



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
POSGRADO

Tema: Análisis Comparativo del Diseño de Placas Base, Mediante el Método del AISC, Método de Líneas de Rotura y MEF, Aplicado a un Edificio de Baja Altura.

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del Título de Cuarto Nivel de Magister en
Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas

Modalidad del Trabajo de Titulación con componentes de investigación aplicada y/o de
desarrollo.

Autor: Ing. Fernando Agustín Guijarro Paredes

Director: Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

Ambato – Ecuador

2025

**A LA UNIDAD ACADÉMICA DE TITULACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
CIVIL Y MECÁNICA**

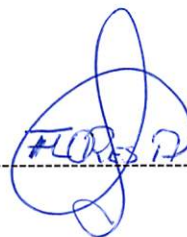
El Tribunal receptor del Trabajo de Titulación, presidido por: Ing. Santiago Paúl Cabrera Anda Mg, e integrado por los señores: Ing. Gonzalo Eduardo López Villacis, Mg., e Ing. Guillermo Alejandro Flores Gordillo, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación del Centro de Posgrados de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “Análisis Comparativo del Diseño de Placas Base, Mediante el Método del AISC, Método de Líneas de Rotura y MEF, Aplicado a un Edificio de Baja Altura”, elaborado y presentado por el señor Ing. Fernando Agustín Guijarro Paredes, para optar por el Título de cuarto nivel Magíster en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral el Trabajo de Titulación, el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la UTA.



Ing. Santiago Paúl Cabrera Anda Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal



Ing. Gonzalo Eduardo López Villacis Mg.
Miembro del Tribunal



Ing. Guillermo Alejandro Flores Gordillo, Mg.
Miembro del Tribunal

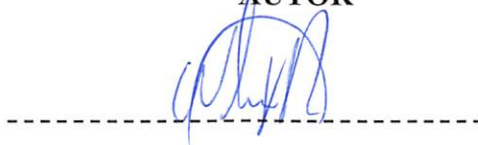
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: Análisis Comparativo del Diseño de Placas Base, Mediante el Método del AISC, Método de Líneas de Rotura y MEF, Aplicado a un Edificio de Baja Altura, le corresponde exclusivamente a: Ing. Fernando Agustín Guijarro Paredes, Autor bajo la Dirección del Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg., Director del Trabajo de Titulación, y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.



Ing. Fernando Agustín Guijarro Paredes
C.C.: 1707853022

AUTOR



Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

C.C.:1715190938

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi trabajo, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad.



Ing., Fernando Agustín Guijarro Paredes
C.C.: 1707853022

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

PORTADA	i
A LA UNIDAD ACADÉMICA DE TITULACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
AGRADECIMIENTO	x
DEDICATORIA.....	xi
RESUMEN EJECUTIVO.....	xii
ABSTRACT	xiii
CAPÍTULO I	1
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 JUSTIFICACIÓN	2
1.3 OBJETIVOS.....	3
1.3.1. Objetivo General	3
1.3.2. Objetivos Específicos	3
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO.....	4
2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	4
2.2. FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA	7

2.2.1 Edificaciones de acero.....	7
2.2.2 Diseño de placas base de acuerdo con el AISC	7
2.2.3 Diseño de placas base de acuerdo con el método de líneas de rotura.....	10
2.2.4 Diseño método de elementos finitos	12
2.2.5 Cargas y combinaciones	13
2.2.6 Materiales.....	14
CAPÍTULO III MARCO METODOLÓGICO	17
3.1. Tipo de Investigación.....	17
3.2. Población o muestra:.....	17
3.3. Hipótesis	17
3.4. Recolección de la Información:	17
3.5. Procesamiento de la información.....	18
3.6. Desarrollo del trabajo.....	18
3.6.1 Primera Fase	18
3.6.2 Segunda Fase	22
3.6.3 Tercera Fase	38
CAPÍTULO IV	40
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	40
4.1 Cargas que se transmiten a placas.....	40
4.2 Diseño de elementos por método del AISC, líneas de rotura y MEF	42
4.3 Comparación y discusión de los resultados de las tres metodologías.....	48
CAPÍTULO V	54
CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA.....	54
5.1 CONCLUSIONES	54

5.2 RECOMENDACIONES.....	56
5.3 BIBLIOGRAFÍA	57
CAPÍTULO VI PROPUESTA	60
6.1 TÍTULO	60
6.2 DESCRIPCIÓN	60
6.3 DESARROLLO DE LA PROPUESTA	60
ANEXO 1 REACCIONES EN BASE DE COLUMNAS.....	62

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Materiales de pernos	14
Tabla 2: Tamaño de pernos recomendados.....	16
Tabla 3: Dimensiones de elementos usados	18
Tabla 4: Cargas consideradas en modelo.....	19
Tabla 5: Parámetros sísmicos para modelo.....	19
Tabla 6: Características de elementos para modelación de placas base	36
Tabla 7: Elementos tipo	42
Tabla 8: Dimensiones placas Método de AISC	43
Tabla 9: Dimensiones Método líneas de rotura	43
Tabla 10: Dimensiones Método de elementos finitos placas sin cartela	48
Tabla 11: Dimensiones Método de elementos finitos placas con cartela	48
Tabla 12: Resultados métodos manuales	49
Tabla 13: Resultados placas MEF-AISC	51
Tabla 14: Resultados placas MEF-Líneas de rotura	53

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1:Distribución de presiones AISC	8
Figura 2:Pequeños y grandes momentos AISC	9
Figura 3:Mecanismos de corte AISC.....	9
Figura 4:Lineas de rotura para interfaz a compresión [27].....	11
Figura 5:Lineas de rotura interfaz a tracción [27]	11
Figura 6:Planos de falla cartelas-líneas de rotura	12
Figura 7:Modelo genérico de elementos finitos para placas base	13
Figura 8:Espectro elástico y reducido para diseño	20
Figura 9: Vista en planta de edificio.....	21
Figura 10: Vista 3D de modelo.....	21
Figura 11:Combinaciones de carga para análisis de placas	23
Figura 12:Valores de combinaciones de carga para análisis de placas.....	24
Figura 13:Análisis de placa base por método de AISC	28
Figura 14: Análisis de placa por método de líneas de rotura.....	35
Figura 15:Modelo placa base AISC.....	37
Figura 16:Modelo placa base leneas de rotura.....	38
Figura 17: Derivas elásticas	40
Figura 18:Formas de vibrar y masa participativa	41
Figura 19:Diseño vigas y columnas.....	41
Figura 20: Resultados MEF placa externa (lineas de rotura).....	44
Figura 21:Resultados MEF para placas externa (líneas de rotura): a) tensión en pernos; b)esfuerzos en concreto; c)esfuerzos en placa; d) deformaciones en placa.....	44
Figura 22: Resultados MEF placa interna (lineas de rotura)	45
Figura 23:Resultados MEF para placas interna (líneas de rotura): a) tensión en pernos; b)esfuerzos en concreto; c)esfuerzos en placa; d) deformaciones en placa.....	45
Figura 24:Resultados MEF placa externa (AISC)	46
Figura 25:Resultados MEF placa externa (AISC): a) tensión en pernos; b)esfuerzos en concreto; c)esfuerzos en placa; d) deformaciones en placa	46
Figura 26: Figura 17:Resultados MEF placa interna (AISC)	47
Figura 27: Resultados MEF placa interna (AISC): a) tensión en pernos; b)esfuerzos en concreto; c)esfuerzos en placa; d) deformaciones en placa	47

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Técnica de Ambato, a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, mi más sincero agradecimiento por la oportunidad y el entorno brindado, a los docentes, gracias por compartir sus conocimientos con dedicación y empatía, y al personal administrativo por su invaluable apoyo y eficiencia que han permitido cumplir el sueño de la consecución de la Maestría en Ingeniería Civil mención en Estructuras Metálicas. Mi profundo y sincero agradecimiento también al Ing. Wladimir Ramírez, mi tutor, cuya guía experta, valiosos conocimientos y aportes fueron esenciales para el éxito de esta investigación.

DEDICATORIA

Un largo, pero siempre gratificante camino, ha sido la realización de este trabajo, el cual lo dedico en primer lugar a mi esposa, Patricia Rosero, mi compañera de vida, que junto a mis hijos Pame, Nico y Taís, han sido mi apoyo e inspiración en cada paso para conseguir este sueño.

RESUMEN EJECUTIVO

El presente trabajo de investigación se enfoca en el análisis estructural de placas base mediante la aplicación de tres metodologías: dos manuales, una conforme a los lineamientos del AISC y otra basada en el método de líneas de rotura, así como un tercer enfoque a través de modelación con elementos finitos (MEF). El estudio se aplicó a dos tipologías de placa, una interna y otra externa, pertenecientes a una edificación con sistema dual conformado por muros de concreto armado y pórticos especiales a momento de acero, diseñada para condiciones sísmicas propias del contexto ecuatoriano. La investigación incluyó la comparación de esfuerzos en las placas, tensiones en los pernos de anclaje, deformaciones en los componentes metálicos y dimensiones finales de los elementos. Los resultados muestran que el método de líneas de rotura permite una optimización significativa del espesor de las placas y una reducción en el uso de material, en contraste con el enfoque más conservador del AISC. Esta tendencia fue validada mediante el modelo de elementos finitos, que confirmó la viabilidad estructural de los diseños optimizados. En conjunto, los hallazgos evidencian el potencial de integrar métodos analíticos y numéricos para lograr soluciones estructurales más eficientes, seguras y adecuadas a las exigencias sísmicas locales.

DESCRIPTORES: MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS, AISC, PERNOS DE ANCLAJE, PLACAS BASE, MÉTODO DE LÍNEAS DE ROTURA.

ABSTRACT

This research focuses on the structural analysis of base plates using three different methodologies: two manual approaches, one based on the AISC provisions and another on the yield line theory, and a third approach using finite element modeling (FEM). The study was conducted on two types of base plates, an internal and an external configuration, both part of a dual structural system composed of reinforced concrete shear walls and special moment-resisting steel frames, designed for seismic conditions specific to the Ecuadorian context. The investigation involved a comparative assessment of stresses in the plates, anchor bolt tensions, component deformations, and final element dimensions. The results show that the yield line method allows for a significant reduction in plate thickness and material usage compared to the more conservative AISC-based design. This trend was validated through finite element simulations, which confirmed the structural viability of the optimized designs. Overall, the findings highlight the potential of combining analytical and numerical approaches to achieve more efficient and structurally sound solutions adapted to local seismic demands.

KEYWORDS: FINITE ELEMENT ANALYSIS, AISC 341, CFT, CONNECTIONS, EXTERNAL DIAPHRAGM, DOUBLE SPLIT TEE, END PLATE, COMPOSITE SPECIAL MOMENT FRAME.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

La presente investigación está enmarcada en el campo de la ingeniería estructural en Ecuador con el tema: Análisis comparativo del diseño de placas base, mediante el método del AISC, método de líneas de rotura y MEF, aplicado a un edificio de baja altura. Se basa en el cálculo manual y análisis numérico a través de software especializado para placas base considerando dos procedimientos de cálculo manual, el primero es el recomendado por la norma del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) el cual se ha sido ampliamente difundido a través de guías de diseño (Guía de diseño 1), el segundo procedimiento es el método de líneas de rotura el cual es poco conocido y no se encuentra normado, en ambos casos se realizó el cálculo de los elementos de la conexión, es decir tipo y dimensiones de pernos, placa base, placas rigidizadores y soldadura, posteriormente mediante análisis numéricos por el método de elementos finitos se realizó la representación de ambas conexiones con el objetivo de establecer una comparación e identificar el método que brinde mayores beneficios. El trabajo está dividido en V Capítulos: Capítulo I define la problemática y la justificación de la investigación. El Capítulo II está enfocado en la fundamentación teórica e investigación científica de los tres métodos, además de la modelación y parámetros empleados en la simulación por el método de elementos finitos. Capítulo III consta del procesamiento de la información obtenida de las simulaciones. El capítulo IV detalla los resultados de la investigación a través de diagramas y tablas. La principal limitación que se tuvo en el desarrollo de esta investigación fue la recopilación de información dado que existen muy pocas investigaciones que aborden el desarrollo detallado del método de líneas de rotura .

1.2 JUSTIFICACIÓN

Una parte fundamental en el diseño estructural es la adecuada transmisión de las cargas hacia la cimentación. En las estructuras metálicas, esta transferencia se realiza a través de placas metálicas, comúnmente denominadas placas base. Las conexiones entre las placas base y las columnas constituyen la interfaz crítica entre la superestructura de acero y la cimentación de hormigón armado. Estas conexiones no solo soportan cargas gravitacionales, sino que también forman parte esencial del sistema de resistencia frente a cargas laterales, especialmente en edificaciones ubicadas en zonas sísmicas.

Generalmente, las placas base y las varillas de anclaje son los últimos elementos de acero estructural en ser diseñados, pero paradójicamente son los primeros que deben instalarse en la obra. Esta discrepancia, sumada a las exigencias del cronograma de construcción y a los posibles problemas en la transición entre materiales con diferentes comportamientos estructurales, resalta la importancia de que su diseño cumpla rigurosamente con las normativas vigentes, garantizando así seguridad y eficiencia constructiva.

Desde el punto de vista del diseño, en América es ampliamente utilizado el método propuesto por el AISC, el cual se ha consolidado como una referencia práctica para proyectos convencionales. No obstante, al aplicarse este enfoque en edificaciones de baja altura, donde la rigidez lateral depende exclusivamente de marcos o pórticos, se obtienen dimensiones considerables en el espesor de las placas y el diámetro de los pernos, lo que puede generar limitaciones por la disponibilidad local de materiales o por sobrecostos innecesarios.

La presente investigación busca explorar una alternativa al enfoque tradicional mediante la aplicación del método de líneas de rotura, una técnica poco difundida, pero con fundamentos teóricos sólidos. Este método se evalúa dentro del contexto sísmico del Ecuador, con el objetivo de ofrecer una opción de diseño más eficiente y adecuada a las condiciones locales. Para ello, se realiza una comparación técnica entre ambos métodos empleando modelos numéricos basados en elementos finitos, que permiten simular con mayor precisión el comportamiento de las conexiones. Los resultados obtenidos evidencian diferencias significativas en las dimensiones de los elementos diseñados, lo que podría derivar en soluciones estructurales más económicas sin comprometer la seguridad ni el desempeño sísmico de la estructura.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Evaluar el diseño de placas base de un edificio de baja altura, mediante los métodos del AISC, líneas de rotura y elementos finitos para obtener diseños seguros y eficientes.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Realizar el dimensionamiento de la superestructura de un edificio metálico de baja altura, para encontrar las cargas que se transmiten a las placas base.
- Analizar la conexión placa base mediante el método manual del AISC, líneas de rotura y método de elementos finitos, para obtener las dimensiones y elementos característicos de cada caso.
- Comparar los resultados de los diseños, para hallar el método más eficiente es decir aquel que permita una reducción del uso de material sin sacrificar la seguridad.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

En regiones con elevada amenaza sísmica, como ocurre en gran parte del territorio ecuatoriano, el diseño estructural de conexiones metálicas adquiere un rol fundamental para garantizar el desempeño adecuado de las edificaciones frente a eventos extremos. Particularmente, las placas base constituyen un elemento crucial al ser el punto de transferencia de cargas axiales, momentos y fuerzas de corte desde las columnas metálicas hacia las cimentaciones de hormigón armado. Su diseño correcto es indispensable para evitar fallas locales que puedan desencadenar mecanismos de colapso generalizados.

El método más difundido para el diseño de placas base es el propuesto por el American Institute of Steel Construction (AISC), específicamente en la guía Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design y en la norma AISC 360-16 [1,2]. Este enfoque está basado en criterios de diseño por resistencia, considerando la capacidad de carga por compresión del concreto, la flexión de la placa metálica, la tracción en pernos de anclaje y las combinaciones de carga que resultan de fuerzas axiales y momentos flectores. Estudios como el de Yavuz y Hussein [3] aplicaron el método AISC-LRFD al diseño de placas base de edificios industriales con diferentes secciones de columna, verificando que las soluciones cumplen con los requerimientos normativos, aunque sin optimizaciones adicionales para condiciones locales o sismos.

No obstante, diversas investigaciones recientes han evidenciado que los métodos tradicionales como AISC, si bien conservadores, pueden conducir a sobredimensionamientos que incrementan innecesariamente los costos de materiales, especialmente en contextos donde la disponibilidad de ciertos espesores o diámetros de pernos es limitada. Por ejemplo, el Steel Tube Institute reporta que para columnas con secciones HSS (Hollow Structural Sections), los modelos de diseño tradicional pueden requerir placas base de dimensiones excesivas debido a la aplicación directa de las fórmulas pensadas originalmente para perfiles tipo I o W [4-6] . A ello se suma el hecho de que los procedimientos del AISC suponen una distribución idealizada de presiones uniformes o lineales, lo cual no refleja con precisión el comportamiento real de la placa base sometida a momentos, donde las presiones se concentran en las zonas cercanas a la

columna .

Una alternativa al enfoque prescriptivo tradicional lo constituyen los métodos basados en líneas de rotura. El método de líneas de rotura (yield-line) ha emergido como una alternativa eficiente para el diseño de conexiones metálicas[7–9]. Zhao [9] destacó su capacidad para prever mecanismos post-colapso en conexiones de acero. Thornton [10] y Stockwell [6] aplicaron líneas de rotura a conexiones tipo end-plate y almas soldadas, respectivamente, validando patrones de falla. Özkılıç [11] comparó configuraciones de líneas de rotura en conexiones atornilladas, corroborando su ajuste con pruebas experimentales. Estos estudios evidencian que el método, combinado con análisis numéricos y experimentales, es una herramienta viable para un diseño seguro y económico en contextos sísmicos.

Los modelos de línea de rotura modelan la placa base como una lámina delgada que falla mediante la formación de mecanismos plásticos a lo largo de líneas de plastificación. Este método ha sido ampliamente usado para el diseño de losas delgadas, pero su aplicación al diseño de placas base aún es limitada. Sin embargo, estudios recientes han comenzado a explorar su potencial. Khedr [12], por ejemplo, diseñó placas base para postes de transmisión utilizando el método de líneas de rotura, obteniendo expresiones cerradas para la capacidad última de flexión en función de la geometría y condiciones de borde, y validando los resultados mediante modelos por elementos finitos. Las diferencias entre ambos enfoques no superaron el 13 %, mostrando un alto grado de precisión del método teórico.

Asimismo, Behboud et al. [13] realizaron un programa experimental con placas base rigidizadas sometidas a carga cíclica, representando condiciones sísmicas reales. Encontraron que la inclusión de rigidizadores permite usar placas de menor espesor sin comprometer la resistencia, y que la teoría de placas plásticas (líneas de rotura) provee buenas estimaciones de la capacidad cuando se identifican correctamente los mecanismos de falla. Otros estudios numéricos han explorado este enfoque. Por ejemplo, Marouane y Remki [14] propusieron un modelo para calcular la capacidad última de placas base no rigidizadas considerando líneas de rotura con distintas configuraciones, y compararon sus resultados con los obtenidos mediante el método AISC y análisis no lineales por elementos finitos.

Por otro lado, varios trabajos han explorado el comportamiento sísmico específico de placas base [15,16], lo cual es especialmente relevante para zonas como Ecuador. Torres-

Jara et al. [17] realizaron simulaciones numéricas mediante elementos finitos de conexiones soldadas tipo ala-alma entre columnas tubulares rellenas de hormigón y placas base, siguiendo los criterios de la norma NEC 2015 [18] y AISC 360-16 [2]. En sus modelos se observó que bajo rotaciones base de hasta 0.04 rad algunas conexiones no alcanzan la resistencia esperada, lo cual sugiere que el método normativo tradicional puede subestimar la demanda real en eventos sísmicos severos. De forma similar, en el estudio de Shen et al. [19] se identificó que las placas base diseñadas sin considerar explícitamente los efectos de carga cíclica pueden presentar agrietamientos prematuros por tracción en la zona de contacto entre placa y concreto, afectando la durabilidad del sistema.

