



Diseño de estructuras metálicas en celosía para proyectos de transmisión de energía eléctrica: Optimización del cálculo de elementos redundantes y pernos de anclaje.

Anthony Castro Hernández

Ingeniero Civil

Asesor

Juan Carlos Obando Fuertes, PhD.

Universidad de Antioquia
Facultad de ingeniería, Escuela ambiental
Ingeniería civil
Medellín
2023

Cita	(Castro Hernández, A., 2023)
Referencia	Castro Hernandez, A. (2023). <i>Diseño de estructuras metálicas en celosía para proyectos de transmisión de energía eléctrica: Optimización del cálculo de elementos redundantes y pernos de anclaje</i> [Presencial]. Universidad de Antioquia, Medellín.
Estilo APA 7 (2020)	



Centro de Documentación Ingeniería (CENDOI)

Repositorio Institucional: <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

Rector: John Jairo Arboleda Céspedes.

Decano/Director: Julio Cesar Saldarriaga Molina.

Jefe departamento: Lina María Berrouet Cadavid.

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

Dedicatoria

A la prosperidad humana.

Tabla de contenido

Resumen	12
Abstract	13
Introducción	14
1 Objetivos	16
1.1 Objetivo general	16
1.2 Objetivos específicos	16
2 Marco teórico	17
3 Metodología	19
3.1 Diseño general de estructuras metálicas en celosía	19
3.1.1 Identificación parámetros para el modelo estructural	19
3.1.2 Análisis estructural	21
3.2 Optimización de cálculo de elementos redundantes	23
3.3 Optimización de cálculo de pernos de anclaje	23
4 Resultados	25
4.1 Criterios y condiciones generales de diseño	25
4.1.1 Descripción y ubicación del proyecto	25
4.1.2 Definición de silueta y tipo de estructura	26
4.1.3 Parámetros ambientales del sitio	30
4.1.4 Materiales	31
4.1.5 Cargas	31
4.1.5.1 Cargas de viento	32
4.1.5.2 Peso propio de la estructura	37
4.1.5.3 Cargas de sismo	38
4.1.5.4 Cargas de montaje y mantenimiento	40

4.1.5.5 Cargas estáticas y dinámicas por tensiones de cables	40
4.1.5.6 Arboles de carga	42
4.1.5.7 Hipótesis y combinaciones de carga	44
4.1.6 Análisis estructural	45
4.1.6.1 Límites de esbeltez	45
4.1.6.2 Propiedades de las secciones	46
4.1.6.3 Elementos en compresión	46
Pandeo elástico	47
Pandeo inelástico	47
4.1.6.4 Elementos en tensión	49
4.1.6.5 Diseño de redundantes	50
4.1.6.6 Diseño de conexiones	53
Aplastamiento	54
Cortante en pernos	54
Bloque de cortante	54
4.1.6.7 Límites de deflexión	55
4.1.6.8 Diseño para pernos de anclaje	56
Resistencia a la tracción del acero del anclaje	63
Resistencia al arrancamiento del concreto por tracción	63
Resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje en tracción	65
Resistencia al desprendimiento lateral del concreto para anclajes con cabeza en tracción	65
Resistencia del acero en cortante	66
Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante	66
Interacción tracción-cortante	68
Requisitos de diseño sismo resistente de anclajes	68

Diseño del refuerzo suplementario y de anclajes	68
Fijaciones con espigos de cortante	71
Resistencia al aplastamiento en cortante de fijaciones con espigos de cortante	73
Resistencia al arrancamiento del concreto de espigos de cortante	74
4.1.7 Resultados de modelación en PLS Tower	75
4.1.7.1 Geometría del modelo	75
4.1.7.2 Diseño estructural de elementos	78
4.1.7.3 Verificación de deflexiones	82
4.1.7.4 Cargas a nivel de cimentación	85
4.2 Optimización del cálculo elementos redundantes	88
4.2.1 Bases de datos	88
4.2.2 Automatización del calculo	89
4.3 Optimización del cálculo de pernos de anclaje	91
4.3.1 Modificación de formato	91
4.3.2 Actualización normativa y anexo de cálculos	91
5 Análisis	93
5.1 Criterios y condiciones generales de diseño	93
5.2 Optimización cálculo de elementos redundantes	96
5.3 Optimización cálculo de pernos de anclaje	97
6 Conclusiones	99
Referencias	101
Anexos	103

