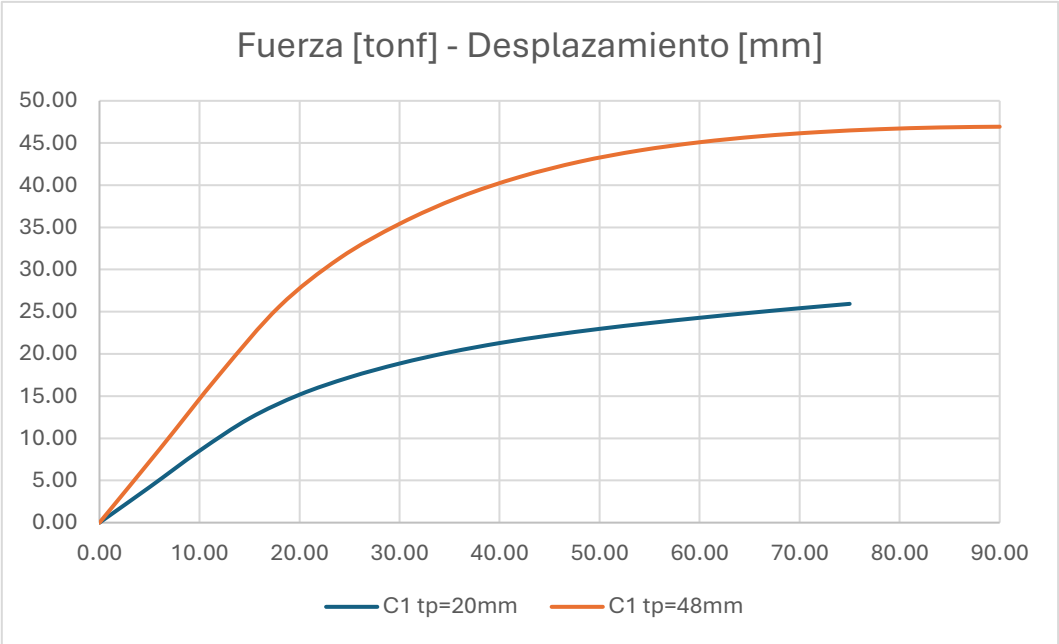


Ilustración 71. Comparación curva fuerza – desplazamiento C1 con reducción de espesor.

Fuente: Elaboración propia

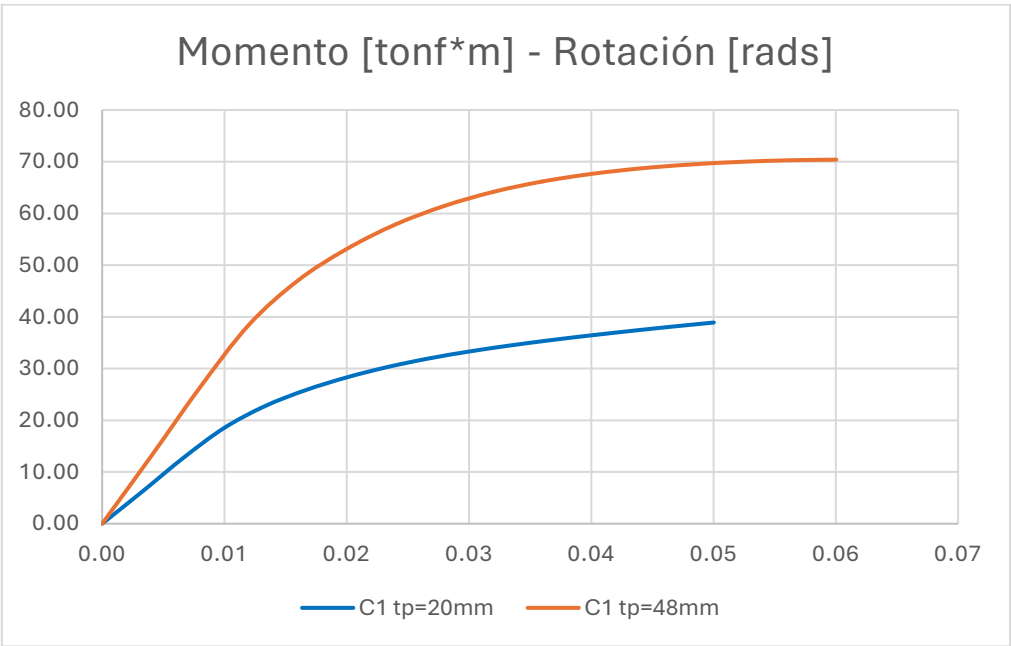


Ilustración 72. Comparación momento – rotación C1 con reducción de espesor.