Una línea de investigación emergente es el desarrollo de sistemas estructurales que permiten cierto nivel de levantamiento controlado o rotación plástica en las conexiones base como mecanismo de disipación de energía. Por ejemplo, estudios de Hieber et al. [20] sobre sistemas “rocking” han demostrado que permitir cierta fluencia controlada en la placa base bajo sismo puede reducir la demanda en otros componentes estructurales y mejorar la resiliencia del sistema. En estos enfoques, el diseño de la placa base se convierte en un componente activo del sistema sismorresistente, lo cual requiere nuevos criterios de diseño aún no contemplados en las normas actuales.

En síntesis, se identifican tres vacíos principales en la literatura especializada: (1) escasa aplicación del método de líneas de rotura al diseño de placas base sometidas a carga sísmica; (2) limitada validación experimental de los métodos alternativos bajo condiciones de carga cíclica reales; y (3) ausencia de estudios que contrasten directamente el desempeño de placas base diseñadas por AISC versus líneas de rotura en términos de seguridad, economía y comportamiento estructural en regiones sísmicas como el Ecuador. Por ello, en esta investigación se propone desarrollar un análisis comparativo entre ambos métodos de diseño utilizando modelación numérica y aplicando condiciones de carga sísmica representativas del contexto ecuatoriano.

2.2. FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA

2.2.1 Edificaciones de acero

Una edificación de acero es un tipo de estructura compuesta principalmente por miembros estructurales conocidos como vigas y columnas, los cuales están conectados entre sí mediante diferentes tipos de uniones para proporcionar rigidez, estabilidad y continuidad estructural. Estos elementos trabajan en conjunto para resistir cargas gravitacionales (peso propio, cargas muertas y vivas) así como cargas laterales generadas por acciones sísmicas y del viento [21,22]. Las conexiones entre vigas y columnas, así como con la cimentación, son fundamentales para el comportamiento global del edificio, ya que influyen directamente en su capacidad de disipar energía y evitar colapsos durante eventos sísmicos [23]. La correcta disposición y diseño de estos miembros es esencial para garantizar que las estructuras cumplan con los requisitos de seguridad, funcionalidad y durabilidad establecidos por las normativas internacionales de diseño estructural [24].

2.2.2 Diseño de placas base de acuerdo con el AISC

El diseño de placas base metálicas, según la Guía de Diseño 1 del AISC [1], tiene como objetivo principal asegurar una transferencia efectiva de cargas desde las columnas de acero hacia las cimentaciones de hormigón. Este proceso involucra varios mecanismos de transferencia, dependiendo de las solicitaciones combinadas presentes: cargas axiales, momentos flectores (pequeños o grandes) y fuerzas de corte. Cada tipo de carga induce diferentes modos de falla, por lo que el diseño debe abordar múltiples mecanismos de resistencia.

En situaciones dominadas por carga axial de compresión, la presión se distribuye uniformemente (o casi) bajo la placa. El modo de falla más común es la fluencia producida por flexión excesiva de la placa base debido a la reacción del concreto lo que puede generar separación entre la placa y el concreto. Además, si el concreto de apoyo no tiene la resistencia suficiente, puede producirse aplastamiento localizado. Para evitar esto, la guía AISC propone calcular la placa como una lámina apoyada sobre un lecho elástico (modelo Winkler) y verificar tanto la resistencia del concreto como el momento flector inducido en los voladizos de la placa.

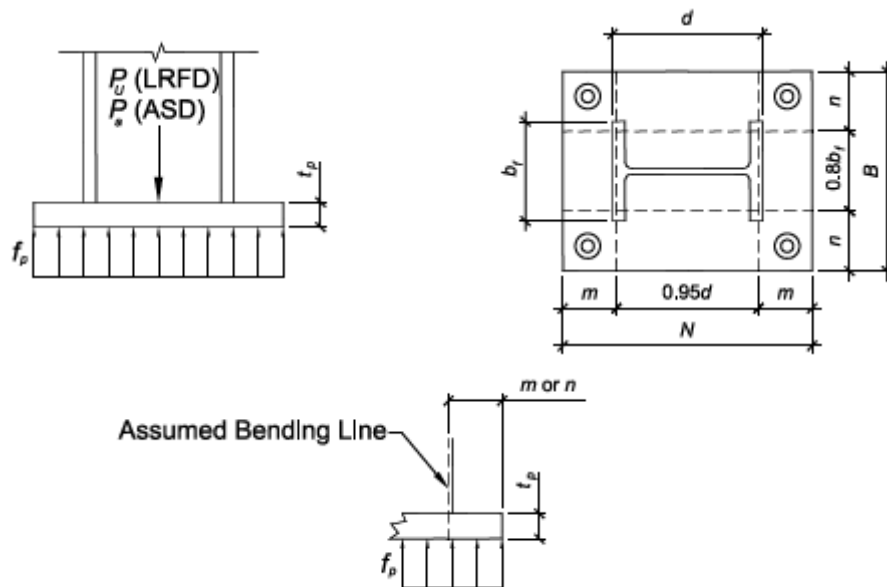


Figura 1: Distribución de presiones AISC

Cuando se introducen momentos pequeños, la presión deja de ser uniforme, volviéndose lineal. Aparece un gradiente de compresión y tracción, donde la compresión es soportada por el concreto y la tracción por los pernos de anclaje. Un posible modo de falla en este caso es la rotura por tracción de los pernos o su arrancamiento del concreto si el anclaje no está bien dimensionado. También puede fallar el concreto por conificación o rotura por fisuración radial en torno a los pernos.

En presencia de grandes momentos, la situación es más crítica. La presión bajo la placa puede volverse parcial (distribución triangular) o incluso producir uplift, donde parte de la placa se separa del concreto. En estos casos, los pernos de anclaje soportan la mayor parte de la carga de tracción. Si no están adecuadamente diseñados, puede ocurrir falla por:

- Tracción excesiva del perno,
- Fluencia por flexión de la placa base en la interfaz de apoyo
- Fluencia de la placa base en la interfaz de tracción
- Aplastamiento de la placa bajo la arandela del perno
- Falla por deslizamiento del anclaje dentro del concreto.

El diseño se relaciona con la excentricidad equivalente e , igual al momento M_u , dividido entre la fuerza axial de la columna P_u . Para excentricidades pequeñas (pequeños momentos), la fuerza axial es resistida únicamente por el apoyo. Para excentricidades

grandes (grandes momentos), es necesario utilizar varillas de anclaje. La definición de excentricidades pequeñas y grandes está basada en el supuesto de una tensión de apoyo uniforme.

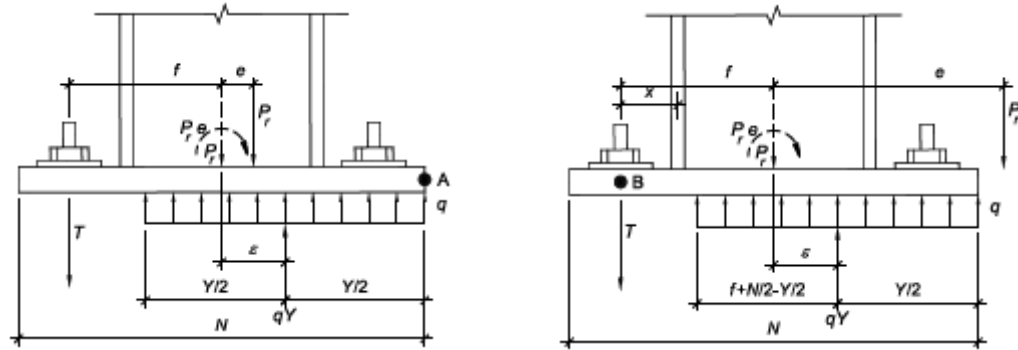


Figura 2:Pequeños y grandes momentos AISC

El corte es otro componente fundamental. Cuando no se usan elementos mecánicos (como placas de corte o aspas de corte), se suele asumir que la fricción entre la base de la placa y la cimentación resiste el corte. Este supuesto es válido cuando hay carga axial significativa. Sin embargo, en casos donde el axial es bajo o se anticipan acciones dinámicas (como sismos), deben incorporarse dispositivos mecánicos para evitar falla por deslizamiento. El corte también puede inducir punzonamiento del concreto o desgarramiento del perno. Una forma de que la conexión resista las fuerzas de corte actuantes es usando el contrapiso como elemento resistente.

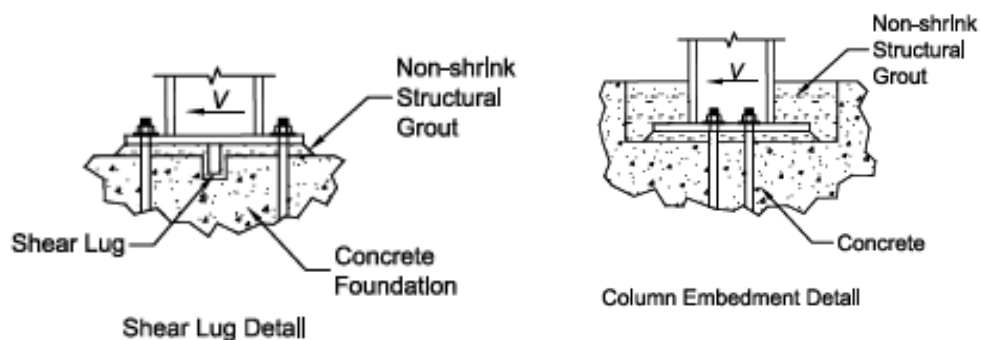


Figura 3:Mecanismos de corte AISC

Finalmente, la Guía AISC identifica modos combinados de falla, como la interacción entre flexión y tracción en los pernos, o la interacción entre corte y tracción, que deben evaluarse mediante combinaciones de carga y ecuaciones de interacción específicas.

La selección adecuada del tipo de placa base (rígida, flexible o con rigidizadores), la disposición geométrica de los pernos, y la correcta determinación de las longitudes de anclaje y arandelas son factores clave para evitar estos modos de falla y garantizar una conexión segura y eficiente.

2.2.3 Diseño de placas base de acuerdo con el método de líneas de rotura

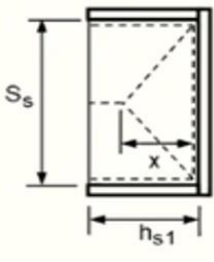
Este método se basa en el comportamiento observado en simulaciones de elementos finitos, lo que sugiere que la resistencia máxima de la unión está controlada por diferentes estados límite asociados a distintos mecanismos de colapso. En este sentido, los métodos de diseño actuales no permitían reproducir con precisión la resistencia a la flexión, lo que a menudo resulta en diseños conservadores que excluyen las configuraciones de placas base con rigidizadores, frecuentes y necesarias en la práctica profesional [25].

En este método, la resistencia a la flexión se obtiene de la aplicación de la teoría de las líneas de fluencia, aplicando un equilibrio entre el trabajo de las fuerzas externas y el trabajo de las fuerzas internas que se producen en los diferentes mecanismos de colapso [26]. Se han desarrollado expresiones parametrizadas para calcular la resistencia a flexión de la placa en función de cada mecanismo de fallo y la configuración el anclaje de la placa como se puede ver en las siguientes imágenes.

Este método considera los siguientes estados límite:

- Flexión de la plancha en la interfaz de compresión.

$$x = \frac{-S_s^2 + S_s \sqrt{S_s^2 + 12h_{s1}^2}}{4h_{s1}};$$

$$M_P = f_p \frac{(3S_s h_{s1} - S_s x)}{12 \left(\frac{4h_{s1}}{S_s} + \frac{S_s}{x} \right)}$$


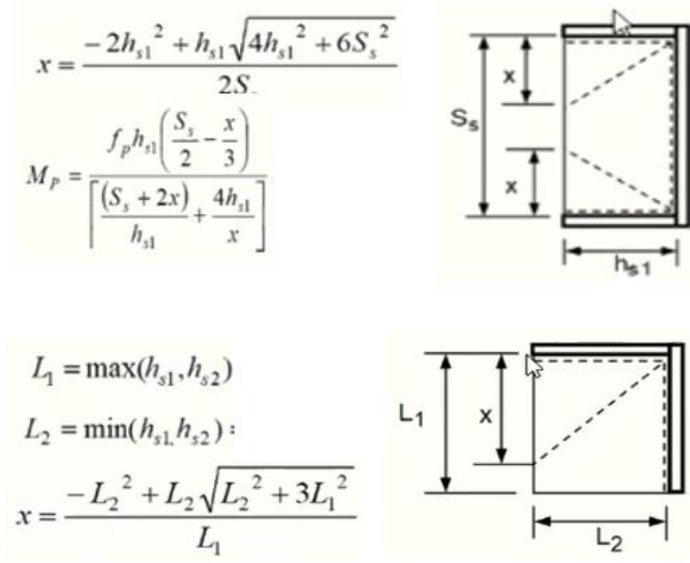


Figura 4: Líneas de rotura para interfaz a compresión [27]

- Flexión de la plancha en la interfaz de tracción.

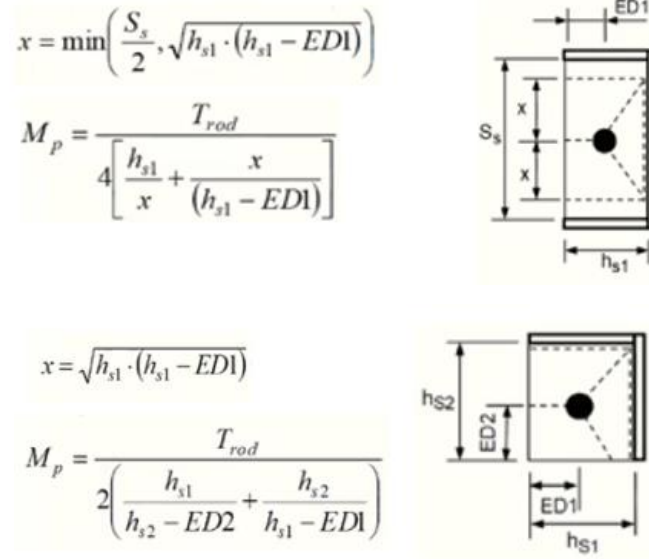


Figura 5: Líneas de rotura interfaz a tracción [27]

- Fluencia en flexión de rigidizador
- Fluencia en corte de rigidizador.
- Pandeo por compresión de rigidizador

- Cedencia en flexión (sección k-k)

$$\phi M_n \geq M_u = R_u S$$

$$M_n = F_y Z = F_y \frac{a^2 t_s}{4} \longrightarrow t_s \geq \frac{4 R_u S}{\phi F_y a^2}$$

- Cedencia en corte (sección j-j)

$$\phi V_n \geq V_u = R_u \sin(\theta) \quad \phi = 1$$

$$V_n = 0.60 F_y t_s b'$$

- Cedencia en corte (sección k-k)

$$\phi V_n \geq R_u \quad \phi = 1$$

$$V_n = 0.60 F_y t_s a$$

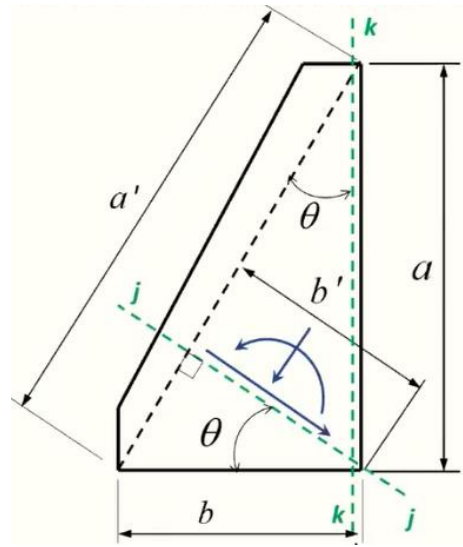


Figura 6: Planos de falla cartelas-líneas de rotura

2.2.4 Diseño método de elementos finitos

El uso de software como especializado IDEA StatiCa Connection representa una herramienta poderosa y versátil, especialmente en el análisis detallado de placas base sometidas a combinaciones complejas de carga. A diferencia de los métodos tradicionales como los propuestos por la AISC Design Guide 1 [1] o el Eurocódigo 3 [2] que requieren suposiciones simplificadas sobre el comportamiento de las conexiones, estos softwares permiten modelar, analizar y optimizar placas base mediante un enfoque basado en elementos finitos no lineales y el método de componentes (Component-Based Finite Element Method, CBFEM) [3].

Uno de los principales beneficios es su capacidad para analizar la interacción real entre todos los componentes de una conexión: la placa base, los pernos de anclaje, el hormigón de apoyo, los perfiles de acero y las soldaduras [4]. Para lograr resultados precisos, es esencial definir adecuadamente varios parámetros clave, como la geometría del perfil (HEB, IPE, tubos, etc.), el espesor y dimensiones de la placa, la cantidad, diámetro y distribución de los pernos, la longitud de anclaje embebido, el tipo de apoyo (rígido o semirrígido), y las condiciones de carga, que pueden incluir axial, momentos flectores y corte, tanto estáticos como sísmicos [5].

La aplicación del método de elementos finitos permite verificar zonas plásticas, tensiones en la placa, distribución de esfuerzos en los pernos, presiones en el hormigón de apoyo, deformaciones en los elementos, lo que facilita la toma de decisiones para reforzar o

redimensionar la conexión si algún componente está sobre demandado.

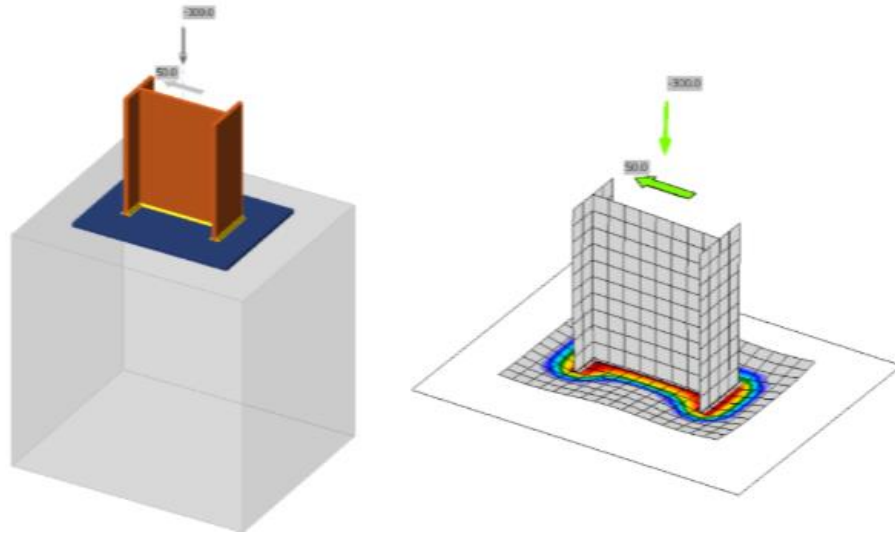


Figura 7: Modelo genérico de elementos finitos para placas base

2.2.5 Cargas y combinaciones

En zonas de alta sismicidad, como se indica en AISC 341-16 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) y la AISC Design Guide 1 (Base Plate and Anchor Rod Design), el diseño de placas base debe considerar combinaciones de carga específicas que incorporen efectos sísmicos, y en algunos casos, factores de sobre-resistencia para asegurar que los elementos de conexión, como placas base y anclajes, no fallen antes que los elementos estructurales principales.

Combinaciones de carga LRFD según ASCE 7-16 (Capítulo 2):

Las combinaciones que incluyen efectos sísmicos son:

1. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
2. $0.9D \pm 1.0E$ (casos donde la carga muerta estabiliza, como en levantamiento)

En diseño sismorresistente, algunos elementos no deben fallar antes de que se formen mecanismos plásticos en los marcos resistentes, como:

- Placas base
- Anclajes de placas base
- Conectores de columna

Para estos elementos críticos para la estabilidad, se requiere el uso de la fuerza sísmica amplificada por el factor de sobrerresistencia (Ω_0).