Lista de tablas

Tabla 1 Parámetros ambientales del sitio del proyecto	30
Tabla 2 Propiedades mecánicas del acero para elementos de la estructura.....	31
Tabla 3 Propiedades mecánicas de los pernos.....	31
Tabla 4 Parámetros para la aceleración sobre colinas, cerros y acantilados	33
Tabla 5 Categorías de exposición.....	34
Tabla 6 Coeficiente de exposición a la presión de velocidad, K_z	35
Tabla 7 Coeficiente de fuerza, C_f	37
Tabla 8 Parámetros de entrada para cálculo del valor de la aceleración de respuesta espectral según la NSR10.....	38
Tabla 9 Valor de coeficiente de capacidad de disipación de energía, R	40
Tabla 10 Resumen de cargas en servicio de conexiones entre equipos	42
Tabla 11 Árbol de cargas asociado al equipo para la estructura	44
Tabla 12 Límites de deflexiones en estructuras	55
Tabla 13 Requisitos de resistencia de diseño para anclajes	57
Tabla 14 Resistencia del anclaje gobernada por el acero	58
Tabla 15 Resistencia del anclaje gobernada por el arrancamiento del concreto	58
Tabla 16 Espaciamiento crítico	60
Tabla 17 Requisitos para espaciamiento mínimo y distancias al borde	63
Tabla 18 Grupos de diseño de la estructura y propiedades de los perfiles que la componen	78
Tabla 19 Análisis y % de uso para miembros sometidos a compresión.....	79
Tabla 20 Análisis y % de uso para miembros sometidos a tracción	80
Tabla 21 Chequeo de deflexiones máximas horizontales de la estructura en condiciones de servicio	84
Tabla 22 Cargas a nivel de cimentación condiciones de servicio en coordenadas cartesianas	85

Tabla 23 Cargas a nivel de cimentación condiciones de servicio en dirección del montante.....86

Tabla 24 Máximas cortantes a nivel de cimentación condiciones de servicio en dirección del montante86

Tabla 25 Cargas a nivel de cimentación condiciones ultimas en coordenadas cartesianas87

Tabla 26 Cargas a nivel de cimentación condiciones ultimas en dirección del montante87

Tabla 27 Máximas cortantes a nivel de cimentación condiciones ultimas en dirección del montante88

Lista de figuras

Figura 1 Pernos de anclaje	18
Figura 2 Localización de la subestación +00 110/13,2kV	25
Figura 3 Soporte de equipo de ejemplo correspondiente a la disposición física preliminar del proyecto	26
Figura 4 Guía para soportes de transformador de tensión.....	27
Figura 5 Vista en planta de detalle de conexión entre equipo y estructura.....	28
Figura 6 Vista en planta de detalle de conexión entre estructura y cimentación	28
Figura 7 Platina para fijación de caja de agrupamiento	29
Figura 8 Elementos para fijación de placa de nomenclatura.....	29
Figura 9 Vista en planta de elementos de fijación	30
Figura 10 Condiciones topográficas.....	33
Figura 11 Factor de respuesta de ráfaga para estructuras, G.....	36
Figura 12 Aceleración de respuesta espectral según NSR10	39
Figura 13 Convención de árboles de cargas sobre la estructura	43
Figura 14 Sección transversal típica de un ángulo.....	46
Figura 15 Geometría sección del perfil.....	49
Figura 16 Distancias en cadenas de perforaciones.....	50
Figura 17 Carga en ángulos.....	53
Figura 18 Modos de falla de anclajes.....	56
Figura 19 Cono de arrancamiento por tracción	59
Figura 20 Cono de arrancamiento por cortante.....	59
Figura 21 Área total proyectada de la superficie de falla del concreto para un solo anclaje	60
Figura 22 Área total proyectada de la superficie de falla del concreto para un solo anclaje cerca de un borde	61