Fuente: Elaboración propia

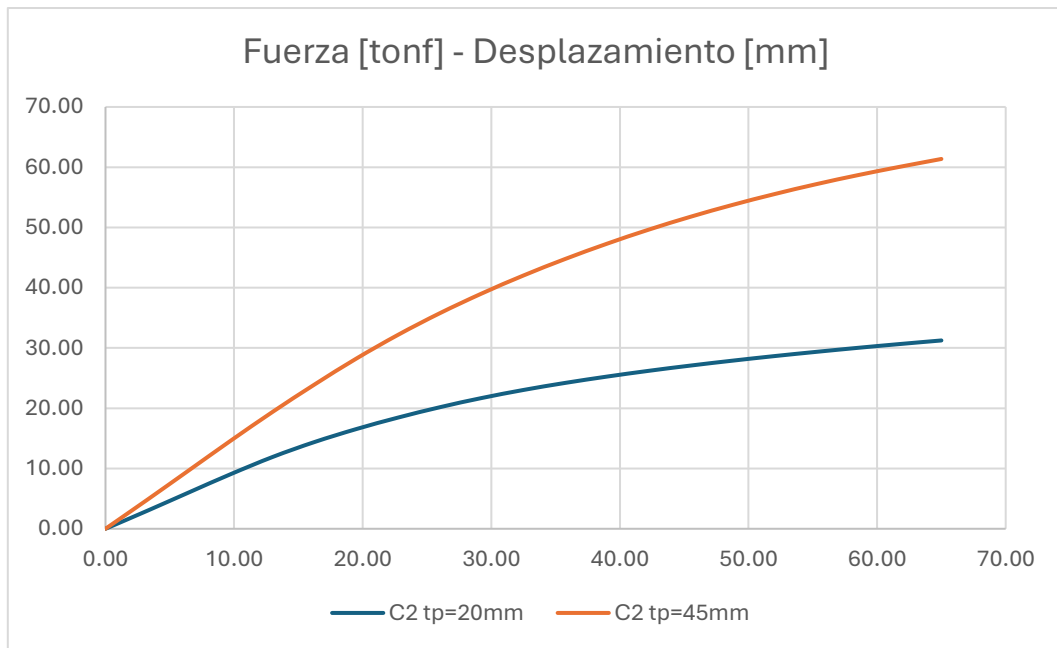


Ilustración 73. Comparación curva fuerza – desplazamiento C2 con reducción de espesor.