Según AISC 341-16, Sección D2.4, las conexiones deben diseñarse para una fuerza sísmica igual a:

$$E = \Omega_0 \cdot E_{\text{nominal}}$$

Combinaciones con Ω_0 (AISC 341 y ASCE 7):

1. $1.2D + 1.0L + \Omega_0 \cdot E$
2. $0.9D \pm \Omega_0 \cdot E$

Estas combinaciones se utilizan cuando la placa base forma parte del sistema resistente a sismos, especialmente cuando:

- La conexión es parte de un marco resistente a momento (SMF, IMF, OMF),
- Hay levantamiento por momentos o cortantes sísmicos,
- Se desea garantizar una conexión "fuera del mecanismo", es decir, que no falle antes que la columna.

2.2.6 Materiales

La especificación del American Institute of Steel Construction (AISC) establece una variedad de materiales estructuralmente adecuados para el diseño de placas base y varillas de anclaje. En función de factores como el costo y la disponibilidad local, se recomiendan los materiales indicados en la siguiente Tabla.

Tabla 1: Materiales de pernos

Material ASTM		Tensile Strength, F_u (ksi)	Nominal Tensile Stress, ^[a] $F_{nt} = 0.75F_u$ (ksi)	Nominal Shear Stress (X type), ^[a, b] $F_{nv} = 0.50F_u$ (ksi)	Nominal Shear Stress (N type), ^[a, c] $F_{nv} = 0.40F_u$ (ksi)	Maximum Diameter, in.
F1554	Gr 36 ^[d]	58	43.5	29.0	23.2	4
	Gr 55	75	56.3	37.5	30.0	4
	Gr 105	125	93.8	62.5	50.0	3
A449		120	90.0	60.0	48.0	1
		105	78.8	57.5	42.0	1½
		90	67.5	45.0	36.0	3
A36		58	43.5	29.0	23.2	4
A307		58	43.5	29.0	23.2	4
A354 Gr BD		150	112	75.0	60.0	2½
		140	105	70.0	56.0	4
^[a] Nominal stress on unthreaded body for cut threads (based on major thread diameter for rolled threads) ^[b] Threads excluded from shear plane ^[c] Threads included in the shear plane ^[d] Preferred material specification						

En general, se especifica el uso de acero ASTM A36 para la fabricación de placas base, salvo que se confirme la disponibilidad de un grado alternativo antes del diseño

definitivo. El acero ASTM A36 es ampliamente disponible en el mercado y puede ser fácilmente cortado a partir de placas de stock, lo que lo convierte en una opción económica y eficiente para la mayoría de los proyectos. El empleo de aceros de alta resistencia es necesario cuando el incremento en el espesor de la placa no permite alcanzar la capacidad estructural requerida de forma efectiva.

Durante la etapa de diseño, es recomendable estandarizar los tamaños de las placas base con el fin de optimizar los procesos de adquisición y corte del material. Además, en el diseño de conexiones, debe considerarse que el costo del material suele ser inferior al de la mano de obra. En consecuencia, en muchas situaciones es preferible emplear placas más gruesas en lugar de introducir refuerzos adicionales, siempre que se mantenga la capacidad estructural requerida.

Una excepción a esta estrategia puede encontrarse en el diseño de bases resistentes a momentos, en donde se requieren configuraciones específicas para resistir grandes solicitaciones de momento flector.

Finalmente, es común que las placas base de columnas tengan forma cuadrada, lo que facilita su adaptación a cimentaciones también cuadradas y a patrones típicos de disposición de varillas de anclaje. No obstante, pueden presentarse excepciones en columnas adyacentes a muros o en bases diseñadas para resistir momentos, donde se requieren formas geométricas distintas.

La especificación preferida para varillas de anclaje estructurales es la norma ASTM F1554, siendo el Grado 36 el más común por su disponibilidad y resistencia adecuada para aplicaciones generales. La disponibilidad de grados alternativos debe confirmarse antes de su especificación.

El Grado 55 se recomienda cuando existen grandes esfuerzos de tracción, como en conexiones a momento o por levantamiento. El Grado 105, de alta resistencia, debe emplearse solo cuando no sea posible alcanzar la capacidad requerida con varillas de mayor diámetro en grados menores.

Por defecto, las varillas se suministran con rosca unificada gruesa (UNC) y tolerancia Clase 2a. Aunque ASTM F1554 permite tuercas hexagonales estándar, se recomienda usar tuercas de alta resistencia, como las ASTM A563 Grado A o DH, especialmente en placas base con orificios grandes.

La norma permite varillas rectas, dobladas o con cabeza. En diámetros menores a 1", a veces se emplean cabezas forjadas en caliente, aunque las varillas roscadas con tuerca son

más comunes. Las varillas tipo gancho, ampliamente usadas en el pasado, ofrecen menor resistencia a la extracción y hoy en día se no se recomiendan. Se recomienda limitar el dispositivo de anclaje a una tuerca pesada o una cabeza.

El uso de arandelas de placa no incrementa la resistencia a la extracción y puede interferir con el refuerzo o la consolidación del concreto. Sin embargo, en casos con varillas de alta resistencia o riesgo de explosión del concreto, su uso puede ser justificado, siempre que se realicen los cálculos necesarios y se verifique su compatibilidad con el armado y el vaciado.

Tabla 2: Tamaño de pernos recomendados

Anchor Rod Diameter, in.	Hole Diameter, in.	Min. Washer Dimension, in.	Min. Washer Thickness, in.
$\frac{3}{4}$	$1\frac{5}{16}$	2	$\frac{1}{4}$
$\frac{7}{8}$	$1\frac{9}{16}$	$2\frac{1}{2}$	$\frac{5}{16}$
1	$1\frac{13}{16}$	3	$\frac{3}{8}$
$1\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{8}$	3	$\frac{1}{2}$
$1\frac{1}{2}$	$2\frac{5}{8}$	$3\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$
$1\frac{3}{4}$	$2\frac{3}{4}$	4	$\frac{5}{8}$
2	$3\frac{1}{4}$	5	$\frac{3}{4}$
$2\frac{1}{2}$	$3\frac{1}{4}$	$5\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$
Notes: 1. Circular or square washers meeting the size shown are acceptable. 2. Adequate clearance must be provided for the washer size selected. 3. See discussion below regarding the use of alternate $1\frac{1}{8}$ -in. hole size for $\frac{3}{4}$ -in.-diameter anchor rods, with plates less than $1\frac{1}{4}$ in. thick.			

CAPÍTULO III MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de Investigación

La investigación es de tipo descriptivo y experimental. Se considera descriptiva al determinar geometría, tipos de materiales, tipos de casos analizar y definición de parámetros a emplear en las simulaciones, así como los comportamientos expresados con relación a: fuerza, deformación, rotación. Experimental al elaborar hojas de cálculo para diseño, así como el modelado por elementos finitos de las dos opciones de placas base mediante el software ingenieril.

3.2. Población o muestra:

No aplica debido a que se analiza toda la población que son dos tipos de conexión una por método AISC y otra por el método de línea de fluencia y al mismo tiempo estas se analizan por elementos finitos.

3.3. Hipótesis

El método de líneas de fluencia permite realizar diseños de placas base que optimizan el material con relación al método del AISC.

3.4. Recolección de la Información:

La recolección de la información para la presente investigación se realizó mediante los siguientes instrumentos:

Revisión de registros existentes: A este tipo de recolección de información le corresponde a Libros, guías de diseño, normativas nacionales e internacionales incluyendo en este apartado los códigos internacionales de la construcción; como la normativa AISC (American Institute of Steel Construction), ASCE (American Society of Civil Engineers) y en especial el análisis de documentos publicados en revistas científicas sobre ensayos experimentales y simulaciones de los dos métodos abordados para el diseño de placas base.

3.5. Procesamiento de la información

Se procesó la información mediante hojas de cálculo y software ingenieril especializado en MEF (Método de Elementos Finitos).

Para el procesamiento de la información se elaboró tablas y graficas en base a los resultados obtenidos con las componentes de esfuerzo y deformación. De igual manera mediante tablas se tabulo las cargas, tamaños y desplazamientos de la conexión. Además figuras que ilustran el comportamiento y la concentración de esfuerzos en los elementos de la conexión.

3.6. Desarrollo del trabajo

El desarrollo del trabajo se formuló en tres fases en base a cada uno de los objetivos planteados en la investigación. A continuación, se representa el desarrollo de cada objetivo específico con su fase:

3.6.1 Primera Fase

Dentro de esta fase se realizó el modelo matemático de un edificio de cuatro pisos cuyo uso es para residencias, el edificio es un sistema dual formado de pórticos especiales a momento y muros de concreto armado en ambas direcciones, en el sentido horizontal hay 2 muros de concreto armado de 1.50x0.4 m y dos muros en el sentido vertical de 1.25 x0.4 m como se puede ver en la siguiente imagen, las luces de los vanos variaron entre 4 y 5 m de luz ,la altura de entrepiso fue de 3 m.

Tabla 3: Dimensiones de elementos usados

Elemento	Altura (mm)	Ancho de ala (mm)	Espesor alma (mm)	Espesor ala (mm)
Columna	450	250	14	22
Viga principal	360	170	8	12
Viga secundaria	200	120	4	6

Las columnas, vigas principales y vigas secundarias son perfiles en forma de I, específicamente las columnas y vigas principales son perfiles de ata ductilidad que cumplen con los requisitos del AISC 341-16, en el modelo se ha asegurado que todas las

vigas principales tengan apoyo lateral para que pueden desarrollar el momento plástico, las vigas secundarias fueron diseñadas como elementos compuestos considerando la acción de una losa de placa colaborante de 6 cm de espesor del concreto sobre la lámina metálica de 5cm. Las cargas consideradas para el análisis fueron las siguientes:

Simbología	Carga Muerta (Ton/m ²)	
Dead	Peso propio de losa+viga	Programa
CMA	Instalaciones varias	0.04
CMA	Cielo falso	0.02
CMA	Terminado piso	0.10
CMA	Mampostería	0.30
	TOTAL ENTREPISO	0.46

Simbología	Carga Viva (Ton/m ²)	
Live	Cubierta inaccesible	0.10
Live	Departamentos	0.20

Tabla 4: Cargas consideradas en modelo

Para el análisis sísmico se consideró como lugar de construcción Quito y los siguientes factores para crear el espectro de diseño.

Tabla 5: Parámetros sísmicos para modelo

Parámetros para diseño sísmico	
r=	1.00
Fa=	1.20
Fd=	1.19
Fs=	1.28
R=	6.00
ØP=	0.90
ØE=	1.00
n=	2.48
Z=	0.40
I=	1.00

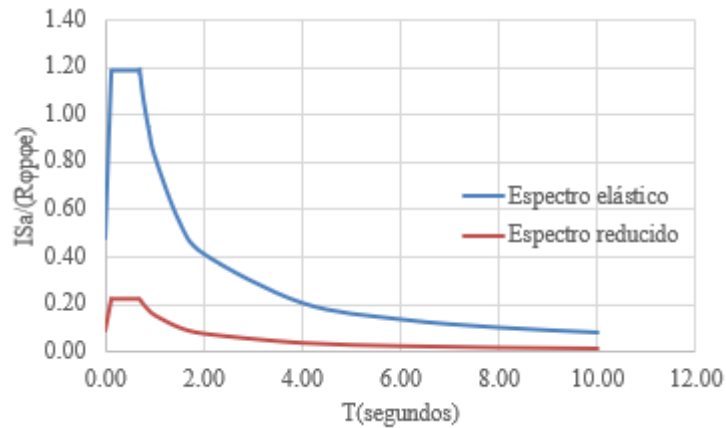


Figura 8: Espectro elástico y reducido para diseño

Como parte de las revisiones que se hicieron al modelo se mencionan las siguientes:

- Derivas laterales < 0.02 .
- Índice de estabilidad.
- Comportamiento dinámico y masas participativas.
- Ajuste del cortante basal.
- Diseño de elementos por flexión, corte, flexo compresión.
- Criterio de columna fuerte viga débil.
- Deflexiones.
- Aceleraciones de entrepiso.

El objetivo de esta etapa no fue realizar el diseño de la superestructura, sin embargo, la revisión de estas condiciones nos permitió que el modelo a través del cual estimaremos las cargas para el diseño de las placas base siga el procedimiento general de cualquier diseño, de esta manera las cargas son representativas.

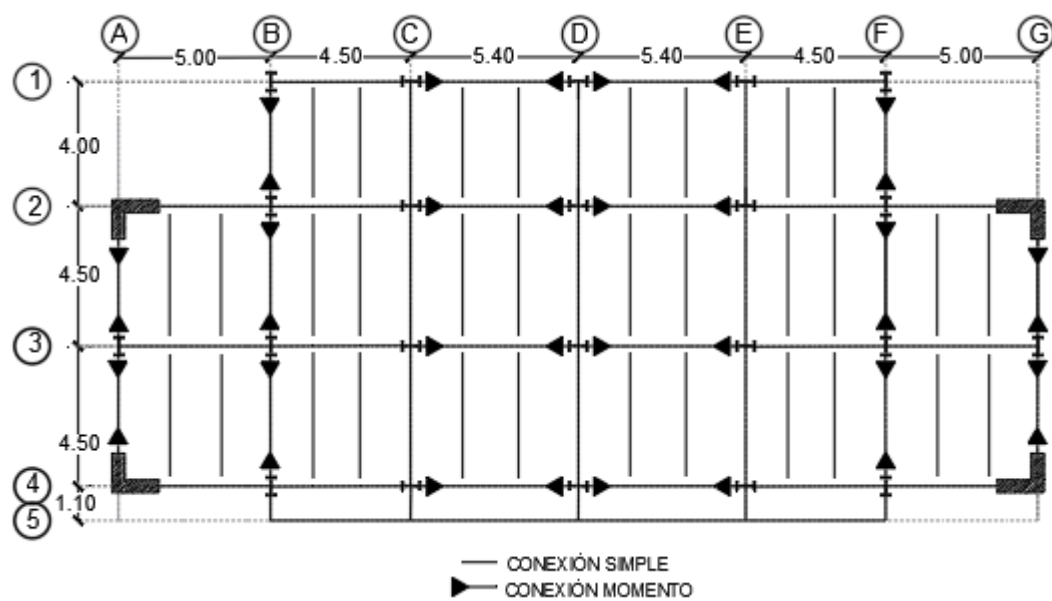


Figura 9: Vista en planta de edificio

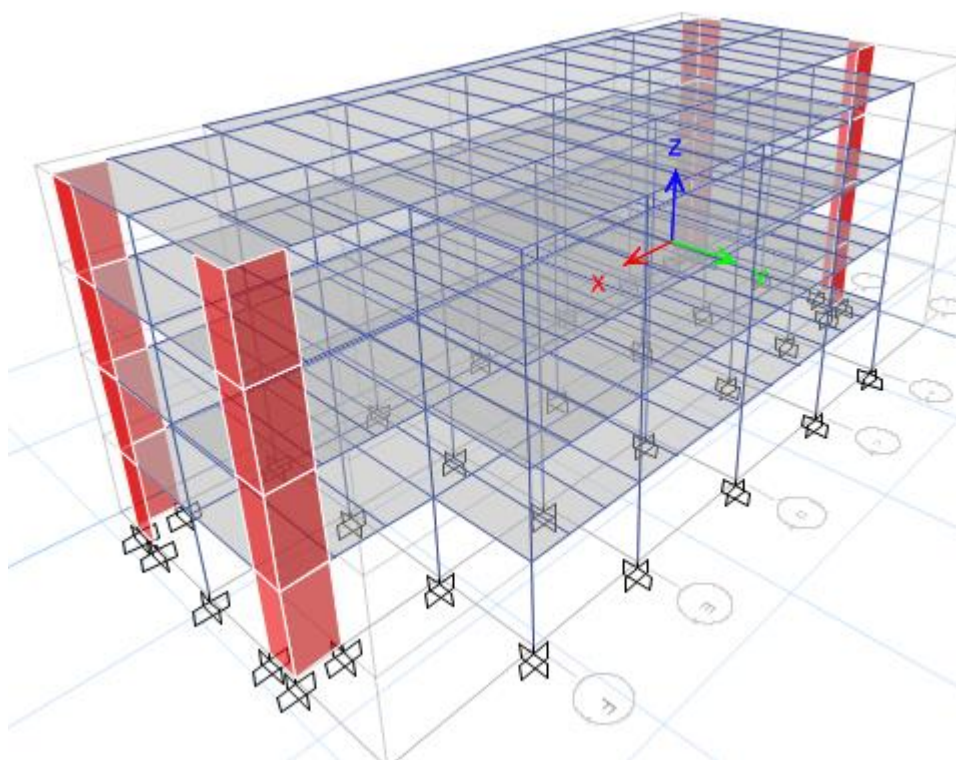
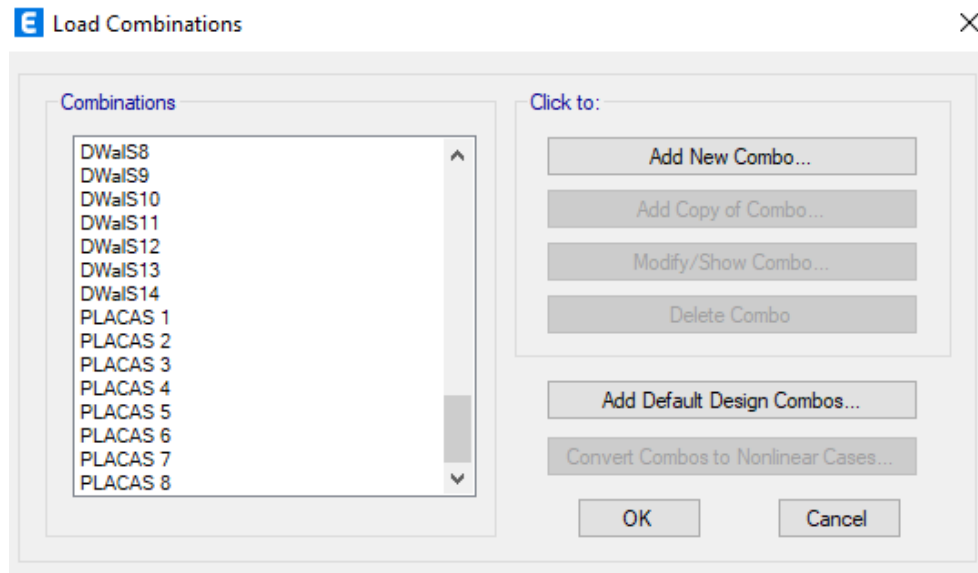


Figura 10: Vista 3D de modelo

3.6.2 Segunda Fase

Una vez configurado el modelo se procedió a crear 8 combinaciones de carga para el diseño de la cimentación (Combinaciones Placas), las cuales incluyen el factor de sobre resistencia para los casos de carga sísmica.



Load Combination Data

General Data

Load Combination Name:

Combination Type:

Notes:

Auto Combination:

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1.2
CMA	1.2
Live	0.5
SDX	3

Figura 11: Combinaciones de carga para análisis de placas

Para cada nudo de la base que simula la condición de empotramiento se obtuvo los valores de carga axial, fuerza cortante y momento que actúa en cada dirección. Se analizaron los valores de carga axial y momento último que actúan en las 22 placas, para establecer elementos tipo en base a sus solicitaciones, como elementos críticos se consideraron aquellas combinaciones que producen menor carga axial y mayor momento al mismo tiempo.