Figura 23 Área total proyectada de la superficie de falla del concreto para un grupo de anclajes cerca de un borde.....	62
Figura 24 Área total proyectada de la superficie de falla del concreto para un grupo de anclajes cerca de dos bordes	62
Figura 25 Refuerzo del anclaje para tracción.....	69
Figura 26 Refuerzo de anclaje para cortante en forma de horquilla	70
Figura 27 Refuerzo de borde y refuerzo de anclaje para cortante.....	71
Figura 28 Ejemplos de fijaciones con espigos de cortante	72
Figura 29 Falla por aplastamiento y subsecuente falla del acero del anclaje para una fijación con una platina embebida y espigos de cortante (si no es aplicable una falla por arrancamiento).....	73
Figura 30 Ejemplos de áreas efectivas de aplastamiento para fijaciones con espigos de cortante	74
Figura 31 Ejemplo de A_{vc} para un espigo de cortante cerca de un borde.....	75
Figura 32 Geometría del modelo estructural para el ejemplo de diseño	76
Figura 33 Nodos y secciones en el modelo estructural del ejemplo de diseño	77
Figura 34 Porcentajes de uso máximo en elementos de la estructura en condiciones ultimas	81
Figura 35 Geometría deformada de la estructura para condiciones de servicio	82
Figura 36 Listado de redundantes usados en una estructura	89
Figura 37 Listado de materiales usados en una estructura.....	89
Figura 38 Calculo resultante para elementos redundantes	90

Siglas, acrónimos y abreviaturas

ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASD	Allowable Stress Design
ASTM	American Society for Testing Materials
CIGRE	Consejo Internacional de Grandes Sistemas Eléctricos
EN	European Standards
GB/T	Chinese national standard/ Recommended
IEC	International Electrotechnical Commission
In	Pulgadas
LFRD	Load and Resistance Factored Design
RETIE	Reglamento Técnico de Instalaciones Eléctricas
USD	Ultimate Strength Design
VBA	Visual Basic for Applications
kN	Kilo Newton
KSI	1000 libras por pulgada cuadrada
mm	milímetros
m	metros
Mpa	Mega Pascal

Resumen

Se realiza el diseño de una estructura tipo soportes de equipos como ejemplo para la metodología de diseño de una estructura metálica en celosía pertenecientes a un proyecto de subestación eléctrica, en el cual se identifica el análisis y factores a tener en cuenta durante dicho proceso de diseño, y dentro de este, se optimiza cálculos y verificaciones por medio de la mejora de hojas de cálculo pertenecientes a la empresa OPTIMA INGENIERIA S.A.S, las cuales son: cálculo de elementos redundantes y cálculo de pernos de anclaje. En este proceso de mejora de hojas de cálculo se automatiza u optimiza el cálculo realizado por medio de programación en VBA, a su vez, se compara las diferentes normativas vigentes relacionadas para incluir aquello que estas estipulan y competen a estos procedimientos mencionados. Realizando comparativas en relación de tiempo se nota una optimización considerable en el proceso de cálculo con los cambios implementados en la hoja de cálculo de elementos redundantes, y en el caso de la hoja de cálculo de pernos de anclajes se incluyen nuevos cálculos para diseño de refuerzos y se optimiza el formato de datos de entrada y salida. En el ejemplo de diseño de la estructura, se identifican las diferentes fases de este proceso, para optimizar y verificar el funcionamiento adecuado de esta, identificándose en los resultados de modelación que la estructura cumple con criterios de resistencia y deformación, siendo esto el análisis fundamental de una estructura de este tipo, además del criterio de viabilidad constructiva.

Palabras clave: subestaciones, estructuras metálicas en celosía, elementos redundantes, pernos de anclaje.