Fuente: Elaboración propia

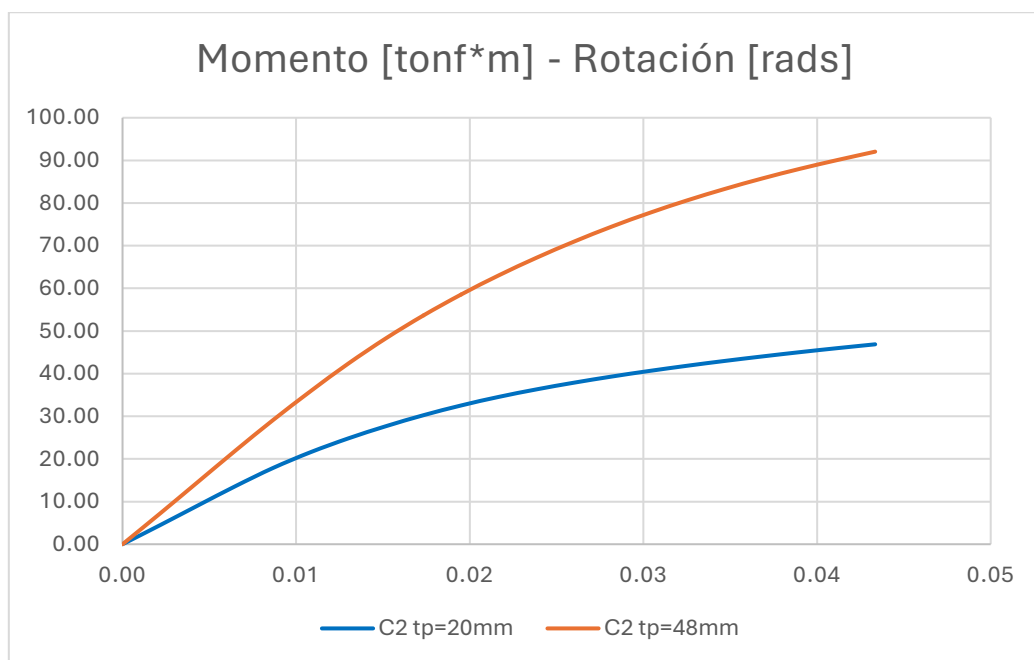


Ilustración 74. Comparación momento – rotación C2 con reducción de espesor.

Fuente: Elaboración propia

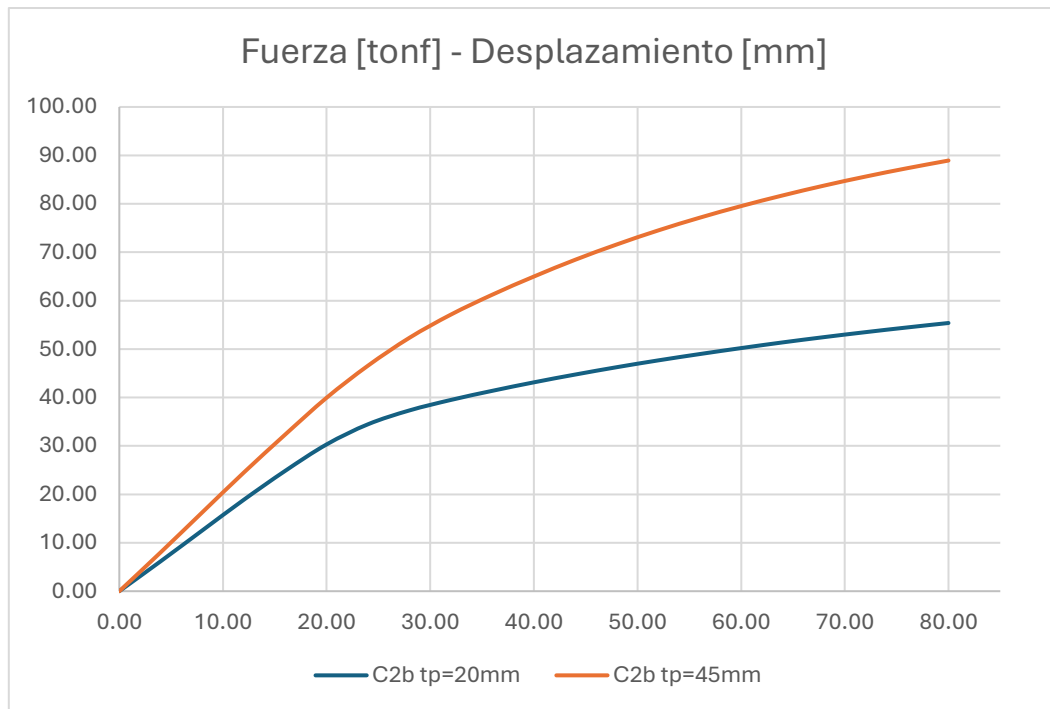


Ilustración 75. Comparación curva fuerza – desplazamiento C2b con reducción de espesor.