TABLE: Joint Design Reactions										
Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-r	MY tonf-r	MZ tonf-r
Base	2	PLACAS 1	Combination	Max	0.5743	0.3228	20.094	1.6455	3.2106	0.0003
Base	2	PLACAS 5	Combination	Max	0.55	0.3784	14.4329	1.6583	3.1864	0.0003
Base	2	PLACAS 2	Combination	Max	0.5743	0.3228	20.094	1.6455	3.2106	0.0003
Base	2	PLACAS 3	Combination	Max	0.0969	9.2705	68.0662	34.8438	0.1957	0.0003
Base	2	PLACAS 4	Combination	Max	0.0969	9.2705	68.0662	34.8438	0.1957	0.0003
Base	2	PLACAS 6	Combination	Max	0.55	0.3784	14.4329	1.6583	3.1864	0.0003
Base	2	PLACAS 7	Combination	Max	0.0726	9.3261	62.4051	34.8566	0.1715	0.0003
Base	2	PLACAS 8	Combination	Max	0.0726	9.3261	62.4051	34.8566	0.1715	0.0003
Base	3	PLACAS 1	Combination	Max	8.3407	-0.0579	74.1405	0.1438	34.1232	0.0003
Base	3	PLACAS 5	Combination	Max	8.1259	-0.0325	61.9399	0.1247	33.9358	0.0003
Base	3	PLACAS 2	Combination	Max	8.3407	-0.0579	74.1405	0.1438	34.1232	0.0003
Base	3	PLACAS 3	Combination	Max	0.9774	0.522	39.5726	3.2174	1.8619	0.0003
Base	3	PLACAS 4	Combination	Max	0.9774	0.522	39.5726	3.2174	1.8619	0.0003
Base	3	PLACAS 6	Combination	Max	8.1259	-0.0325	61.9399	0.1247	33.9358	0.0003
Base	3	PLACAS 7	Combination	Max	0.7626	0.5474	27.372	3.1983	1.6745	0.0003
Base	3	PLACAS 8	Combination	Max	0.7626	0.5474	27.372	3.1983	1.6745	0.0003

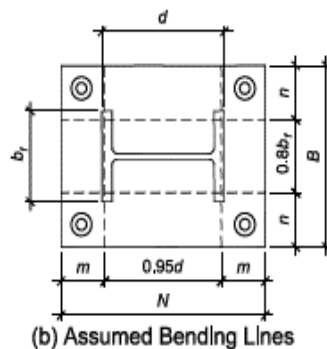
Figura 12: Valores de combinaciones de carga para análisis de placas

El diseño de los elementos se realizó mediante hojas electrónicas calibradas con el método del AISC, una vez obtenidas las dimensiones y la ubicación de las placas se seleccionó una placa interior y una periférica como muestra para comprobar su diseño con el método de líneas de roturas y posteriormente a través del método de elementos finitos:

PLACAS BASE (AISC DESIGN GUIDE 1)

Ingreso Pu (Kg)=	24050
Ingreso Mu (Kg-m)=	42360
Altura de columna metálica (cm)=	45
Ancho de columna metálica (cm)=	25
Fy placa (Kg/cm2)=	3500
F'c pedestal (Kg/cm2)=	240
Fu perno (Kg/cm2)=	5250
Vu columna (Kg)=	8870.0
Altura de contrapiso (cm)=	10
Zcolumna (cm3)	2931
Altura entrepiso libre (cm)	260

1.- CÁLCULO DEL TAMAÑO DE LA PLACA



m=n=distancia libre min (cm)	9
Largo N+2m (cm)=	63
Ancho B+2m (cm)=	43
N adoptado (cm)=	63
B adoptado (cm)=	43
Ø min perno (cm)	2.80
m real (cm)=	9.0
n real (cm)=	9.0
Npedestal (cm)=	87.6
Bpedestal (cm)=	67.6

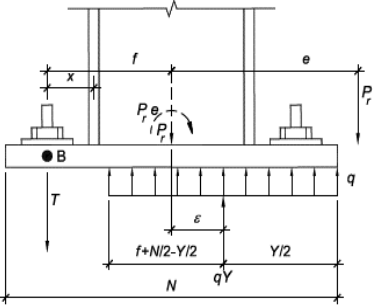
2.- CÁLCULO DE EXCENTRICIDADES

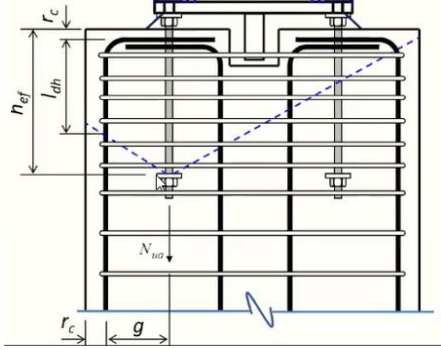
presión en el hormigón f_{pmax}

$$f_{p(max)} = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

A2 area pedestal (cm2)=	5921.76
A1 area placa (cm2)=	2709.00
Øc=	0.65
f_{pmax} (kg/cm2)=	196.05

$$q_{max} = f_{p(max)} \times B$$

$q_{max} \text{ (Kg/cm)} =$	8430.10
$e \text{ real (cm)} = M_u / P_u =$	176.13
$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$	
$e \text{ crítico (cm)} =$	30.07
condición a revisar cuando $e > e \text{ crítico}$	e > e crítico
$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e+f)}{q_{max}}$	
$f = N/2 - m/2 \text{ (cm)}$	27.00
$(f + N/2)^2 \text{ (cm}^2\text{)}$	3422.25
$2P_u(e+f)/q_{max} =$	1159.02
3.- CÁLCULO DE TENSION EN PERNO	BIEN
$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r(e+f)}{q_{max}}}$	
$T_u = qY - P_u$	
	
Figure 3.4.1. Base plate with large moment.	
Resolución de ecuación cuadrática	
$Y1 \text{ (cm)} =$	106.07
$Y2 \text{ (cm)} =$	10.93
$Y \text{ (cm)} =$	10.93
$T_u \text{ (Kg)} =$	68062.66
4.- Espesor de placa DE PLACA revisión para m y n	
$m \text{ (cm)} =$	10.13
If $Y \geq m$:	
$t_{p(req)} = 1.5m \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{F_y}}$	
If $Y < m$:	
$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(max)} Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}}$	
$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{BF_y}}$	
$tp1 \text{ req (cm)} =$	3.59
$X \text{ (cm)} =$	4.50
$tp2 \text{ (cm)} =$	3.01
$n \text{ (cm)} =$	9.63
$tp3 \text{ req (cm)} =$	3.42
$tp \text{ adoptado (cm)} =$	3.60
5.- DIAMETRO DE PERNO Y LONGITUD DE ANCLAJE	
Ingrese numero de pernos por cada lado n=	4

Tu/perno (Kg)=	17015.67	
Ø perno min (cm)	1.80	
Ø adoptado (cm)	2.80	
T perno (kg)=	18183.93	BIEN
$l_{dh} = \frac{0.075 \psi_e \lambda f_y d_b f_a}{\sqrt{f'_c}}$ $\lambda = 1 \quad \psi_e = 1 \quad f_a = 0.7$		
		
ldh (cm)=	37.36	
Longitud embebida hef (cm)	54	
Acero necesario en cara traccionada de pedestal para evitar arrancamiento del hormigón		
As pedestal=	21.61	
El refuerzo vertical del pedestal actúa como refuerzo del anclaje para evitar una falla por desprendimiento del concreto bajo una fuerza de tensión		
Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (ACI 318-14 -17.4.3)		
$\phi N_{pn} = \phi \cdot \Psi_{c,P} \cdot N_p \quad N_p = 8 A_{brg} f'_c$		
ΦNpn=	17015.67	
Np minimo=	24308.09	
Abrg (area de la rodela de anclaje)=	12.66	
Rodela cuadra ingrese ancho (cm)	6.00	
Abrg neta (cm2)=	29.84	BIEN
Np calculado=	57297.53	
ΦNpn calculado=	40108.27	BIEN
Interacción entre corte y tracción		

7.-DISEÑO POR CORTE

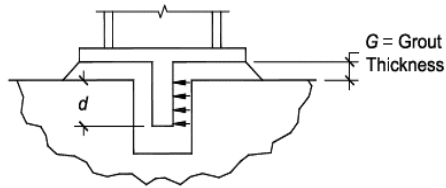


Figure 4.9.2. Shear lug depth.

A.- cálculo usando diente de corte

Cortante actuante (Kg)= 8870.00

Area req d (cm2)= 46.20

Ingrese ancho del diente b (cm)= 43.00

Altura de diente (cm) 1.07

se calcula el espesor del diente como si fuera un volado

G=espesor de grout (cm)= 4.00

Mt=V(G+d/2) (Kg-cm)= 40244.83

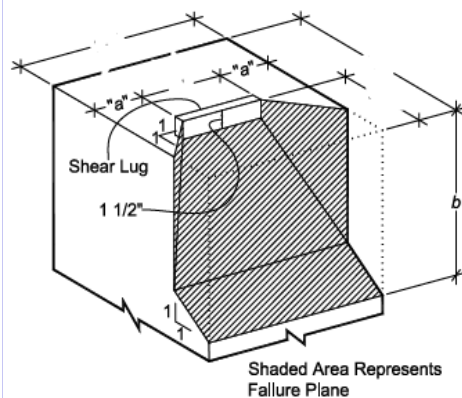
$$Z = \frac{bt^2}{4}$$

$$M_l = \phi F_y Z$$

t diente cm= 1.10

ancho del orificio (cm)= 2.20

revisión del concreto



Area de desgarre proyección elevación (cm2)= 3134.86

Øvconcreto (Kg)= 40066.2

usar soldadura de filete

Ancho soldadura filete (cm) W= **1**

S= 1.77

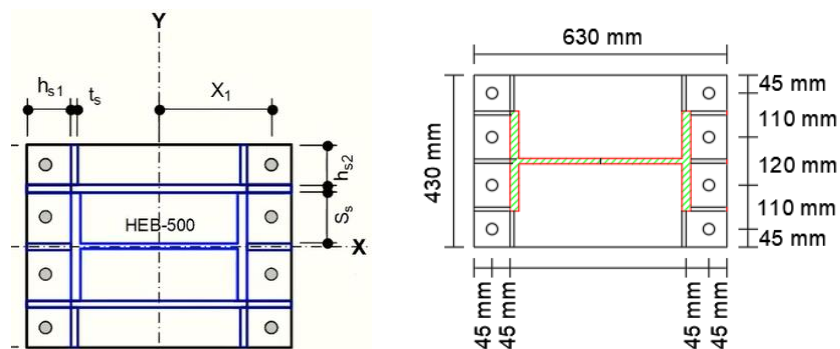
Calculo fuerzas de diseño por unidad de longitud de soldadura

Figura 13:Análisis de placa base por método de AISC

DISEÑO PLACA BASE RIGIDIZADA LINEAS DE ROTURA

Ingrese Pu (Kg)=	24050.0
Ingrese Mu (Kg-m)=	42360.0
Altura de columna metálica (cm)=	45.0
Ancho de columna metálica (cm)=	25.0
Fy placa (Kg/cm2)=	3500
F'c pedestal (Kg/cm2)=	240
Fu perno (Kg/cm2)=	5250
Vu columna (Kg)=	17610.0
Altura de contrapiso (cm)=	10
Zcolumna (cm3)	2931
Altura entrepiso libre (cm)	260

1.- GEOMETRÍA DE PLACA PROPUESTA



hs1 (cm)=	9.0
ts (cm)=	1.0
hs2 (cm)=	9.0
Ss (cm)=	11.5
X1 (cm)=	27.0

2.- CÁLCULO ESPESOR DE PLACA BASE (MÉTODO LINEAS DE ROTURA)

2.1 Flexión de la plancha en la interfaz de compresión

Patron Lineas de fluencia 1

$$x = \frac{-2h_{s1}^2 + h_{s1}\sqrt{4h_{s1}^2 + 6S_s^2}}{2S_s}$$

$$M_p = \left[\frac{f_p h_{s1} \left(\frac{S_s}{2} - \frac{x}{3} \right)}{\left(\frac{S_s + 2x}{h_{s1}} + \frac{4h_{s1}}{x} \right)} \right]$$

X (cm)=	6.04
m =n=distancia libre min (cm)	9
Largo N+2m (cm)=	63
Ancho B+2m (cm)=	43
N adoptado (cm)=	63
B adoptado (cm)=	43
Ø min perno (cm)	2.80
m real (cm)=	9.0
n real (cm)=	9.0
Npedestal (cm)=	87.6
Bpedestal (cm)=	67.6

$$f_{p(max)} = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

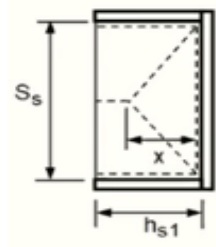
A2 area pedestal (cm2)=	5921.76
A1 area placa (cm2)=	2709.00
Øc=	0.65
fpmax (kg/cm2)=	196.05
$q_{max} = f_{p(max)} \times B$	
qmax (Kg/cm)=	8430.10
e real (cm)=Mu/Pu=	176.13

Mp Kg m/m=	768.41
------------	--------

Patron Lineas de fluencia 2

$$x = \frac{-S_s^2 + S_s \sqrt{S_s^2 + 12h_{s1}^2}}{4h_{s1}}$$

$$M_p = f_p \frac{(3S_s h_{s1} - S_s x)}{12 \left(\frac{4h_{s1}}{S_s} + \frac{S_s}{x} \right)}$$



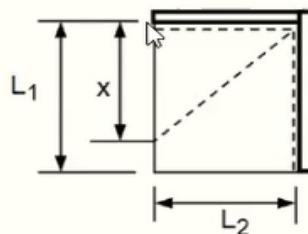
x (cm)=	6.94
Mp (Kg m/m)=	787.23

Patron Lineas de fluencia 3

$$L_1 = \max(h_{s1}, h_{s2})$$

$$L_2 = \min(h_{s1}, h_{s2})$$

$$x = \frac{-L_2^2 + L_2 \sqrt{L_2^2 + 3L_1^2}}{L_1}$$



L1 (cm)=	9.00
L2 (cm)=	9.00
X (cm)=	9.00
Mp (Kg m/m)=	1323.33

2.2 Flexión de la plancha en la interfaz de tracción

e real (cm)=Mu/Pu=	176.13
--------------------	--------

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$

e crítico (cm)=	30.07	e>e crítico
condición a revisar cuando e>e crítico		

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e+f)}{q_{max}}$$

f= N/2-m/2 (cm)	27.00
(f+N/2)^2 (cm2)	3422.25
2Pu(e+f)/qmax=	1159.02 BIEN

calculo de la tensión en el perno

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r(e+f)}{q_{max}}}$$

$$T_u = qY - P_u$$

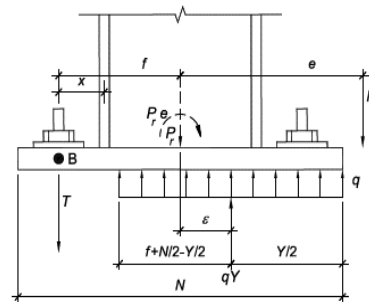


Figure 3.4.1. Base plate with large moment.

Resolución de ecuación cuadrática

Y1 (cm)=	106.07
Y2 (cm)=	10.93
Y (cm)=	10.93
Tu (Kg)=	68062.66

Ingrese numero de pernos por cada lado n=

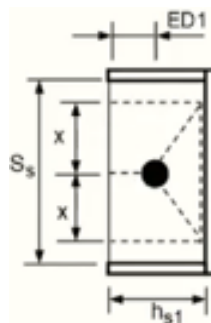
4

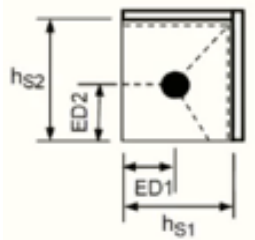
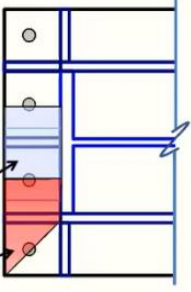
Tu/perno (Kg)=	17015.67
----------------	----------

lineas de rotura 4

$$x = \min\left(\frac{S_s}{2}, \sqrt{h_{s1} \cdot (h_{s1} - ED1)}\right)$$

$$M_p = \frac{T_{rod}}{4 \left[\frac{h_{s1}}{x} + \frac{x}{(h_{s1} - ED1)} \right]}$$



ED1 (cm)=	4.50
X=	5.75
Mp (Kg m/m)=	1496.28
líneas de rotura 5	
$x = \sqrt{h_{s1} \cdot (h_{s1} - ED1)}$ $M_p = \frac{T_{rod}}{2 \left(\frac{h_{s1}}{h_{s2} - ED2} + \frac{h_{s2}}{h_{s1} - ED1} \right)}$	
	
ED2 (cm)=	4.50
X (cm)=	6.36
Mp (Kg m/m)=	2126.96
Mp diseño=	2126.96
	
tp requerido (cm)=	1.64
tp adoptado (cm)=	1.80
σplaca Kg/cm2=	2918

3.- Diseño de los rigidizadores

Esfuerzo de reacción en el concreto f_p max (Kg/cm²)

196.05

$$M_p = f_{pl} \times \frac{l^2}{2} = t p^2 \times \frac{F_y}{4}$$

Esfuerzo que resiste la plancha sin rigidizadores f_{pl} (Kg/cm²)

70.00

Esfuerzo que deben tomar los rigidizadores f_{st} (Kg/cm²)

126.05

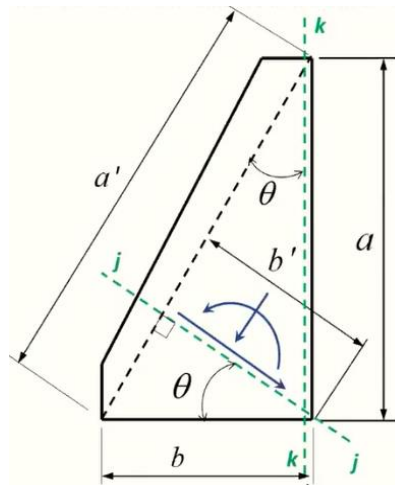
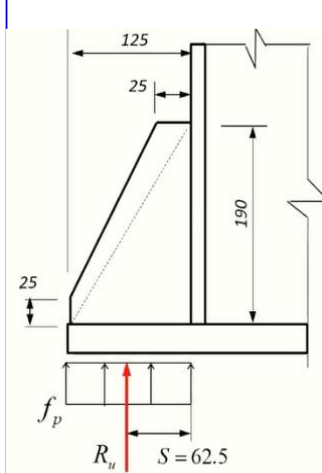
Area tributaria del rigidizador mas solicitado (cm²)=

103.50

$$R_u = A_t \times f_{st}$$

Fuerza de diseño R_u (Kg)=

13046.06



Revisión de cendencia en flexión (sección K-K)

$$\phi M_n \geq M_u = R_u S$$

$$M_n = F_y Z = F_y \frac{a^2 t_s}{4}$$

$$t_s \geq \frac{4 R_u S}{\phi F_y a^2}$$

Altura rigidizador a(cm)

15.00

s (cm)=

4.50

ts (cm)=

0.33

Espesor seleccionado ts (cm)

1.00

Revisión a corte (sección k-k)

$$\phi V_n \geq R_u \quad \phi = 1$$

$$V_n = 0.60 F_y t_s a$$

ϕV_n (kg)=

31500.00 BIEN

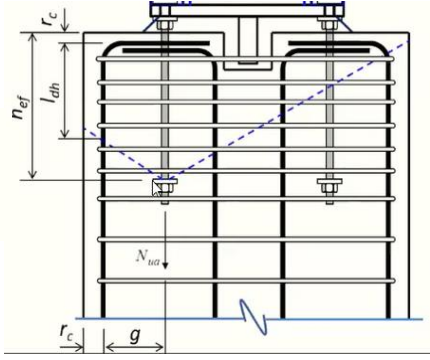
Fluencia en corte (sección j-j)

$$\phi V_n \geq V_u = R_u \sin(\theta) \quad \phi = 1$$

$$V_n = 0.60 F_y t_s b'$$

$$\tan(\theta) = \frac{b}{a}$$

$$a' = \frac{a}{\cos(\theta)} \quad b' = a \times \sin(\theta)$$

$\theta =$	0.54
V_u (Kg)=	6712.14
b' (cm)=	7.72
ϕV_n (kg)=	16206.62 BIEN
Tension crítica de pandeo	
$F_{cr} = QF_y$	
a' (cm)=	17.49
$\lambda =$	3.47
$Q =$	1.00
Fcr (Kg/cm2)=	3500.00
Interacción Nu-Mu (sección j-j)	
$I = \frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1.0$ $N_u = R_u \cos(\theta)$ $M_u = R_u S - N_u (b'/2)$	
N_u (Kg)=	11186.91
M_u (Kg-cm)=	15540.16
$\phi N_n =$	24309.92
$\phi M_n =$	46902.57
I < 1 =	0.79 BIEN
Espesor de soldadura (cm)	0.80
$\phi F_w =$	37414.44
D/C =	0.35
LONGITUD DE ANCLAJE	
Ø adoptado (cm)	2.80
T_{perno} (kg)=	18183.93 BIEN
$l_{dh} = \frac{0.075 \psi_e \lambda f_y d_b f_a}{\sqrt{f_c}}$ $\lambda = 1 \quad \psi_e = 1 \quad f_a = 0.7$ 	
l_{dh} (cm)=	37.36
Longitud embebida hef (cm)	54.16
Acero necesario en cara traccionada de pedestal para evitar arrancamiento del hormigón	

As pedestal= 21.61
 El refuerzo vertical del pedestal actúa como refuerzo del anclaje para evitar una falla por desprendimiento del concreto bajo una fuerza de tensión

Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (ACI 318-14 -17.4.3)

$$\phi N_{pn} = \phi \cdot \Psi_{c,p} \cdot N_p \quad N_p = 8 A_{brg} f'_c$$

ΦN_{pn} = 17015.67

Np minimo= 24308.09

Abrg (area de la rodela de anclaje)= 12.66

Rodela cuadra ingrese ancho (cm) 6.00

Abrg neta (cm2)= 29.84 BIEN

Np calculado= 57297.53

ΦN_{pn} calculado= 40108.27 BIEN

Interacción entre corte y tracción

7.-DISEÑO POR CORTE

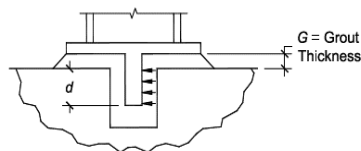


Figure 4.9.2. Shear lug depth.