Abstract

The design of a structural support system for equipment serves as an illustrative example of the design methodology employed in a steel latticed transmission structure within the context of an electrical substation project. This process involves identifying the necessary analysis and factors to be considered. Calculations and verifications are optimized through enhancements made to spreadsheets owned by the company OPTIMA INGENIERIA S.A.S, specifically focusing on the calculation of redundant members and calculation of anchor bolts. Through the refinement of these spreadsheets, calculations previously carried out are automated and optimized by VBA programming. Concurrently, various regulations are compared and incorporated to guide these procedures based on their stipulations.

Comparative analysis of time efficiency reveals a significant optimization in the calculation process due to implemented changes in the redundant members calculation sheet. In the case of the anchor bolts calculation sheet, new calculations for reinforcement design are introduced, and input-output data is streamlined. Within the exemplified structural design, distinct phases of the process are identified to ensure optimization and validate proper functionality. Modeling results demonstrate that the structure meets criteria pertaining to both resistance and deformation, fundamental aspects of analysis for such structures in addition to considerations regarding construction feasibility.

Keywords: substations, steel latticed transmission structures, redundant members, anchor bolts.

Introducción

Los proyectos asociados a la transmisión de energía son de vital importancia para el desarrollo adecuado de la civilización, dentro de estos proyectos están las subestaciones eléctricas, e inherentemente, la infraestructura que estas conllevan. Para cumplir satisfactoriamente con las especificaciones estructurales asociadas a un proyecto de subestaciones eléctricas, ya sea por cuestiones de resistencia, geométricas o ambientales, se debe realizar un proceso de diseño adecuado, regido por normativa técnica y por el criterio ingenieril de profesionales competentes. Dentro de este proceso se encuentran diferentes cálculos y análisis, que, generalmente, se realizan por medio de softwares especializados u otras herramientas computacionales como hojas de cálculo designadas para un proceso en específico. Entonces, los resultados de dichos cálculos deben ser evaluados, no solo en términos de eficacia, si no en términos de eficiencia, por lo cual, se debe optimizar el procedimiento por el cual se realizan dichos cálculos, lo que es parte de los objetivos de este documento; la optimización de dos hojas de cálculo asociadas al diseño de elementos redundantes por medio de la automatización del cálculo e implementación de una base de datos de perfilería y materiales, y a el diseño de los pernos de anclaje de la estructura por medio de la modificación del código de programación general de la hoja para la obtención de resultados más intuitivos, en donde, para ambas hojas de cálculo mencionadas, se actualizara los criterios de diseño según normativa vigente. Se destaca que el objetivo principal de este documento es el aprendizaje del diseño estructural general de estructuras metálicas pertenecientes a una subestación eléctrica. Este proceso de aprendizaje y optimización de hojas se realiza dentro del contexto de la empresa OPTIMA INGENIERIA S.A.S., la cual brindara gran parte de los recursos técnicos que conciernen. Se elige como ejemplo de diseño estructural una estructura de soporte perteneciente a la subestación +00 110/13,2Kv del proyecto Puerto Antioquia, aclarando que no es un producto final, con el cual se logra identificar el proceso y consideraciones de diseño para este tipo de estructuras, que se resumen, de forma general, en: Predimensionamiento, determinación de cargas asociadas, modelación, análisis y verificación de la estructura y sus diferentes componentes en términos de resistencia y deformaciones, para finalmente proceder con la bajada de cargas a nivel de cimentación. Dicho proceso se realizó con los insumos del proyecto puerto Antioquia, y la modelación junto a su análisis respectivo, se realizó con el software PLS Tower apoyado de diferentes hojas de cálculo siguiendo lo estipulado en las normativas que rigen en Colombia, de la

cual se obtuvo una estructura que cumple satisfactoriamente con chequeos de resistencia y deformación.

1 Objetivos

1.1 Objetivo general

Aprender a diseñar estructuras metálicas en celosía, mostrando un ejemplo en específico, en proyectos de generación de energía: subestaciones o líneas de transmisión, analizando los diferentes pasos asociados a este proceso como: identificación de parámetros, modelación, cálculos de apoyo, chequeos, o cualquier otro que se identifique en el desarrollo de la práctica.