Fuente: Elaboración propia

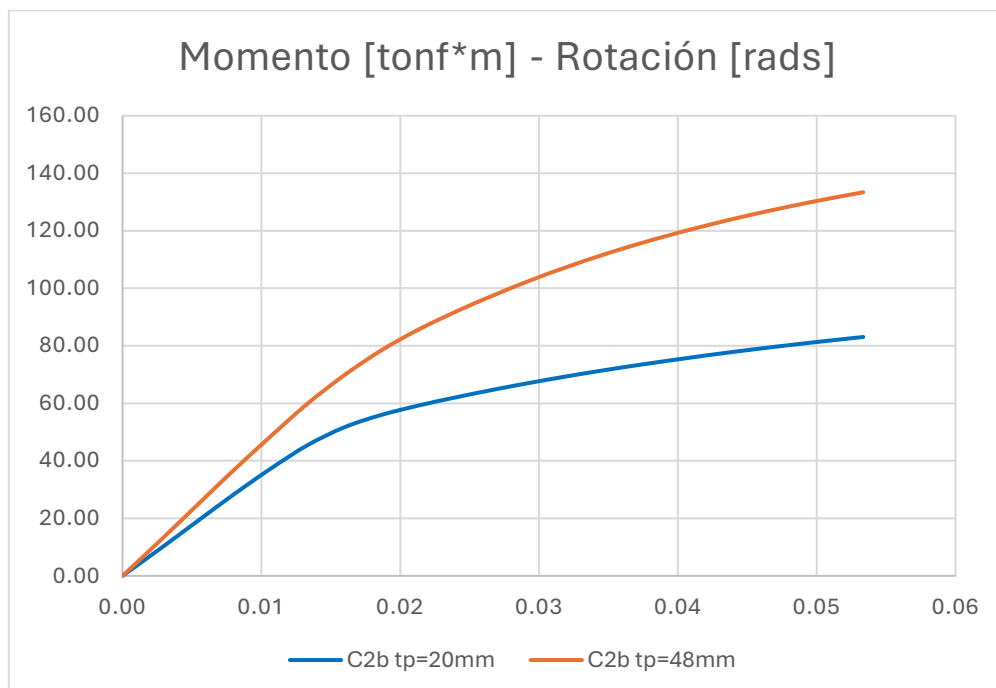


Ilustración 76. Comparación momento – rotación C2b con reducción de espesor.

Fuente: Elaboración propia

Con una reducción del espesor de la placa base a 20 mm en todos los casos de las conexiones antes presentadas, la capacidad total de los sistema se redujo, es decir, el momento resistente, las fuerzas laterales aplicadas se ven disminuidas en torno a un 30 a 40 %. Sin embargo, las curvas de momento - rotación adquieren la misma forma y tendencia, lo cual hace ver que el modo de comportamiento estructural de las conexiones no presenta variaciones significativas, por tanto, se confirma que el sistema mantiene estabilidad y coherencia en sus respuestas, pero llega al punto de falla en una menor demanda y a un similar desplazamiento impartido en la parte superior de la columna.

Sin embargo, el sistema que cuentan con rigidizadores es el que menor reducción de capacidad presenta debido a la mejor distribución esfuerzos ya que los rigidizadores colaboran activamente con la placa reduciendo la cantidad de esfuerzos transmitidos a la misma.

Las variaciones en parámetros como el espesor de la placa afectan directamente a la capacidad total y la rigidez inicial del modelo, pero no modifican el tipo de comportamiento global del modelo. De esta forma, se observa que pequeñas variaciones en las condiciones de diseño no corresponden a cambios drásticos en la respuesta estructural, lo que nos sirve de base para confirmar la validez de los modelos además de la fiabilidad de los resultados obtenidos.

4.1.3 Zonas de concentración de esfuerzos

4.1.3.1 Concentración de esfuerzos en placa base.

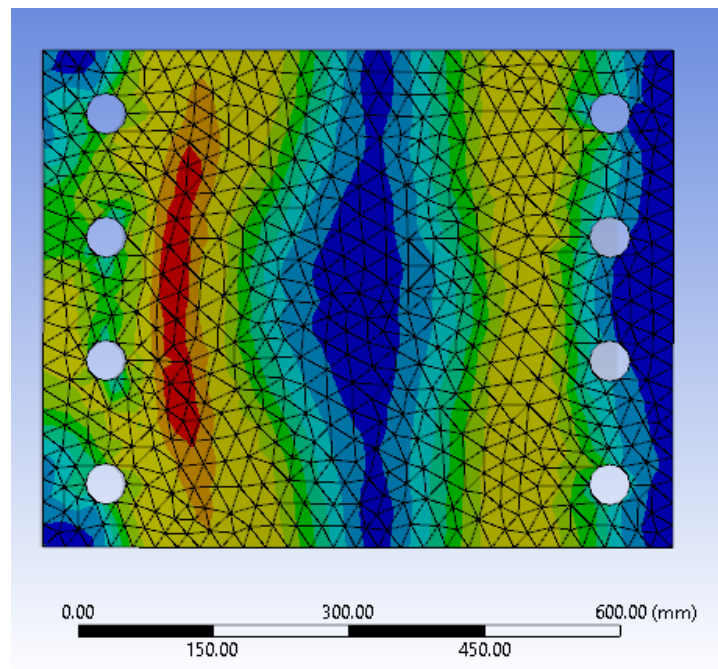


Ilustración 77. Concentración de esfuerzos en placa base.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