A.- cálculo usando diente de corte

Cortante actuante (Kg)= 17610.000

Area req d (cm2)= 91.72

Ingreso ancho del diente b (cm)= 43.00

Altura de diente (cm) 2.13

se calcula el espesor del diente como si fuera un volado

G=espesor de grout (cm)= 4.00

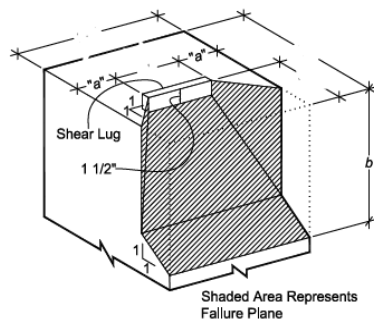
Mt=V(G+d/2) (Kg-cm)= 89221.01

$$Z = \frac{bt^2}{4} \quad M_l = \phi F_y Z$$

t diente cm= 1.70

ancho del orificio (cm)= 3.40

revisión del concreto



Area de desgarre proyección elevación (cm2)= 3115.62

Øvconcreto (Kg)= 39820.3

usar soldadura de filete

Ancho soldadura filete (cm) W= 1.4

S= 2.63

Calculo fuerzas de diseño por unidad de longitud de soldadura

Figura 14: Análisis de placa por método de líneas de rotura

Una vez obtenidas las dimensiones de los elementos a través de hojas de cálculo se procedió a analizar por el método de elementos finitos, se usó la versión de prueba de un software comercial especializado en el diseño de conexiones, como datos se ingresaron el tipo de material y dimensiones de elementos como se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6: Características de elementos para modelación de placas base

Elemento	Descripción
Material de columna	ASTM 572 Gr. 50
Dimensiones columnas	450x250x14x22
Axial actuante	24.05-59.6 (Ton)
Momento actuante	42.4-37.7 (Ton m)
Cortante Actuante	8.9-12.3 (Ton)
Dimensiones de placa	630x430x(36-18-14)
Material de placa	ASTM 572 Gr. 50
Material de perno	F1554 Gr55
Diámetro de perno	28 mm-22 mm
Longitud de perno	550-450 mm
Soldadura de columna a placa	Penetración completa
Dimensión de arandela	60x60x 10 (mm)
Dimensiones de Pedestal	900x600x1000 (mm)
Material de pedestal	f'c 240 Kg/cm ²
Dimensiones llave de corte	430*x60x(14-12) mm
Material llave de corte	ASTM 572 Gr. 50
Tipo de cartela	Triangular con chaflan de 25 mm
Material Cartela	ASTM 572 Gr. 50
Espesor cartela	10 mm

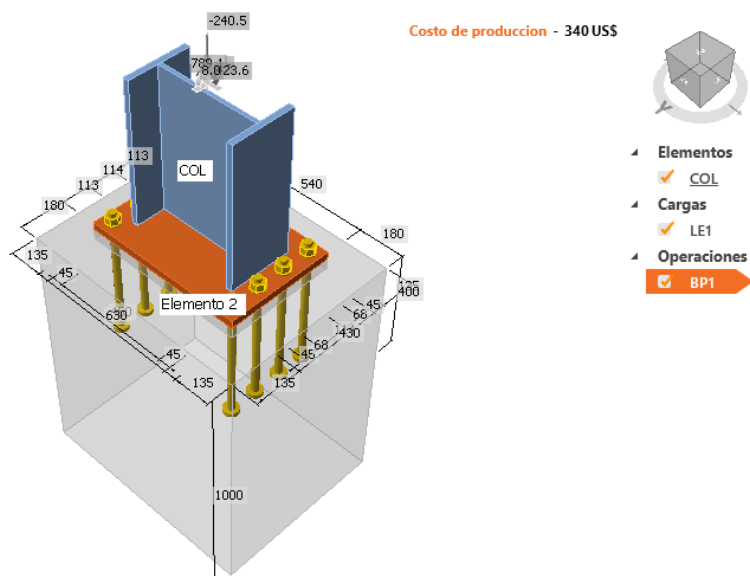
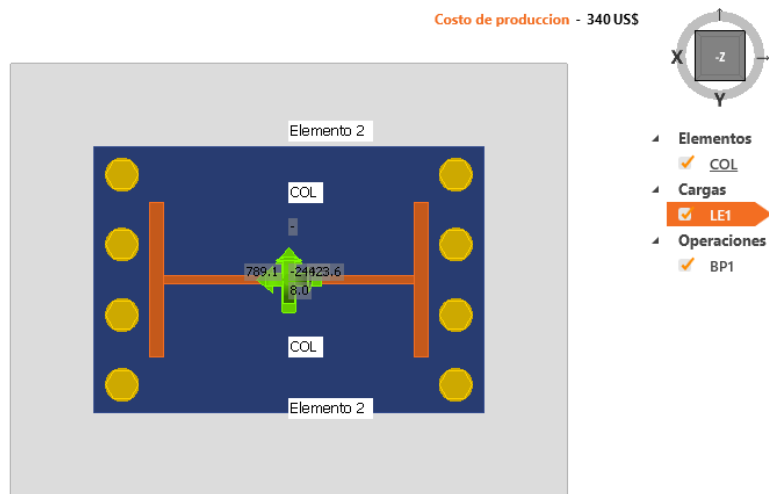


Figura 15:Modelo placa base AISC

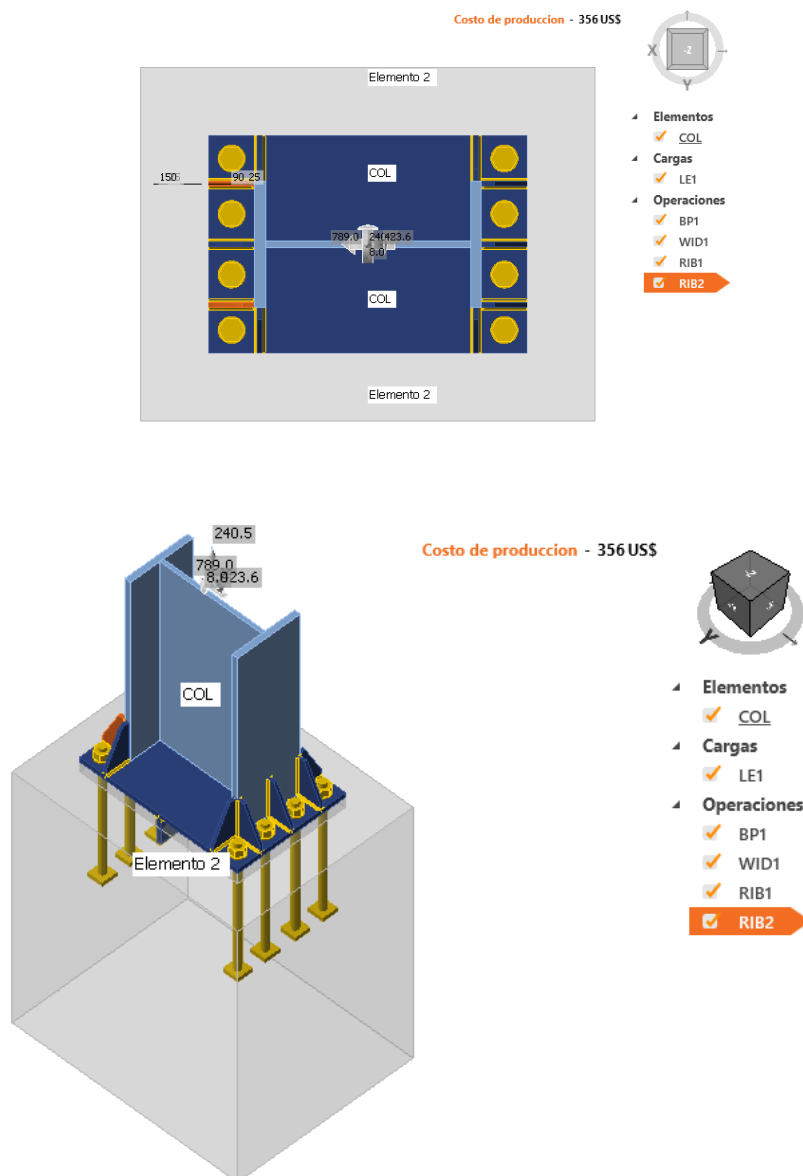


Figura 16:Modelo placa base lineas de rotura

3.6.3 Tercera Fase

En la tercera etapa de la investigación, se procede al análisis comparativo del comportamiento estructural de dos tipos de conexiones de placas base, modeladas mediante dos enfoques distintos: el método ASIC y el método de líneas de rotura. Ambos modelos han sido aplicados a dos configuraciones representativas: una placa base interior y una placa base de borde o periférica, generalmente expuesta a condiciones de borde más exigentes.

Para el procesamiento de los resultados obtenidos a partir de los modelos numéricos, se han elaborado tablas comparativas y representaciones gráficas que permiten evaluar la relación demanda-capacidad de los distintos elementos que componen la conexión: pernos de anclaje, cordones de soldadura y el bloque de concreto de empotramiento. Esta relación ha sido analizada con el fin de identificar las zonas críticas de la conexión, así como verificar el cumplimiento de los requisitos de diseño estructural según normativas vigentes.

Además, se ha realizado un estudio detallado de los esfuerzos distribuidos en la malla del modelo de elementos finitos, así como en el concreto de la base, permitiendo identificar concentraciones de esfuerzos, posibles mecanismos de falla y distribución del flujo de cargas. También se ha evaluado el comportamiento deformacional de los elementos involucrados, como indicador del grado de rigidez y eficiencia del sistema de conexión.

Este enfoque metodológico ha permitido obtener una visión integral del desempeño estructural de las conexiones estudiadas, facilitando la comparación entre los métodos de modelado utilizados y su aplicabilidad en situaciones de diseño real.

CAPÍTULO IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Cargas que se transmiten a placas

Se modeló el edificio el cual está conformado por pórticos especiales a momento y muros de concreto, siguiendo las recomendaciones de la NEC-15 [18,28,29]. Se verificó que el comportamiento global del edificio cumpla con criterios de derivas, en la Figura 17 se presentan las derivas elásticas de la estructura, al multiplicar estas por 0.75 de R como recomienda la NEC-15 se obtiene la deriva inelástica misma que para todos los casos fue inferiores a 0.02, se verificó comportamiento dinámico traslacional, masa participativa mayor al 90%. El comportamiento dinámico se verificó que sea traslacional en sus dos primeras formas de vibrar y el número de formas de vibrar necesarias para sumar el 90% de masa participativa acumulada como se muestra en la Figura 18. Como evidencia del diseño de elementos se muestra la Figura 19. Con esto se logró tener un modelo que represente de manera adecuada las cargas que llegan hasta la placa base.

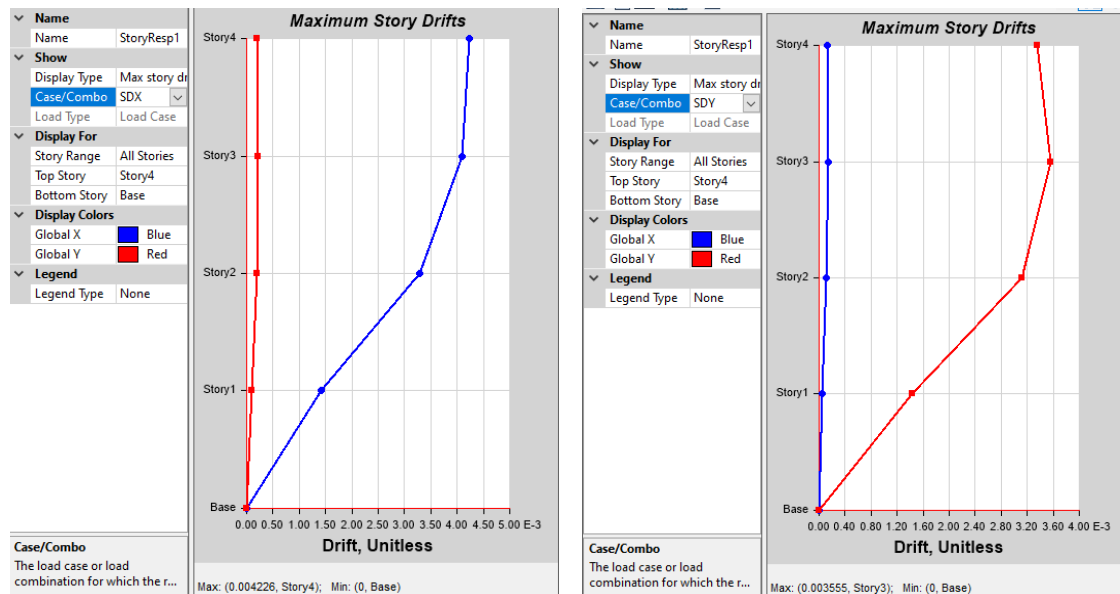


Figura 17: Derivas elásticas

E

Modal Participating Mass Ratios

File

Edit

Format-Filter-Sort

Select

Options

Units: As Noted

Hidden Columns: No

Sort: None

Modal Participating Mass Ratios

Case

Mode

Period
sec

UX

UY

UZ

SumUX

SumUY

SumUZ

RX

RY

RZ

SumRX

▶

Modal

1

0.653

0.7087

0

0

0.7087

0

0

0

0.3257

0.0004

0

Modal

2

0.608

0

0.7352

0

0.7087

0.7352

0

0.2995

0

1.635...

0.2995

Modal

3

0.371

0.0002

1.724E-06

0

0.7089

0.7352

0

0

0.0001

0.7219

0.2995

Modal

4

0.143

0

0.1758

0

0.7089

0.9111

0

0.4532

0

0

0.7527

Modal

5

0.131

0.2005

0

0

0.9095

0.9111

0

0

0.4194

0.0003

0.7527

Modal

6

0.082

0.0006

0

0

0.91

0.9111

0

0

0.001

0.1903

0.7527

Modal

7

0.059

0

0.0643

0

0.91

0.9754

0

0.17

0

0

0.9227

Modal

8

0.052

0.0667

0

0

0.9767

0.9754

0

5.642E-07

0.1811

0.0002

0.9227

Modal

9

0.035

0.0003

3.54E-06

0

0.977

0.9754

0

1.181E-05

0.0007

0.0652

0.9227

Modal

10

0.034

2.133E-06

0.0245

0

0.977

0.9999

0

0.0768

6.574E-06

7.075...

0.9996

Modal

11

0.031

0.0228

2.143E-06

0

0.9998

0.9999

0

6.74E-06

0.0714

0.0001

0.9996

Modal

12

0.021

0.0002

4.524E-06

0

1

0.9999

0

1.425E-05

0.0005

0.0212

0.9996

Figura 18: Formas de vibrar y masa participativa

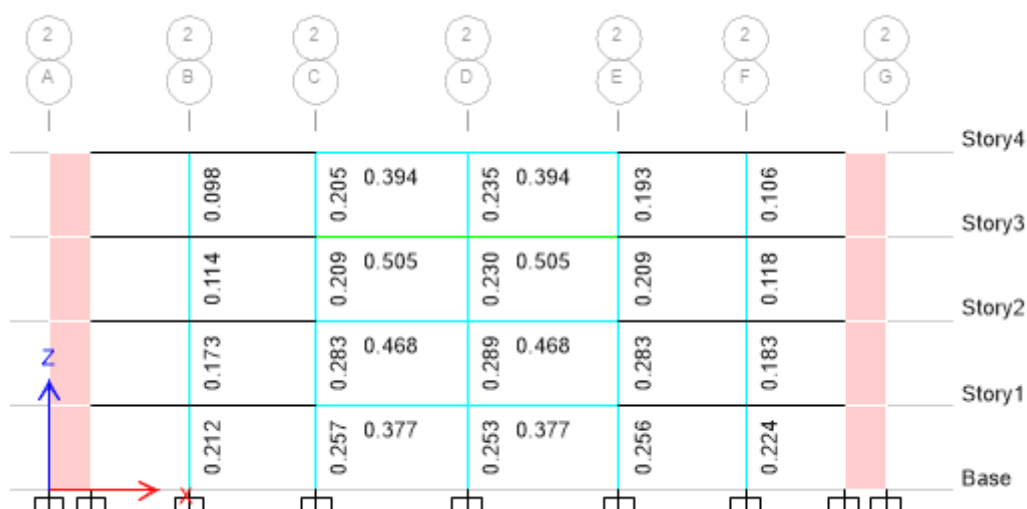


Figura 19: Diseño vigas y columnas

Con las combinaciones de carga obtenidas se generó seis elementos tipo, seleccionadas en función de las solicitaciones que soportan los mismos, se priorizó aquellos elementos que tienen la menor carga axial y al mayor momento que actúa de manera concomitante como se indica en la Tabla 7.

Tabla 7: Elementos tipo

Ubicación plano	Label	FX (Ton)	FZ (Ton)	MX (Ton m)	MY (Ton m)	Observación
D-1	4	10.80	43.15	0.07	36.43	exterior
C-2	8	8.87	113.44	0.08	34.09	interior
D-3	14	10.13	90.21	-0.02	34.73	interior
F-2	51	12.35	59.57	37.66	-0.04	interior
G-3	53	17.64	35.31	42.27	-0.17	exterior
G-3	53	17.61	24.05	42.36	-0.11	exterior

4.2 Diseño de elementos por método del AISC, líneas de rotura y MEF

Resultados manuales AISC y líneas de rotura

El diseño de los seis elementos tipo se realizó utilizando hojas de cálculo en Excel, aplicando la metodología del AISC para establecer las dimensiones de cada uno de sus componentes. Se verificaron todos los estados límite de resistencia conforme a lo establecido en la Guía de Diseño 1 del AISC (Vera Tabla 8). Se asumió que el esfuerzo cortante es resistido mediante una llave de corte ubicada debajo de la placa base.

Para el diseño, se consideraron los siguientes materiales: acero ASTM A572 Gr. 50 para las placas, pernos F1554 grado 55 y concreto con una resistencia cilíndrica de $f'_c=240 \text{ kg/cm}^2$.

Se observó que las dimensiones resultantes fueron similares en dos de las tipologías: placas internas y placas externas. Por esta razón, se seleccionó una placa representativa para cada tipología, las cuales posteriormente fueron diseñadas utilizando el método de líneas de rotura, como se indica en la Tabla 9 . Finalmente, ambas tipologías fueron representadas mediante un modelo numérico.