1.2 Objetivos específicos

- Optimizar la hoja de cálculo de elementos redundantes automatizando el ingreso de parámetros asociados a el tipo de perfil usado para el elemento y las propiedades del material que lo conforman, en donde, a su vez, se anexaran bases de datos para estos parámetros.
- Optimizar la hoja de cálculo de pernos de anclaje cambiando el código de programación de la macro asociada para obtener resultados más intuitivos, en donde, se actualizará sus criterios de diseño al de normativas vigentes, anexando los cálculos necesarios observados en esta revisión de normativas.

2 Marco teórico

Estructura metálica en celosía: Son estructuras que deben ser autoportadas o arriostradas, las cuales están conformadas de elementos prismáticos conectados por medio de pernos, estos elementos, generalmente, están hechos de material laminado en caliente o formado en frío. Los componentes estructurales (elementos, conexiones y riostras), se eligen para resistir las cargas factoradas de diseño en esfuerzos que se aproximen a la falla por fluencia, pandeo, ruptura, o cualquier otra condición límite especificada en los criterios de diseño. A su vez, la disposición geométrica de los elementos está regida por requerimientos eléctricos y de seguridad (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2015).

Cargas aplicadas en estructuras de proyectos de transmisión de energía: las cargas factoradas de diseño serán determinadas por el árbol de cargas, el cual es una representación vectorial de fuerzas aplicadas en ciertos nodos de la estructura y está dado por los estudios electromecánicos del proyecto, estas cargas deben considerar lo siguiente:

- Mínimas condiciones normativas.
- Condiciones ambientales esperadas.
- Provisiones de seguridad de la línea.
- Operaciones de construcción y mantenimiento. (ASCE, 2015)

Elementos redundantes: Son elementos dispuestos para reducir la longitud no arriostrada de los elementos primarios de la estructura, brindando un soporte intermedio. Estos elementos se deben diseñar con los siguientes criterios:

- La esbeltez no debe exceder 250.
- La capacidad de carga es al menos del 2,5% de la máxima carga de los elementos que arriostran.
- Se debe verificar pandeo elástico e inelástico como en los demás elementos.
- La capacidad de ruptura de la conexión es al menos del 2,5% de la carga máxima de los elementos que arriostra.
- Deben resistir cargas verticales ocasionadas por operaciones de mantenimiento y montaje.

- La flexión admisible del elemento debe ser mayor a la flexión última ocasionada por cargas puntuales de mantenimiento y montaje. (ASCE, 2015)

Pernos de anclaje: Normalmente, en estructuras metálicas, la conexión entre las columnas y su base consiste en una placa base de acero sobre un mortero de nivelación (grout) y un anclaje a la fundación de concreto reforzado mediante el uso de los denominados pernos de anclaje, como se puede observar en la Figura 1. Esta conexión se diseña para resistir flexión, cortante, y cargas axiales desarrolladas en la columna (Celis A. & Herrera. 2019).