La mayor concentración de esfuerzos se da previamente en las zonas de curvatura de la placa y conexión con el perfil, se concentra más en la zona a tracción es decir donde la placa se levanta, se puede observar que estas zonas de concentración de esfuerzos corresponden a la deformación típica en forma de “S” de la placa, las zonas de menor esfuerzo son las zonas intermedias y las esquinas. La parte derecha es la zona en tracción y la parte izquierda es la zona en compresión.

4.1.3.2 Concentración de esfuerzos en pernos de anclaje

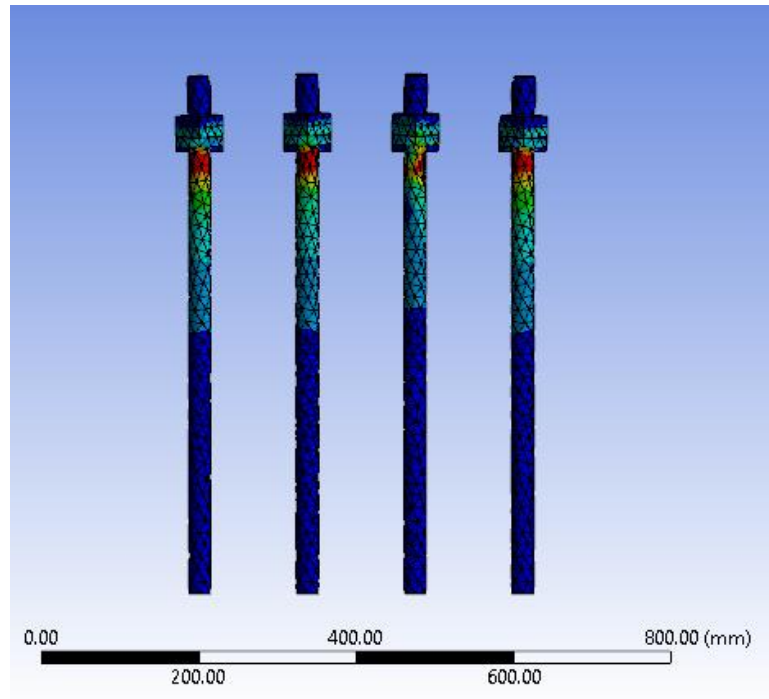


Ilustración 78. Concentración de esfuerzos en pernos de anclaje.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS

La concentración de esfuerzos para el caso de los pernos de anclaje se da en la cabeza de los mismos, esto se debe a que el embebido, produce una sujeción completa del perno en su parte baja, pero en la parte de contacto con la placa el perno existe una cierta libertad de movimiento, lo que produce que esta zona sea la mayor en tracción ya que es la única que se puede deformar libremente, el esfuerzo se disipa en su longitud en debido al embebido, se observa como los esfuerzos cambian en forma de un triángulo invertido lo que es consecuente con la falla estipulada en la Guía de diseño 1 de la AISC, donde se presenta una ruptura en el hormigón en forma de cono invertido de extracción. Falla que debe tenerse en cuenta ya que es considerada de tipo frágil.