Tabla 8: Dimensiones placas Método de AISC

Método AISC		
Elemento	Placa Interna	Placa externa
Dimensiones pedestal	900x700 mm	900x700 mm
Dimensiones placa	630x430 mm	630x430 mm
Espesor placa	36 mm	36 mm
Pernos diámetro	22 mm	28 mm
Longitud perno cm	450 mm	540 mm
Acero por tracción	14 cm ²	22 cm ²

Tabla 9: Dimensiones Método líneas de rotura

Método líneas de rotura		
Elemento	Placa Interna	Placa externa
Dimensiones pedestal	900x700 mm	900x700 mm
Dimensiones placa	630x430 mm	630x430 mm
Espesor placa	14 mm	18 mm
Pernos diámetro	22 mm	28 mm
Longitud perno cm	450 mm	540 mm
Acero por tracción	14.0 cm ²	22 cm ²
Altura cartela	150 mm	150 mm
Espesor cartela	10 mm	10 mm
Chaflán cartela	25 mm	25 mm

Resultados placa externa MEF

Con las dimensiones se realizaron modelos en tres dimensiones para los dos tipos de placas como se muestra en la Figura 16 y Figura 17. A través del software de elemento finitos se revisó las tensiones que actúan en los pernos, distribución de esfuerzos en el concreto, distribución de esfuerzos en la placa y deformaciones de la placa como se indica en la Figuras 20 y Figura 21. En la Tabla 10 y Tabla 11 se indican las dimensiones finales de los elementos obtenidas a través del método de elementos finitos para las dos tipologías de placas, estas dimensiones se encontraron a través de un proceso iterativo verificando las condiciones de diseño y revisiones antes mencionadas.

Análisis	✓	100.0%
Placas	✓	1.4 < 5.0%
Anclajes	✓	95.0 < 100%
Soldaduras	✓	90.7 < 100%
Bloque de hormigón	✓	27.4 < 100%
Cortante	✓	80.4 < 100%
Pandeo		No calculado

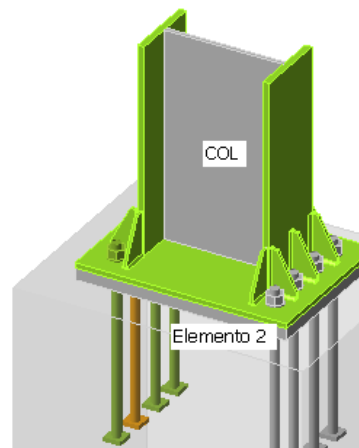


Figura 20: Resultados MEF placa externa (líneas de rotura)

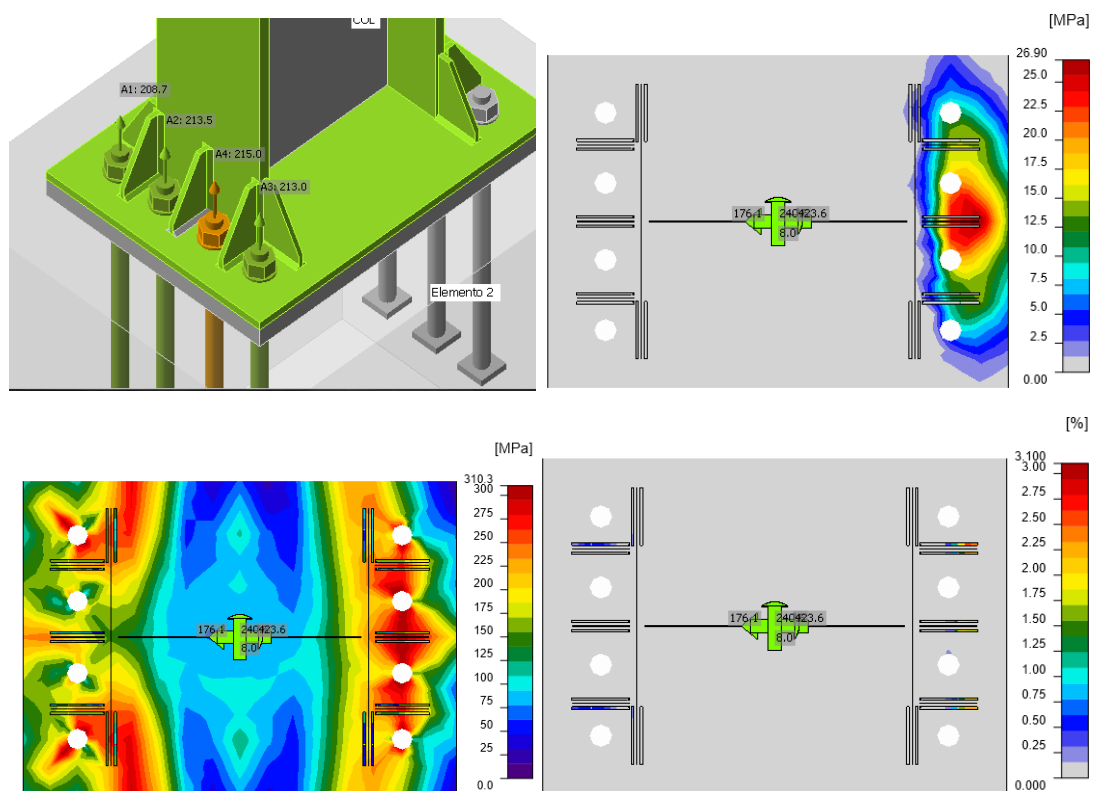


Figura 21: Resultados MEF para placas externa (líneas de rotura): a) tensión en pernos; b) esfuerzos en concreto; c) esfuerzos en placa; d) deformaciones en placa

Análisis	✓	100.0%
Placas	✓	1.4 < 5.0%
Anclajes	✓	93.1 < 100%
Soldaduras	✓	89.5 < 100%
Bloque de hormigón	✓	39.2 < 100%
Cortante	✓	56.2 < 100%
Pandeo		No calculado

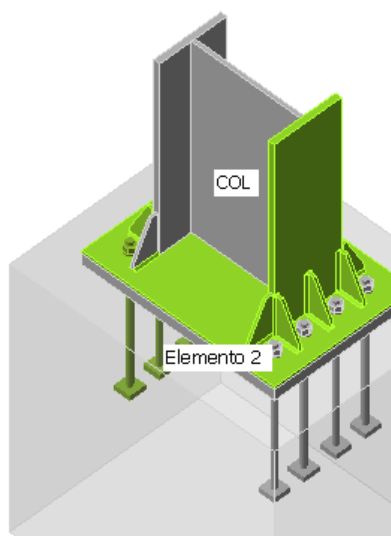


Figura 22: Resultados MEF placa interna (líneas de rotura)

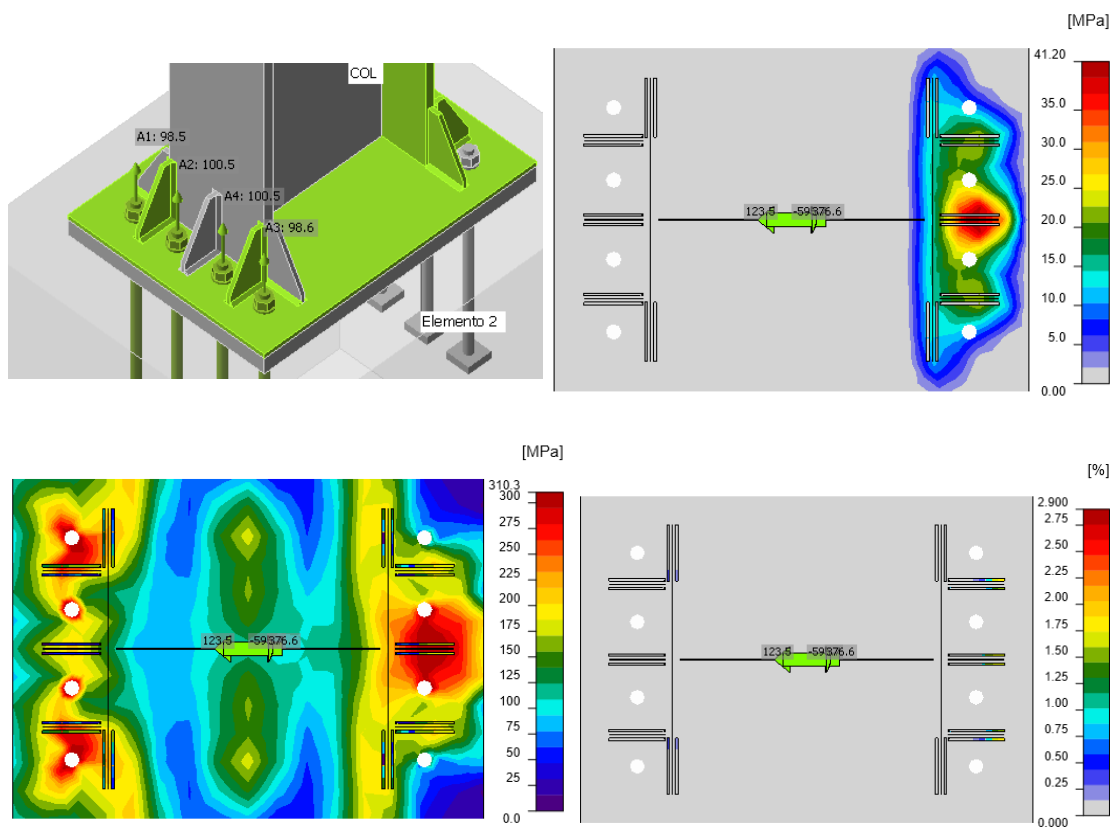


Figura 23: Resultados MEF para placas interna (líneas de rotura): a) tensión en pernos; b) esfuerzos en concreto; c) esfuerzos en placa; d) deformaciones en placa

Análisis	✓	100.0%
Placas	✓	$0.7 < 5.0\%$
Anclajes	✓	$97.2 < 100\%$
Soldaduras	✓	$51.5 < 100\%$
Bloque de hormigón	✓	$33.6 < 100\%$
Cortante	✓	$41.9 < 100\%$
Pandeo		No calculado

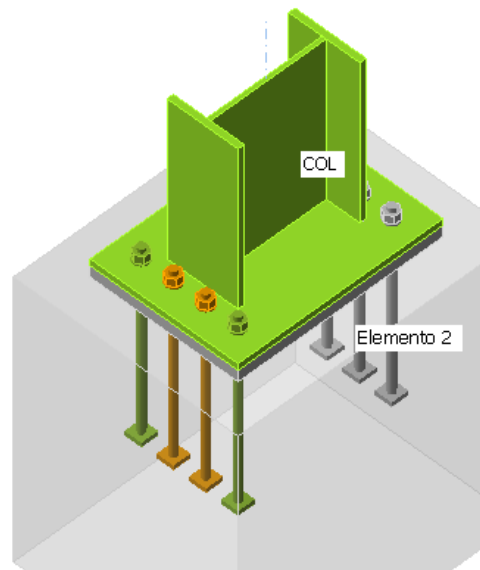


Figura 24: Resultados MEF placa externa (AISC)

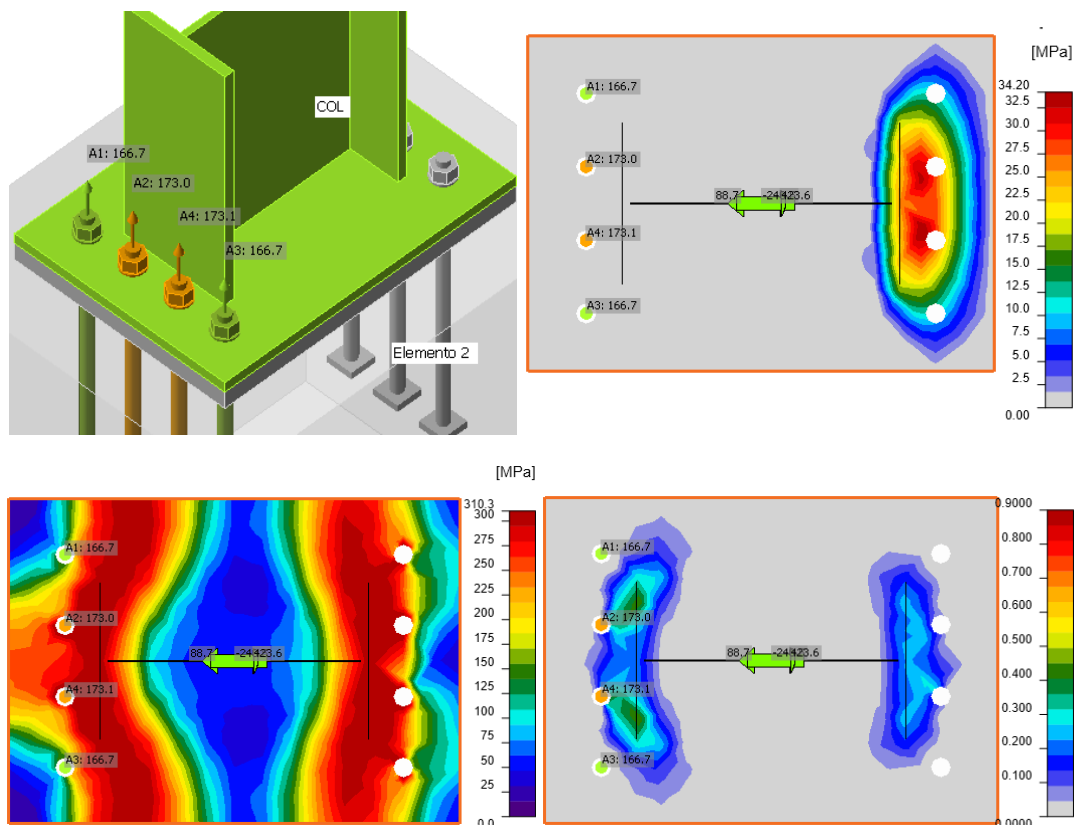


Figura 25: Resultados MEF placa externa (AISC): a) tensión en pernos; b) esfuerzos en concreto; c) esfuerzos en placa; d) deformaciones en placa

Análisis	✓	100.0%
Placas	✓	0.4 < 5.0%
Anclajes	✓	95.1 < 100%
Soldaduras	✓	48.0 < 100%
Bloque de hormigón	✓	34.2 < 100%
Cortante	✓	56.7 < 100%
Pandeo		No calculado

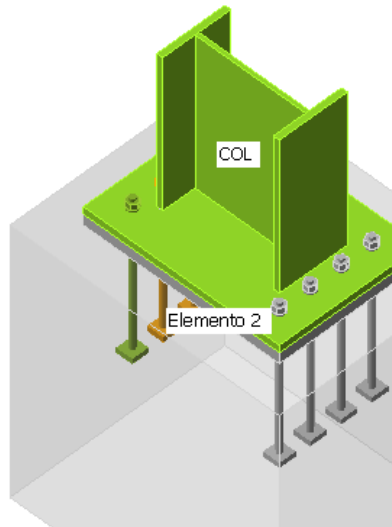


Figura 26: Figura 17: Resultados MEF placa interna (AISC)

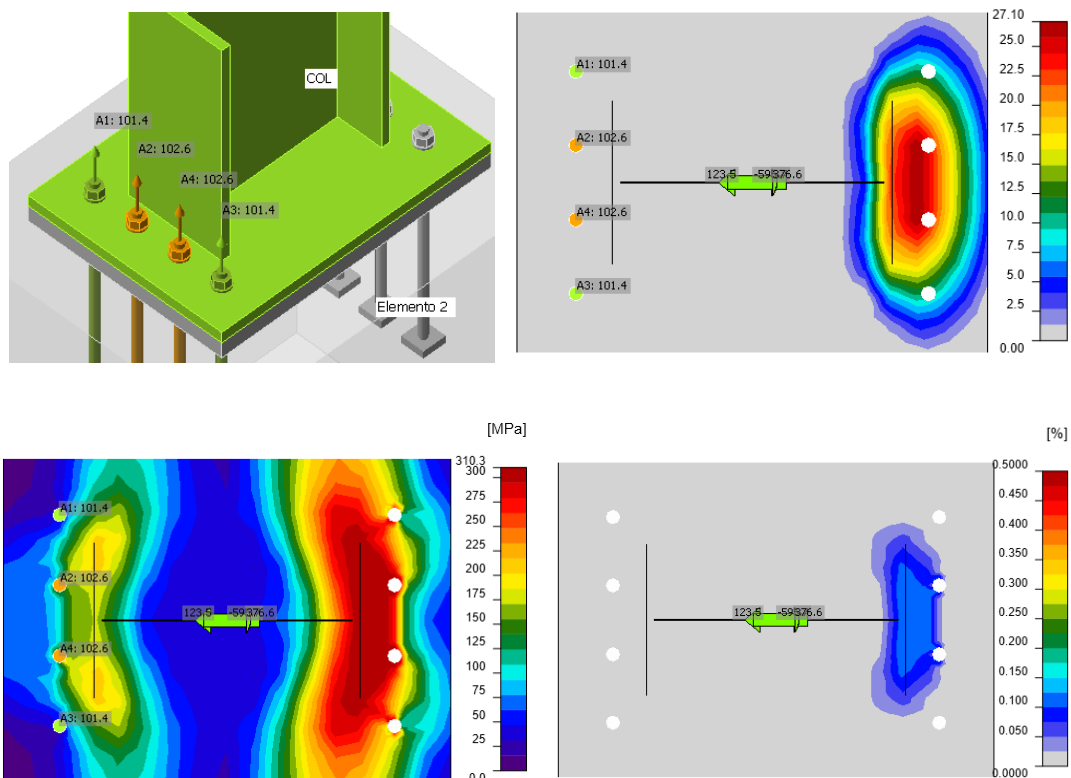


Figura 27: Resultados MEF placa interna (AISC): a) tensión en pernos; b) esfuerzos en concreto; c) esfuerzos en placa; d) deformaciones en placa

Tabla 10: Dimensiones Método de elementos finitos placas sin cartela

Método de elementos finitos		
Sin cartelas (AISC)		
Elemento	Placa Interna	Placa externa
Dimensiones pedestal	900x700 mm	900x700 mm
Dimensiones placa	630x430 mm	630x430 mm
Espesor placa	28 mm	24 mm
Pernos diámetro	22 mm	28 mm
Longitud perno cm	450 mm	540 mm

Tabla 11: Dimensiones Método de elementos finitos placas con cartela

Método de elementos finitos		
Con cartelas (líneas de rotura)		
Elemento	Placa Interna	Placa externa
Dimensiones pedestal	900x700 mm	900x700 mm
Dimensiones placa	630x430 mm	630x430 mm
Espesor placa	12 mm	18 mm
Pernos diámetro	22 mm	32 mm
Longitud perno cm	450 mm	540 mm
Altura cartela	150 mm	150 mm
Espesor cartela	10 mm	10 mm
Chaflán cartela	25 mm	25 mm

4.3 Comparación y discusión de los resultados de las tres metodologías

Métodos manuales AISC y líneas de rotura

Se compararon los resultados obtenidos mediante los métodos manuales del AISC y el método de líneas de rotura (ver Tabla 12). Para el caso de la placa externa, la fuerza de tracción transmitida a los pernos fue de 17.02 toneladas en ambos métodos, al igual que el esfuerzo máximo de compresión en el concreto, con un valor de 196.05 kg/cm². Esta coincidencia se debe a que ambos enfoques suponen una distribución uniforme de esfuerzos en la superficie de contacto, lo cual condujo al uso de pernos de 28 mm de diámetro, tipo F1554, en ambos casos. No obstante, el esfuerzo en la placa difirió: el AISC considera que esta trabaja a la fluencia del material (3500 kg/cm²), mientras que el método de líneas de rotura limita el esfuerzo a 2918 kg/cm², lo que representa una reducción del 17%. En cuanto al diseño del espesor de placa, el AISC asume que toda la presión de contacto es resistida por la placa, mientras que el método de líneas de rotura

permite que los rigidizadores (cartelas) absorban parte de dicha presión mediante esfuerzos de corte, transfiriendo a la placa solo la fracción correspondiente al área cooperante. Como resultado, el espesor requerido fue de 36 mm con el método AISC y de 18 mm con el método de líneas de rotura, logrando una reducción del 50%.