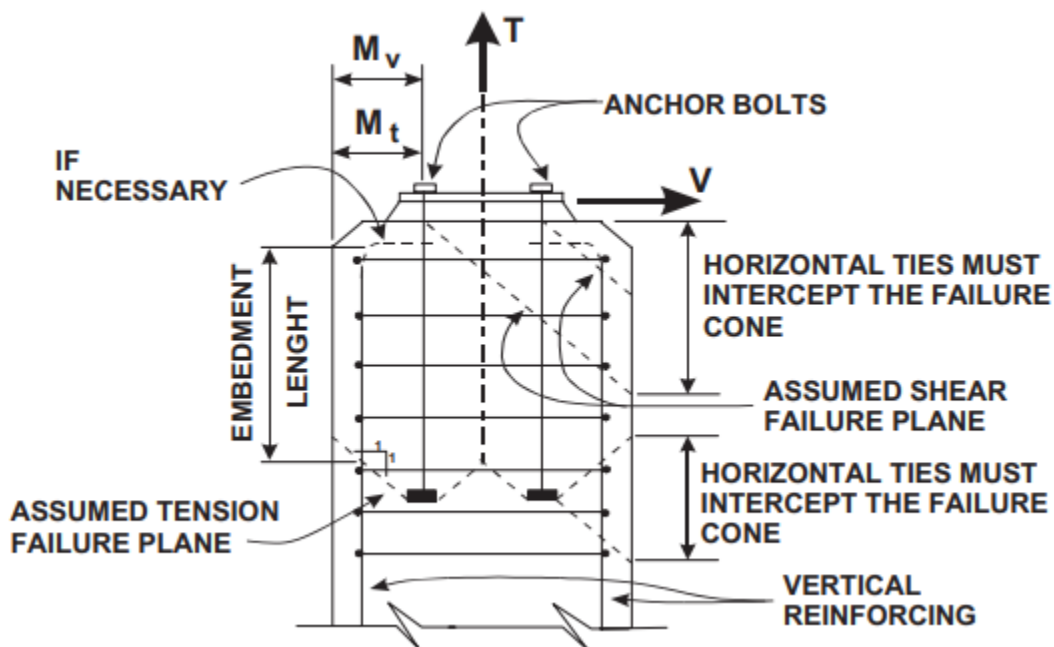


Figura 1. Pernos de anclaje. Nota. Fuente (ASCE, 2015).

3 Metodología

3.1 Diseño general de estructuras metálicas en celosía

Se debe definir el tipo de metodología de diseño, generalmente, según el manual 113 de la ASCE, en la práctica se usan dos tipos de metodologías: metodología ASD (“Allowable Stress Design”) la cual corresponde a que los esfuerzos elásticos producidos por cargas nominales no excedan esfuerzos admisibles específicos, y metodología USD (“Ultimate Strength Design”) la cual corresponde a que las fuerzas producidas por las cargas factoradas no excedan la resistencia de diseño (también se le denomina “Load and Resistance Factored Design”, LFRD). En este caso se usará la metodología USD, la cual es la más utilizada para los proyectos de subestaciones (ASCE, 2007).

3.1.1 Identificación parámetros para el modelo estructural

El diseño estructural se definirá de acuerdo con los siguientes aspectos:

Geometría: Se debe tener en cuenta la disposición geométrica y dimensiones de los elementos que conforman la estructura en sí, además de la ubicación de la estructura, todo con el fin de cumplir criterios y requerimientos tanto estructurales como eléctricos, estos últimos son: distancias de seguridad, separación entre fases y alturas de conexión (ASCE, 2007).

Materiales: Los materiales de los diferentes elementos, platinas y pernos se definirán dependiendo de la resistencia que se requiera, esto puede ser parte de un proceso iterativo dentro del modelo o se determinara de antemano si es necesario usar cierto material por solicitud del propietario o de algún análisis realizado. El material debe cumplir con la calidad estandarizada según la normativa que se seleccione para los elementos del proyecto en cuestión.

Parámetros ambientales: La localización de un proyecto define ciertos parámetros ambientales que influyen sobre las cargas que soporta la estructuras, en esencia, asociados exclusivamente a la carga sísmica y cargas de viento y hielo, dichos parámetros se estiman según lo descrito en el título A y B de la Norma Sismo Resistente colombiana [NSR10]. Se menciona los parámetros asociados al hielo, ya que es algo que se debe tener en cuenta en un diseño de este tipo de estructuras en regiones donde se padezca por este tipo de condiciones, lo cual no es el caso en el proyecto de análisis.

Hipótesis de cargas: Estas hipótesis se establecen a partir de ciertas condiciones probables que se pueden presentar durante la vida útil de la estructura, en donde, se tiene en cuenta la

dirección del viento, temperatura, y condiciones asociadas a la integridad de las fases o cables de guarda, además de la condición de mantenimiento y montaje. Estas hipótesis se obtienen de acuerdo con el Reglamento Técnico de Instalaciones Eléctricas [RETIE].