4.1.3.3 Concentración de esfuerzos en rigidizadores

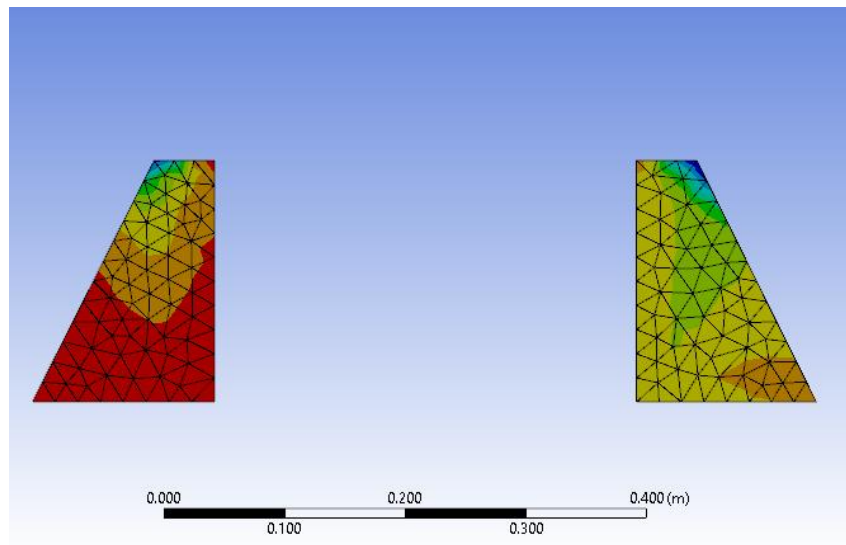


Ilustración 79. Concentración de esfuerzos en rigidizadores.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS.

La concentración de esfuerzos se produce en la base del rigidizador y la parte del contacto con el perfil, y se debe a que el rigidizador está transmitiendo el esfuerzo a la placa en esos sectores, por lo que tiene sentido que esta zona presente una mayor concentración además se observa grandes esfuerzos en la punta del elemento, esto se fundamenta en este punto se produce la deformación del perfil, el rigidizador del lado derecho es el rigidizador a compresión que muestra una zona de concentración similar al otro pero con una menor magnitud, ya que la compresión tiene menor exigencia que la tracción.

4.1.3.4 Concentración de esfuerzos en el pedestal.

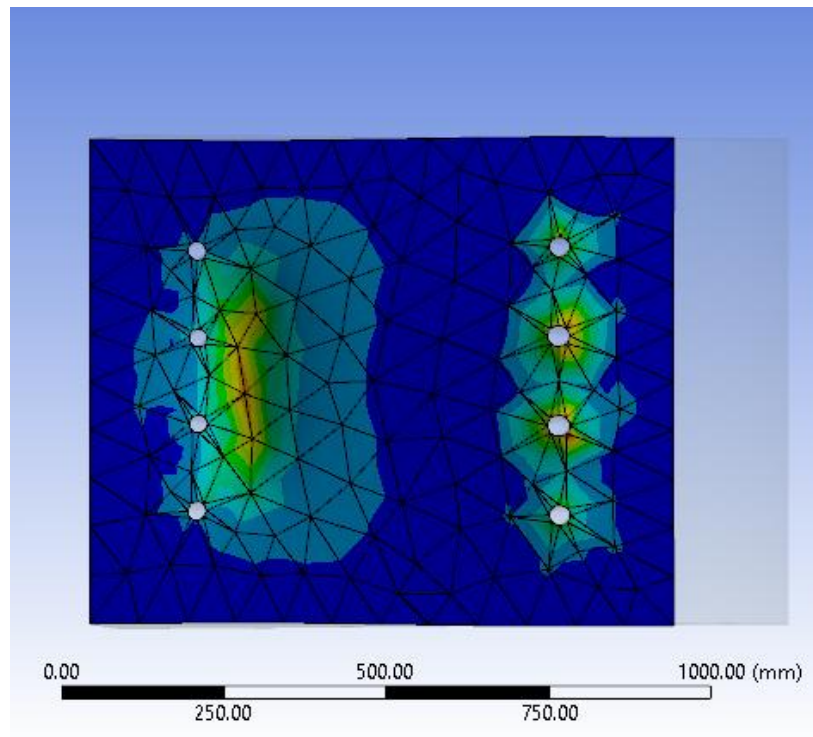


Ilustración 80. Concentración de esfuerzos en pedestal.

Fuente: Elaboración propia en ANSYS.

La zona de concentración de esfuerzos se produce en las zonas en tracción y compresión, en este caso se produce tracción en la zona de los pernos por el intento de estos mismos en arrancarse y salirse del pedestal, esta tracción es absorbida y controlada por el refuerzo de acero del pedestal, la otra zona identificada es la zona a compresión donde la aplaca “aplasta” al pedestal y está controlado por la resistencia a compresión del hormigón, además se observa que esta zona tiene aproximadamente una forma rectangular y concentra mayormente el esfuerzo en la zona de la curvatura de la placa siendo consecuente con el esquema de fuerzas y deformaciones presentados en la guía 1 de diseño de la AISC.