Para las placas internas, los resultados mostraron una tendencia similar. La fuerza transmitida a los pernos fue de 10.74 toneladas, y el esfuerzo máximo en el concreto se mantuvo en 196.05 kg/cm² en ambos métodos, lo que derivó en el uso de pernos de 22 mm de diámetro. El esfuerzo en la placa, según el AISC, fue de 3500 kg/cm², mientras que con el método de líneas de rotura se obtuvo un valor de 3044 kg/cm², equivalente al 87% del esfuerzo considerado por el AISC. En consecuencia, el espesor de la placa según AISC fue de 36 mm, y con el método de líneas de rotura se redujo a 14 mm, lo que representó una disminución del 61%. Esta diferencia se explica por la capacidad del método de líneas de rotura para representar de forma más precisa la influencia del aumento de la carga vertical y el comportamiento conjunto entre placa y cartelas, lo que permite una distribución más eficiente de los esfuerzos internos.

Tabla 12: Resultados métodos manuales

Resultados placa externa métodos manuales		
Elemento	AISC	Líneas de rotura
Fuerza en el perno (Ton)	17.02	17.02
Esfuerzo máximo en concreto (Kg/cm ²)	196.05	196.05
Esfuerzo máximo en placa (Kg/cm ²)	3500.00	2918.00
Espesor de placa	36.00	18.00
Diámetro de perno	28.00	28.00

Resultados placa interna métodos manuales		
Elemento	AISC	Líneas de rotura
Fuerza en el perno (Ton)	10.74	10.74
Esfuerzo máximo en concreto (Kg/cm ²)	196.05	196.05
Esfuerzo máximo en placa (Kg/cm ²)	3500.00	3044.04
Espesor de placa	36.00	14.00
Diámetro de perno	22.00	22.00

Método manual AISC y MEF

Se compararon los resultados del diseño manual, siguiendo el método propuesto por el AISC, con los obtenidos mediante un modelo de elementos finitos (MEF) para dos configuraciones estructurales: la placa externa y la placa interna (ver Tabla 13). En el caso de la placa externa, las fuerzas desarrolladas en los pernos fueron similares en ambos métodos, con valores de 17.02 toneladas para el diseño según AISC y 17.65 toneladas en el modelo MEF, lo que representa un incremento del 3.7 % con el segundo enfoque. No obstante, al analizar los esfuerzos en el concreto, se evidenció una diferencia considerable: el método AISC estimó un esfuerzo máximo de 196.05 kg/cm², mientras que el MEF registró un valor de 333.54 kg/cm², es decir, un aumento del 70 %. En cuanto a los esfuerzos máximos en la placa, los valores fueron de 3500 kg/cm² para el AISC y 3041.10 kg/cm² para el MEF, una reducción del 13%. La deformación máxima de la placa externa fue determinada únicamente mediante el modelo de elementos finitos, arrojando un valor de 0.7 %, ya que la metodología AISC no permite calcular este parámetro de forma directa. En lo que respecta al espesor de la placa externa, el diseño AISC exigía un espesor de 36 mm, mientras que el modelo MEF permitió una reducción hasta los 24 mm, lo que representa una disminución del 33.3 %. En ambos casos, el diámetro de los pernos se mantuvo constante en 28 mm.

Para la placa interna, también se observaron similitudes en las fuerzas transmitidas por los pernos: 10.74 toneladas para el AISC y 10.46 toneladas para el MEF, lo que representa una ligera reducción del 2.6 % en este último. En cuanto a los esfuerzos en el concreto, se registró una diferencia del 35 %, con valores de 196.05 kg/cm² para el diseño según AISC y 264.87 kg/cm² para el modelo de elementos finitos. Respecto a los esfuerzos máximos en la placa interna, el AISC estimó un valor de 3500 kg/cm², mientras que el MEF arrojó 3041 kg/cm², lo que indica una reducción del 13.1 %. La deformación máxima de esta placa, nuevamente determinada solo por el modelo numérico, fue de 0.4 %. Por otro lado, el espesor de la placa interna se redujo de 36 mm en el diseño AISC a 28 mm en el MEF, lo cual representa una disminución del 22 %. El diámetro de los pernos permaneció invariable en ambos casos, con un valor de 22 mm.

Tabla 13: Resultados placas MEF-AISC

Resultados placa externa MEF-AISC				
Elemento	AISC Externa	MEF externa	AISC Interna	MEF interna
Fuerza en el perno (Ton)	17.02	17.65	10.74	10.46
Esfuerzo máximo en concreto (Kg/cm^2)	196.05	333.54	196.05	264.87
Esfuerzo máximo en placa (Kg/cm^2)	3500.00	3041.10	3500.00	3041.10
Deformación %	-	0.70	-	0.40
Espesor de placa	36.00	24.00	36.00	28.00
Diámetro de perno	28.00	28.00	22.00	22.00

Los resultados obtenidos indican que el método propuesto por el AISC tiende a generar diseños más conservadores en lo que respecta al espesor de las placas, debido a que asume una distribución uniforme de esfuerzos y cargas entre los elementos de la conexión. Esta simplificación se traduce en una distribución homogénea de las fuerzas en los pernos y, en consecuencia, en la necesidad de emplear placas de mayor espesor para garantizar la resistencia estructural. En contraste, el modelo de elementos finitos permite capturar la variabilidad de los esfuerzos en función de la geometría de la placa y las condiciones reales de contacto, lo cual revela concentraciones localizadas de esfuerzos. Aunque estas concentraciones pueden alcanzar valores máximos elevados, se presentan en regiones muy acotadas. La mayor parte del área sometida a compresión mostró esfuerzos significativamente menores, lo que permite optimizar el diseño mediante una reducción del espesor de las placas sin comprometer su desempeño estructural. En cuanto al comportamiento deformacional, el método del AISC no proporciona una estimación directa de este parámetro, ya que muchas de sus expresiones han sido calibradas empíricamente a partir de ensayos experimentales. Por el contrario, los modelos numéricos permiten una evaluación precisa de la deformación, lo que resulta fundamental en el análisis de conexiones sometidas a solicitaciones complejas. Con base en estudios experimentales y modelaciones no lineales, se recomienda que la deformación plástica no supere el 5 %, umbral que fue respetado en todos los modelos desarrollados en esta investigación [30].

Método manual líneas de rotura y MEF

Los resultados obtenidos mediante el método manual de líneas de rotura fueron comparados con aquellos derivados del modelo de elementos finitos (MEF) para dos tipologías de conexión: la placa externa y la placa interna (Ver Tabla 14). En el caso de la placa externa, las fuerzas desarrolladas en los pernos fueron de 17.02 toneladas según el método de líneas de rotura y de 21.92 toneladas para el modelo MEF, lo que representa un incremento del 28.8 %. Los esfuerzos en el concreto también mostraron un aumento, pasando de 196.05 kg/cm² a 255.06 kg/cm². En cuanto a los esfuerzos máximos en la placa, los valores fueron similares entre ambos métodos: 2918 kg/cm² para el diseño manual y 3041.10 kg/cm² para el MEF, lo que implica un aumento del 4.2 %. Al igual que en casos anteriores, la deformación máxima de la placa externa solo pudo determinarse mediante el modelo numérico, obteniéndose un valor de 1.4 %, ya que la metodología de líneas de rotura no permite evaluar este parámetro de forma explícita. Con respecto al espesor de la placa externa, este se mantuvo constante en 18 mm para ambos métodos; sin embargo, el diámetro de los pernos se incrementó de 28 mm en el diseño manual a 32 mm en el modelo MEF, lo que representa un aumento del 14 %.

Para la placa interna, las fuerzas transmitidas a los pernos fueron muy similares, con 10.74 toneladas para el método de líneas de rotura y 10.24 toneladas para el MEF, lo que representa una leve reducción del 4.8 % con el segundo método. Los esfuerzos en el concreto mostraron una diferencia considerable: el modelo MEF alcanzó un valor de 402.21 kg/cm², aproximadamente el doble del esfuerzo obtenido mediante el método manual (196.05 kg/cm²). En cuanto a los esfuerzos máximos en la placa interna, ambos métodos arrojaron valores prácticamente idénticos: 3044.04 kg/cm² para el diseño con líneas de rotura y 3041.10 kg/cm² para el MEF, con una variación inferior al 1 %. La deformación máxima, nuevamente calculada únicamente mediante MEF, fue de 1.4 %. Finalmente, el espesor de la placa interna se redujo de 14 mm (líneas de rotura) a 12 mm (MEF), lo que representa una disminución del 14.3 %. El diámetro de los pernos permaneció constante en ambos modelos, con un valor de 22 mm.

Tabla 14: Resultados placas MEF-Líneas de rotura

Resultados placas MEF-Líneas de rotura				
Elemento	Líneas de rotura externa	MEF externa	Líneas de rotura interna	MEF interna
Fuerza en el perno (Ton)	17.02	21.92	10.74	10.24
Esfuerzo máximo en concreto (Kg/cm ²)	196.05	255.06	196.05	402.21
Esfuerzo máximo en placa (Kg/cm ²)	2918.00	3041.10	3044.04	3041.10
Deformación %	-	1.40	-	1.4
Espesor de placa	18.00	18.00	14.00	12.00
Diámetro de perno	28.00	32.00	22.00	22.00

Los resultados generales obtenidos mediante las distintas metodologías aplicadas indican que la comparación entre ambas tipologías de placa permite establecer criterios relevantes sobre la eficiencia estructural de cada método. En el caso del cálculo manual, se observó que el método de líneas de rotura permite una reducción del espesor de las placas del orden del 39 % al 50 %, manteniéndose constante el diámetro de los pernos. No obstante, esta eficiencia se ve acompañada por la necesidad de incorporar cartelas en la conexión, lo cual implica un incremento en la complejidad constructiva y en los elementos secundarios. Por otro lado, para las placas sin cartela diseñadas inicialmente según los criterios del AISC, el análisis mediante el modelo de elementos finitos (MEF) permitió alcanzar reducciones en el espesor de las placas entre un 22 % y un 33 %, manteniéndose también diámetros de pernos similares. Finalmente, en el caso de placas con cartela diseñadas mediante el método de líneas de rotura, cuando estas fueron analizadas utilizando MEF, el espesor de la placa tendió a mantenerse sin variación significativa, o bien se redujo hasta en un 15 %. En contraste, el diámetro de los pernos en estas configuraciones se mantuvo constante o presentó incrementos de hasta un 15, resultados similares a los determinados en otras investigaciones usando líneas de rotura [25]. Como parte del análisis general se estimó el peso del material usado en forma de placas para cada tipología, en el caso de las placas diseñadas con AISC el peso fue de 76 Kg para la exterior e interior, en comparación con las diseñadas con el método de líneas de rotura que fue de 44 y 35 Kg, para la exterior e interior respectivamente lo que representaría una reducción entre el 42 y 53% de material.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA

5.1 CONCLUSIONES

- A través de la aplicación de normas nacionales e internacionales para el diseño de estructuras metálicas, se realizó una revisión integral de los distintos estados límite de resistencia y de servicio, así como de los parámetros asociados a la estabilidad estructural. Este proceso permitió el desarrollo de un modelo numérico estructural correspondiente a un edificio de baja altura, representativo de esta tipología constructiva. El modelo fue diseñado considerando las condiciones sísmicas específicas del sector de estudio, lo que permitió determinar de forma adecuada las dimensiones de los elementos que componen la superestructura. Además, se identificaron las cargas que se transmiten hacia las placas base, permitiendo así representar de manera realista las solicitaciones en términos de Fuerzas verticales, horizontales y momentos flectores, resultando en combinaciones de diseño caracterizadas por la acción de grandes momentos según la definición del AISC.
- La comparación entre las dos metodologías manuales de diseño permitió identificar que ambas se basan en principios similares, particularmente al asumir una distribución uniforme de las presiones de contacto en el concreto. Esta suposición lleva a estimaciones comparables del tamaño de los pernos de anclaje. De igual forma, el mecanismo considerado para resistir las fuerzas de corte es equivalente en ambas metodologías. Sin embargo, la diferencia principal radica en el modelo de resistencia adoptado para la placa base. El método del AISC considera que la flexión es resistida únicamente por la placa, mientras que el método de líneas de rotura incorpora la participación de las cartelas, las cuales aportan resistencia adicional mediante esfuerzos de corte. Esta redistribución permite reducir significativamente las dimensiones de los elementos estructurales, optimizando el diseño sin comprometer su seguridad.
- Los modelos numéricos predijeron adecuadamente el tamaño de los elementos estructurales en comparación con las metodologías manuales. Se identificaron

diferencias propias de cada enfoque; por ejemplo, el mayor espesor de la placa en el método del AISC genera una distribución más uniforme de fuerzas entre los pernos, lo cual fue confirmado por el modelo numérico. En contraste, el método de líneas de rotura muestra una distribución menos homogénea. La incorporación de cartelas en este último método permite una estimación más precisa del espesor de la placa, lo que también fue validado numéricamente. Sin embargo, ninguna de las dos metodologías logró predecir con exactitud el esfuerzo máximo en el concreto, ya que los modelos numéricos generalmente arrojaron presiones de contacto más elevadas.

- La comparación entre las simulaciones numéricas y los métodos manuales permitió verificar que el método de líneas de rotura puede reducir el tamaño del material requerido en hasta un 50%. No obstante, este porcentaje de optimización puede verse limitado en ciertos casos debido al aumento en el diámetro de los pernos necesarios para la conexión, en comparación con el método del AISC. Por otro lado, los modelos numéricos desarrollados con elementos finitos demostraron ser una herramienta eficaz para la optimización del diseño, ya que, independientemente del método manual aplicado, permitieron una reducción del espesor de la placa base de hasta un 33 en comparación con el AISC y de hasta el 14 para líneas de rotura.

5.2 RECOMENDACIONES

- Realizar una revisión sistemática de artículos científicos resulta fundamental para obtener información relevante sobre los métodos de líneas de rotura, dado que la investigación disponible sobre este enfoque es aún limitada. Además, gran parte de su aplicación se ha enfocado principalmente en el diseño de conexiones entre vigas y columnas, por lo que su uso en otros tipos de uniones estructurales, como las placas base, requiere mayor exploración y validación a partir de estudios previos.
- Para modelación por elementos finitos se recomienda usar un software comercial ya que esto nos puede evitar realizar un análisis de convergencia de malla o un proceso iterativo para seleccionar el tipo de elemento finito más adecuado, generalmente en los softwares comerciales esto ya viene cargado por defecto .
- Dado que los análisis numéricos consumen gran cantidad de energía y recursos computacionales es importante contar con suficiente espacio en un disco sólido y emplear un computador con un procesador de alta eficiencia para reducir el tiempo de las simulaciones.

5.3 BIBLIOGRAFÍA

- [1] American Institute of Steel Construction. Design Guide 1: Base Connection Design for Steel Structures (Third Ed.). n.d.
- [2] American Institute of Steel Construction. Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16). n.d.
- [3] YAVUZ G, HUSSEIN P. Designing the Column Base Plate of a Steel Industrial Building according to AISCLRFD Method 2019.
- [4] Steel Tube Institute. HSS Insider - Sep. 2024 - Base Plate Design & Moment Connections Reference Guide n.d.
- [5] Drake R, Journal SE-E, 1999 undefined. Beam-column base plate design—LRFD method. EjAiscOrg n.d.
- [6] Yang X, Cui Q, Zhou Y, Wang G, Liu L, Engineering JW-AT, et al. Effect of tilt angle and base plate design on the performance of a loop heat pipe driven by vapor–liquid injector. Elsevier n.d.
- [7] Cao J, Packer J, Research GY-J of CS, 1998 undefined. Yield line analysis of RHS connections with axial loads. Elsevier n.d.
- [8] Mechanics YÖ-CJ of S, 2021 undefined. A comparative study on yield line mechanisms for four bolted extended end plated connection. ChallengejournalCom 2021. <https://doi.org/10.20528/cjsmec.2021.02.005>.
- [9] Materials XZ-P in SE and, 2003 undefined. Yield line mechanism analysis of steel members and connections. Wiley Online LibraryXL ZhaoProgress in Structural Engineering and Materials, 2003•Wiley Online Library 2003;5:252–62. <https://doi.org/10.1002/PSE.161>.
- [10] Journal WT-E, 2017 undefined. Yield Line Approaches for design of end plate tension connections for square and rectangular HSS members using end plate tensile strength. EjAiscOrgWA ThorntonEngineering Journal, 2017•ejAiscOrg n.d.
- [11] Mechanics YÖ-CJ of S, 2021 undefined. A comparative study on yield line mechanisms for four bolted extended end plated connection. ChallengejournalComYO ÖzkılıçChallenge Journal of Structural Mechanics, 2021•challengejournalCom 2021. <https://doi.org/10.20528/cjsmec.2021.02.005>.
- [12] Khedr MA. Design of steel transmission pole base plates using yield line method. J Constr Steel Res 2022;199:107642. <https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2022.107642>.

- [13] Behboud N, Zareian F, Rezaeian A. Test program on stiffened column bases subjected to cyclic loading. *Earthquake Spectra* 2023;39:1255–76. <https://doi.org/10.1177/87552930231165322>.
- [14] Simplified Design Method of Steel Base Plates Using the Yield Line Theory n.d.
- [15] Grilli D, Jones R, Engineering AK-J of S, 2017 undefined. Seismic performance of embedded column base connections subjected to axial and lateral loads. *AscelibraryOrg* 2017;143. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001741](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001741).
- [16] Kurata M, Nakashima M, Suita K. Effect of column base behaviour on the seismic response of steel moment frames. *World Scientific* 2005;9:415–38. <https://doi.org/10.1142/S136324690500247X>.
- [17] Moncayo-Matute F, Sciences DC-M-A, 2024 undefined. Seismic Behavior of Flange-Web Welded Plate Connections in Tubular and Concrete-Filled Columns Using Finite Element Analysis. *MdpiComFP Moncayo-Matute, DF Chicaiza-Machuca, IS Vélez-Sisalima, PB Torres-JaraApplied Sciences*, 2024•mdpiCom n.d.
- [18] MIDUVI. NEC15 estructuras metálicas. n.d.
- [19] Torres-Rodas P, Medalla M, ... FZ-E, 2022 undefined. Cyclic behavior and design methodology of exposed base plates with extended anchor bolts. *ElsevierP Torres-Rodas, M Medalla, F Zareian, D Lopez-GarciaEngineering Structures*, 2022•Elsevier n.d.
- [20] Dimitrakopoulos EG, Giouvanidis AI. Seismic Response Analysis of the Planar Rocking Frame. *J Eng Mech* 2015;141:04015003. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000939](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000939).
- [21] American Institute of Steel Construction - AISC. AISC Construction Manual 2017.
- [22] European Committee For Standardization. Eurocode 3: Design of steel structures n.d.
- [23] Bridge Engineering Handbook, Second Edition. n.d.
- [24] Trahair NS, Bradford MA, Nethercot DA, Gardner L. The behaviour and design of steel structures to EC3. *The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3: Fourth Edition* 2017:1–512. <https://doi.org/10.1201/9781315273518/BEHAVIOUR-DESIGN-STEEL-STRUCTURES-EC3-TRAHAIR-BRADFORD-DAVID-NETHERCOT-LEROY->

GARDNER.

- [25] Díaz H, Nuñez E, Oyarzo-Vera C. Monotonic Response of Exposed Base Plates of Columns: Numerical Study and a New Design Method. *Metals* 2020, Vol 10, Page 396 2020;10:396. <https://doi.org/10.3390/MET10030396>.
- [26] Gallegos M, Nuñez E, Metals RH-, 2020 undefined. Numerical study on cyclic response of end-plate biaxial moment connection in box columns. *MdpiCom* n.d.
- [27] Eduardo Nuñez. Diseño sísmico de estructuras de acero. *Diseño Sísmico de Estructuras de Acero* 2021.
- [28] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). NEC-SE-AC. Ecuador: 2014.
- [29] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). NEC - SE - DS. Ecuador: 2014.
- [30] Component-Based Finite Element Design of Steel Connections - Google Académico n.d.
https://scholar.google.com/scholar?hl=es&as_sdt=0%2C5&q=Component%E2%80%91Based+Finite+Element+Design+of+Steel+Connections&btnG= (accessed September 24, 2025).

CAPÍTULO VI PROPUESTA

6.1 TÍTULO

Elaboración de modelos de líneas de rotura validados mediante ensayos de laboratorio.