5 Capítulo V

5.1 Conclusiones

1. Se modelaron en ANSYS un total de tres configuraciones diferentes de conexión de bases de columnas de acero (C1, C2 y C2b). Los modelos se realizaron con un gran detalle geométrico, condiciones de contorno y contactos, siendo validados con la Guía AISC (DG-1). A partir del modelado se logró identificar zonas de concentración de esfuerzos y deformaciones en placa, pernos, rigidizadores y pedestal. Esto evidenció la importancia de la geometría y la configuración de los elementos.
2. Se realizaron análisis tanto elásticos como no lineales (pushover) con el objeto de determinar la capacidad resistente y la respuesta a desplazamientos de las conexiones. Se pudo comprobar que la conexión C2 mostró mayor capacidad resistente debido al cambio de perfil conectado, pero también menor ductilidad, en comparación a C1, y que al considerar la incorporación de rigidizadores (C2b) aumentó tanto la capacidad como la ductilidad de la conexión. Estos resultados fueron obtenidos de las correspondientes curvas fuerza–desplazamiento y momento–rotación provenientes del modelado.
3. Se comprobaron los resultados numéricos con la Guía AISC (DG-1), obteniendo diferencias en los ratios de utilidad, lo que demostró que el dimensionamiento de elementos calculados mediante la Guía AISC (DG-1) en realidad trabajan a una menor utilidad de la necesaria, pero se concluye que se encuentran de márgenes técnicamente aceptables y seguros; el análisis no lineal complementó a la verificación realizada mediante normativa, aportando información sobre ductilidad y modos de falla que no son contemplados en el procedimiento tradicional.

5.2 Recomendaciones

1. Incluir el análisis por el método de elementos finitos en el diseño de conexiones de base columnas de acero dentro del ámbito profesional como una herramienta de validación, para mejorar la precisión y optimizar los elementos estructurales.
2. Aumentar el alcance los estudios incluyendo más formas de carga y sus respectivas combinaciones delimitando la más desfavorable para un análisis más amplio además de tomar en cuenta los posibles defectos constructivos del medio local.
3. Incluir elementos como rigidizadores en estas conexiones son extremadamente ventajosos ya que permite reducir el tamaño de los elementos estructurales y una mejor distribución de los esfuerzos.
4. Realizar una correcta discretización y mallado de los elementos finitos es de vital importancia en estos análisis ya que los resultados son muy sensibles y pueden variar considerablemente, por lo que siempre se debe realizar un análisis de convergencia de la malla.

Bibliografía

- American Institute of Steel Construction. (2016). *Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications (ANSI/AISC 358-16)*. AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic provisions for structural steel buildings (ANSI/AISC 341-16)*. AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-16)*. AISC.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Design guide 1: Base plate and anchor rod design* (3rd ed.). AISC.
- Comité Ejecutivo NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- Cruz, J., & Martínez, F. (2021). Normativas internacionales y diseño estructural en zonas de riesgo sísmico. *Revista de Ingeniería Civil*, 28(1), 33–47.
<https://doi.org/10.15517/ric.v28i1.45678>
- González, R., Martínez, L., & Herrera, D. (2019). Aplicación del método de los elementos finitos en el análisis estructural. *Revista Ingeniería y Ciencia*, 15(2), 45–60. <https://doi.org/10.17230/ingciencia.15.2.4>
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2018). *Structural steel design* (6th ed.). Pearson.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-AC*. MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS*. MIDUVI.
- National Institute of Standards and Technology. (2005). *NIST NCSTAR 1-3D: Federal building and fire safety investigation of the World Trade Center disaster*. U.S. Department of Commerce.
- Pérez, C., & Ruiz, M. (2020). *Análisis de comportamiento no lineal en estructuras metálicas* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Autónoma de México].
- Sánchez, M., Torres, J., & Ramírez, P. (2020). *Diseño sismorresistente de estructuras metálicas: fundamentos y aplicaciones*. Editorial Académica Española.
- Vázquez, A., & López, D. (2018). *Introducción al método de los elementos finitos en ingeniería*. Editorial Reverté.