6.2 DESCRIPCIÓN

Como se ha demostrado en esta investigación el método de líneas de rotura representa una alternativa importante para el diseño de placas base, permitiendo ahorros de material significativos en comparación con el método del AISC, los resultados obtenidos por este método se correlaciona bien con los modelos numéricos de elementos finitos, sin embargo, para que este método se incorpore a normas de diseño requiere aún su validación experimental, misma que puede realizarse con los experimentos que se encuentra registrados en la literatura a fin de tener un respaldo solido de comportamiento y modelos numéricos que puedan predecir el mismo.

6.3 DESARROLLO DE LA PROPUESTA

El desarrollo constara de varias fases consecutivas que permitan el cumplimiento de los objetivos.

Fase 1: Recopilación y análisis de ensayos experimentales

En esta fase se recopilarán y analizarán ensayos experimentales previamente realizados en conexiones de placas base con cartelas o rigidizadores, con especial atención a la documentación de los mecanismos de falla observados, las deformaciones ocurridas y los niveles de esfuerzo alcanzados. La información se seleccionará cuidadosamente a partir de estudios e investigaciones experimentales reportados en la literatura técnica y científica especializada, priorizando aquellos trabajos que presenten datos completos y validados. Esta recopilación constituirá la base para entender el comportamiento estructural de este tipo de conexiones y servirá como referencia para el desarrollo posterior del modelo numérico.

Fase 2: Desarrollo y calibración del modelo numérico

En esta etapa se procederá a la elaboración de un modelo numérico detallado que permita simular con precisión el comportamiento estructural de los elementos que conforman la conexión (placas base, cartelas, rigidizadores, soldaduras, etc.). Este modelo será utilizado para replicar los mecanismos de falla, así como los niveles de esfuerzo y deformación registrados en los ensayos experimentales. Se realizará una comparación sistemática entre los resultados numéricos y los datos experimentales con el objetivo de ajustar y calibrar el modelo hasta alcanzar un nivel adecuado de precisión. La validación

del modelo se llevará a cabo mediante métricas cuantitativas de error, tales como el error absoluto medio (MAE) y el error cuadrático medio (RMSE), asegurando que las predicciones sean representativas del comportamiento real.

Fase 3: Evaluación de capacidad predictiva y análisis paramétrico

Una vez calibrado el modelo, se llevarán a cabo pruebas de interpolación y extrapolación para evaluar su capacidad predictiva fuera de los casos experimentales originales. Esto permitirá explorar un mayor rango de configuraciones geométricas y condiciones de carga, con el fin de identificar posibles límites de aplicación del modelo. Se analizarán los rangos de validez y se establecerán recomendaciones sobre los parámetros críticos que influyen en el desempeño estructural de las conexiones, proporcionando una herramienta útil para el diseño y evaluación en proyectos de ingeniería estructural.

ANEXO 1 REACCIONES EN BASE DE COLUMNAS

TABLE: Joint Design Reactions									
Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Base	2	PLACAS 1	Combination	Max	0.57	0.32	20.09	1.65	3.21
Base	2	PLACAS 5	Combination	Max	0.55	0.38	14.43	1.66	3.19
Base	2	PLACAS 2	Combination	Max	0.57	0.32	20.09	1.65	3.21
Base	2	PLACAS 3	Combination	Max	0.10	9.27	68.07	34.84	0.20
Base	2	PLACAS 4	Combination	Max	0.10	9.27	68.07	34.84	0.20
Base	2	PLACAS 6	Combination	Max	0.55	0.38	14.43	1.66	3.19
Base	2	PLACAS 7	Combination	Max	0.07	9.33	62.41	34.86	0.17
Base	2	PLACAS 8	Combination	Max	0.07	9.33	62.41	34.86	0.17
Base	3	PLACAS 1	Combination	Max	8.34	-0.06	74.14	0.14	34.12
Base	3	PLACAS 5	Combination	Max	8.13	-0.03	61.94	0.12	33.94
Base	3	PLACAS 2	Combination	Max	8.34	-0.06	74.14	0.14	34.12
Base	3	PLACAS 3	Combination	Max	0.98	0.52	39.57	3.22	1.86
Base	3	PLACAS 4	Combination	Max	0.98	0.52	39.57	3.22	1.86
Base	3	PLACAS 6	Combination	Max	8.13	-0.03	61.94	0.12	33.94
Base	3	PLACAS 7	Combination	Max	0.76	0.55	27.37	3.20	1.67
Base	3	PLACAS 8	Combination	Max	0.76	0.55	27.37	3.20	1.67
Base	4	PLACAS 1	Combination	Max	10.80	-0.08	43.15	0.07	36.43
Base	4	PLACAS 5	Combination	Max	10.80	-0.05	29.50	0.04	36.43
Base	4	PLACAS 2	Combination	Max	10.80	-0.08	43.15	0.07	36.43
Base	4	PLACAS 3	Combination	Max	0.44	0.50	43.15	3.14	1.40
Base	4	PLACAS 4	Combination	Max	0.44	0.50	43.15	3.14	1.40
Base	4	PLACAS 6	Combination	Max	10.80	-0.05	29.50	0.04	36.43
Base	4	PLACAS 7	Combination	Max	0.44	0.53	29.50	3.12	1.40
Base	4	PLACAS 8	Combination	Max	0.44	0.53	29.50	3.12	1.40
Base	7	PLACAS 1	Combination	Max	0.58	0.38	49.89	1.85	3.17
Base	7	PLACAS 5	Combination	Max	0.55	0.47	33.99	1.84	3.14
Base	7	PLACAS 2	Combination	Max	0.58	0.38	49.89	1.85	3.17
Base	7	PLACAS 3	Combination	Max	0.11	12.37	59.59	37.71	0.16
Base	7	PLACAS 4	Combination	Max	0.11	12.37	59.59	37.71	0.16
Base	7	PLACAS 6	Combination	Max	0.55	0.47	33.99	1.84	3.14
Base	7	PLACAS 7	Combination	Max	0.08	12.46	43.68	37.70	0.12
Base	7	PLACAS 8	Combination	Max	0.08	12.46	43.68	37.70	0.12
Base	8	PLACAS 1	Combination	Max	8.87	0.01	113.44	0.08	34.09
Base	8	PLACAS 5	Combination	Max	8.42	0.01	88.37	0.08	33.69
Base	8	PLACAS 2	Combination	Max	8.87	0.01	113.44	0.08	34.09
Base	8	PLACAS 3	Combination	Max	1.52	0.59	78.72	3.15	1.82
Base	8	PLACAS 4	Combination	Max	1.52	0.59	78.72	3.15	1.82
Base	8	PLACAS 6	Combination	Max	8.42	0.01	88.37	0.08	33.69
Base	8	PLACAS 7	Combination	Max	1.07	0.59	53.64	3.15	1.43
Base	8	PLACAS 8	Combination	Max	1.07	0.59	53.64	3.15	1.43
Base	9	PLACAS 1	Combination	Max	10.37	-0.01	88.15	-0.01	35.41
Base	9	PLACAS 5	Combination	Max	10.37	-0.01	60.03	-0.01	35.41
Base	9	PLACAS 2	Combination	Max	10.37	-0.01	88.15	-0.01	35.41
Base	9	PLACAS 3	Combination	Max	0.22	0.57	88.15	3.07	0.68
Base	9	PLACAS 4	Combination	Max	0.22	0.57	88.15	3.07	0.68
Base	9	PLACAS 6	Combination	Max	10.37	-0.01	60.03	-0.01	35.41
Base	9	PLACAS 7	Combination	Max	0.22	0.58	60.03	3.07	0.68
Base	9	PLACAS 8	Combination	Max	0.22	0.58	60.03	3.07	0.68
Base	14	PLACAS 1	Combination	Max	10.13	0.00	90.21	-0.02	34.73
Base	14	PLACAS 5	Combination	Max	10.13	0.00	61.22	-0.01	34.73
Base	14	PLACAS 2	Combination	Max	10.13	0.00	90.21	-0.02	34.73
Base	14	PLACAS 3	Combination	Max	0.03	0.58	90.21	3.06	0.11
Base	14	PLACAS 4	Combination	Max	0.03	0.58	90.21	3.06	0.11
Base	14	PLACAS 6	Combination	Max	10.13	0.00	61.22	-0.01	34.73
Base	14	PLACAS 7	Combination	Max	0.03	0.58	61.22	3.06	0.11
Base	14	PLACAS 8	Combination	Max	0.03	0.58	61.22	3.06	0.11
Base	15	PLACAS 1	Combination	Max	8.76	0.02	115.99	0.07	33.51
Base	15	PLACAS 5	Combination	Max	8.28	0.02	89.85	0.07	33.10

Base	15	PLACAS 2	Combination	Max	8.76	0.02	115.99	0.07	33.51
Base	15	PLACAS 3	Combination	Max	1.46	0.60	81.27	3.14	1.36
Base	15	PLACAS 4	Combination	Max	1.46	0.60	81.27	3.14	1.36
Base	15	PLACAS 6	Combination	Max	8.28	0.02	89.85	0.07	33.10
Base	15	PLACAS 7	Combination	Max	0.98	0.60	55.13	3.15	0.94
Base	15	PLACAS 8	Combination	Max	0.98	0.60	55.13	3.15	0.94
Base	16	PLACAS 1	Combination	Max	0.45	0.70	74.95	1.55	2.99
Base	16	PLACAS 5	Combination	Max	0.46	0.68	50.73	1.63	3.00
Base	16	PLACAS 2	Combination	Max	0.45	0.70	74.95	1.55	2.99
Base	16	PLACAS 3	Combination	Max	-0.02	12.43	76.18	37.18	-0.01
Base	16	PLACAS 4	Combination	Max	-0.02	12.43	76.18	37.18	-0.01
Base	16	PLACAS 6	Combination	Max	0.46	0.68	50.73	1.63	3.00
Base	16	PLACAS 7	Combination	Max	-0.01	12.40	51.96	37.26	-0.01
Base	16	PLACAS 8	Combination	Max	-0.01	12.40	51.96	37.26	-0.01
Base	17	PLACAS 1	Combination	Max	0.66	1.40	56.61	2.74	3.20
Base	17	PLACAS 5	Combination	Max	0.60	1.37	45.36	2.83	3.14
Base	17	PLACAS 2	Combination	Max	0.66	1.40	56.61	2.74	3.20
Base	17	PLACAS 3	Combination	Max	0.19	17.69	35.31	42.36	0.19
Base	17	PLACAS 4	Combination	Max	0.19	17.69	35.31	42.36	0.19
Base	17	PLACAS 6	Combination	Max	0.60	1.37	45.36	2.83	3.14
Base	17	PLACAS 7	Combination	Max	0.12	17.65	24.05	42.45	0.13
Base	17	PLACAS 8	Combination	Max	0.12	17.65	24.05	42.45	0.13
Base	19	PLACAS 1	Combination	Max	0.52	0.79	45.98	1.22	3.06
Base	19	PLACAS 5	Combination	Max	0.50	0.68	31.83	1.37	3.04
Base	19	PLACAS 2	Combination	Max	0.52	0.79	45.98	1.22	3.06
Base	19	PLACAS 3	Combination	Max	0.07	9.44	85.49	34.16	0.13
Base	19	PLACAS 4	Combination	Max	0.07	9.44	85.49	34.16	0.13
Base	19	PLACAS 6	Combination	Max	0.50	0.68	31.83	1.37	3.04
Base	19	PLACAS 7	Combination	Max	0.05	9.34	71.33	34.31	0.11
Base	19	PLACAS 8	Combination	Max	0.05	9.34	71.33	34.31	0.11
Base	20	PLACAS 1	Combination	Max	8.20	-0.49	95.81	0.57	33.01
Base	20	PLACAS 5	Combination	Max	7.90	-0.32	76.23	0.41	32.74
Base	20	PLACAS 2	Combination	Max	8.20	-0.49	95.81	0.57	33.01
Base	20	PLACAS 3	Combination	Max	1.12	0.09	61.70	3.64	1.64
Base	20	PLACAS 4	Combination	Max	1.12	0.09	61.70	3.64	1.64
Base	20	PLACAS 6	Combination	Max	7.90	-0.32	76.23	0.41	32.74
Base	20	PLACAS 7	Combination	Max	0.81	0.26	42.12	3.48	1.38
Base	20	PLACAS 8	Combination	Max	0.81	0.26	42.12	3.48	1.38
Base	21	PLACAS 1	Combination	Max	10.10	-0.56	65.91	0.53	34.68
Base	21	PLACAS 5	Combination	Max	10.10	-0.37	44.65	0.36	34.68
Base	21	PLACAS 2	Combination	Max	10.10	-0.56	65.91	0.53	34.68
Base	21	PLACAS 3	Combination	Max	0.27	0.03	65.91	3.61	0.90
Base	21	PLACAS 4	Combination	Max	0.27	0.03	65.91	3.61	0.90
Base	21	PLACAS 6	Combination	Max	10.10	-0.37	44.65	0.36	34.68
Base	21	PLACAS 7	Combination	Max	0.27	0.21	44.65	3.43	0.90
Base	21	PLACAS 8	Combination	Max	0.27	0.21	44.65	3.43	0.90
Base	35	PLACAS 1	Combination	Max	7.04	-0.06	74.14	0.14	32.98
Base	35	PLACAS 5	Combination	Max	7.25	-0.03	61.94	0.12	33.17
Base	35	PLACAS 2	Combination	Max	7.04	-0.06	74.14	0.14	32.98
Base	35	PLACAS 3	Combination	Max	-0.33	0.52	39.57	3.21	0.72
Base	35	PLACAS 4	Combination	Max	-0.33	0.52	39.57	3.21	0.72
Base	35	PLACAS 6	Combination	Max	7.25	-0.03	61.94	0.12	33.17
Base	35	PLACAS 7	Combination	Max	-0.11	0.55	27.37	3.20	0.91
Base	35	PLACAS 8	Combination	Max	-0.11	0.55	27.37	3.20	0.91
Base	38	PLACAS 1	Combination	Max	6.14	0.01	113.44	0.08	31.71
Base	38	PLACAS 5	Combination	Max	6.59	0.01	88.37	0.08	32.10
Base	38	PLACAS 2	Combination	Max	6.14	0.01	113.44	0.08	31.71

Base	38	PLACAS 3	Combination	Max	-1.20	0.59	78.71	3.15	-0.55
Base	38	PLACAS 4	Combination	Max	-1.20	0.59	78.71	3.15	-0.55
Base	38	PLACAS 6	Combination	Max	6.59	0.01	88.37	0.08	32.10
Base	38	PLACAS 7	Combination	Max	-0.75	0.59	53.64	3.15	-0.16
Base	38	PLACAS 8	Combination	Max	-0.75	0.59	53.64	3.15	-0.16
Base	43	PLACAS 1	Combination	Max	5.88	0.02	115.99	0.07	31.00
Base	43	PLACAS 5	Combination	Max	6.35	0.02	89.84	0.07	31.41
Base	43	PLACAS 2	Combination	Max	5.88	0.02	115.99	0.07	31.00
Base	43	PLACAS 3	Combination	Max	-1.42	0.60	81.27	3.14	-1.15
Base	43	PLACAS 4	Combination	Max	-1.42	0.60	81.27	3.14	-1.15
Base	43	PLACAS 6	Combination	Max	6.35	0.02	89.84	0.07	31.41
Base	43	PLACAS 7	Combination	Max	-0.95	0.60	55.13	3.14	-0.74
Base	43	PLACAS 8	Combination	Max	-0.95	0.60	55.13	3.14	-0.74
Base	48	PLACAS 1	Combination	Max	6.36	-0.49	95.28	0.57	31.41
Base	48	PLACAS 5	Combination	Max	6.67	-0.32	75.83	0.41	31.67
Base	48	PLACAS 2	Combination	Max	6.36	-0.49	95.28	0.57	31.41
Base	48	PLACAS 3	Combination	Max	-0.72	0.09	61.17	3.64	0.04
Base	48	PLACAS 4	Combination	Max	-0.72	0.09	61.17	3.64	0.04
Base	48	PLACAS 6	Combination	Max	6.67	-0.32	75.83	0.41	31.67
Base	48	PLACAS 7	Combination	Max	-0.42	0.26	41.72	3.48	0.30
Base	48	PLACAS 8	Combination	Max	-0.42	0.26	41.72	3.48	0.30
Base	50	PLACAS 1	Combination	Max	0.43	0.32	20.09	1.64	3.06
Base	50	PLACAS 5	Combination	Max	0.45	0.38	14.43	1.66	3.09
Base	50	PLACAS 2	Combination	Max	0.43	0.32	20.09	1.64	3.06
Base	50	PLACAS 3	Combination	Max	-0.05	9.26	67.97	34.79	0.05
Base	50	PLACAS 4	Combination	Max	-0.05	9.26	67.97	34.79	0.05
Base	50	PLACAS 6	Combination	Max	0.45	0.38	14.43	1.66	3.09
Base	50	PLACAS 7	Combination	Max	-0.03	9.31	62.31	34.80	0.07
Base	50	PLACAS 8	Combination	Max	-0.03	9.31	62.31	34.80	0.07
Base	51	PLACAS 1	Combination	Max	0.39	0.38	49.89	1.85	2.98
Base	51	PLACAS 5	Combination	Max	0.42	0.47	33.98	1.84	3.01
Base	51	PLACAS 2	Combination	Max	0.39	0.38	49.89	1.85	2.98
Base	51	PLACAS 3	Combination	Max	-0.09	12.35	59.57	37.66	-0.04
Base	51	PLACAS 4	Combination	Max	-0.09	12.35	59.57	37.66	-0.04
Base	51	PLACAS 6	Combination	Max	0.42	0.47	33.98	1.84	3.01
Base	51	PLACAS 7	Combination	Max	-0.05	12.44	43.66	37.64	0.00
Base	51	PLACAS 8	Combination	Max	-0.05	12.44	43.66	37.64	0.00
Base	53	PLACAS 1	Combination	Max	0.29	1.40	56.61	2.74	2.83
Base	53	PLACAS 5	Combination	Max	0.35	1.36	45.36	2.83	2.89
Base	53	PLACAS 2	Combination	Max	0.29	1.40	56.61	2.74	2.83
Base	53	PLACAS 3	Combination	Max	-0.18	17.65	35.31	42.27	-0.17
Base	53	PLACAS 4	Combination	Max	-0.18	17.65	35.31	42.27	-0.17
Base	53	PLACAS 6	Combination	Max	0.35	1.36	45.36	2.83	2.89
Base	53	PLACAS 7	Combination	Max	-0.12	17.61	24.05	42.36	-0.11
Base	53	PLACAS 8	Combination	Max	-0.12	17.61	24.05	42.36	-0.11
Base	54	PLACAS 1	Combination	Max	0.49	0.70	74.94	1.55	3.03
Base	54	PLACAS 5	Combination	Max	0.49	0.68	50.73	1.63	3.03
Base	54	PLACAS 2	Combination	Max	0.49	0.70	74.94	1.55	3.03
Base	54	PLACAS 3	Combination	Max	0.02	12.41	76.17	37.12	0.03
Base	54	PLACAS 4	Combination	Max	0.02	12.41	76.17	37.12	0.03
Base	54	PLACAS 6	Combination	Max	0.49	0.68	50.73	1.63	3.03
Base	54	PLACAS 7	Combination	Max	0.02	12.38	51.96	37.20	0.02
Base	54	PLACAS 8	Combination	Max	0.02	12.38	51.96	37.20	0.02
Base	57	PLACAS 1	Combination	Max	0.41	0.78	45.45	1.22	2.95
Base	57	PLACAS 5	Combination	Max	0.43	0.68	31.43	1.36	2.97
Base	57	PLACAS 2	Combination	Max	0.41	0.78	45.45	1.22	2.95
Base	57	PLACAS 3	Combination	Max	-0.04	9.43	84.88	34.11	0.02
Base	57	PLACAS 4	Combination	Max	-0.04	9.43	84.88	34.11	0.02
Base	57	PLACAS 6	Combination	Max	0.43	0.68	31.43	1.36	2.97
Base	57	PLACAS 7	Combination	Max	-0.02	9.33	70.85	34.25	0.04
Base	57	PLACAS 8	Combination	Max	-0.02	9.33	70.85	34.25	0.04