Cargas: Las estructuras metálicas en celosía para proyectos de transmisión de energía, generalmente, están sometidas a cargas de tensión estática y electrodinámica de cortocircuito sobre los conductores, cargas asociadas a la estructura como peso de equipos, mandos, cargas de accionamiento de equipos y cargas de peso propio, viento y hielo, sismo, montaje y mantenimiento.

- **Cargas de conexión sobre estructuras:** El cálculo de las tensiones estáticas de diseño de los conductores se deberá realizar controlando la flecha en función del vano, respetando las distancias eléctricas. Para los vanos a nivel se recomienda no exceder del 3% de flecha a máxima temperatura del conductor, para vanos a desnivel se debe evitar someter al apoyo inferior a cargas verticales en dirección contraria al peso y para las salidas de línea con grandes desniveles se debe verificar que la llegada cumpla la condición de paso flojo. En cuanto a las cargas de conexión entre equipos, se deberán considerar como si la conexión fuera la catenaria, controlando las distancias de seguridad, sin exceder límites de las cargas en las terminales para cada equipo (ASCE, 2007). Los efectos mecánicos debidos al corto circuito deberán calcularse según las indicaciones de la publicación del Consejo Internacional de Grandes Sistemas Eléctricos [CIGRE] “The mechanical effects of short circuit currents in open air substations” 1996 y 2002 (publicaciones 105 y 214) o en su defecto bajo la norma IEC 865 “Short circuit currents calculations effects”.

- **Cargas de peso propio:** Se estiman las cargas de peso propio de las estructuras de acuerdo con las propiedades asignadas a los elementos definidos que conformaran dichas estructuras, adicionando el peso de las platinas, elementos de conexión y galvanizado. Los pesos propios de los equipos que serán soportados por las estructuras deben ser determinados con base en las propiedades de los equipos suministrados por el cliente. Así mismo, se deben considerar los pesos propios y la ubicación de las cajas de mando y de los mecanismos de accionamiento, entre otros elementos que puedan influir en el diseño (ASCE, 2007).

- **Cargas de viento:** para el cálculo de la presión básica del viento por velocidad, la distribución de cargas en la estructura deberá seguir la metodología indicada en los manuales 74 y 133 de la ASCE.

- **Cargas de sismo:** El espectro de diseño a utilizar en el diseño estructural es determinado a partir de las características sísmicas y el estudio de suelos del proyecto. Para el cálculo de las cargas de sismo sobre las estructuras se debe utilizar, preferiblemente, el procedimiento de la fuerza horizontal equivalente, utilizando los espectros elásticos de diseño para el 5% de amortiguamiento (Norma Sismo Resistente colombiana [NSR10], 2010). Las componentes verticales de los movimientos sísmicos de diseño se deben tomar como el ochenta por ciento (80%) de los valores correspondientes a los efectos horizontales y se aplicaran tanto en la dirección de la gravedad como en la dirección contraria a esta. Los valores del coeficiente de capacidad de disipación de energía [R] a emplear en los diseños serán según lo indicado en el manual 113 de la ASCE.

- **Cargas de montaje y mantenimiento:** Se tienen en cuenta dentro del diseño de las estructuras las cargas debidas al montaje y mantenimiento de los conductores y equipos. Además de las otras cargas mencionadas, la estructura será diseñada para resistir la acción de un hombre con herramienta de montaje que equivale a aplicar verticalmente un peso aproximado de 1.5 kN. Así mismo, todos los elementos de la estructura cuyo eje longitudinal forme un ángulo con la horizontal menor que 45 grados tendrán suficiente sección para resistir una carga adicional de 1.5 kN vertical, aplicada en cualquier punto de su eje longitudinal (ASCE, 2007).

- **Cargas de operación de equipos:** Son las cargas dinámicas sobre la estructura, causada por la operación de equipos como el interruptor, estas cargas son suministradas por el fabricante del equipo (ASCE, 2007).

Combinaciones de cargas: Las estructuras metálicas de una subestación deben ser diseñadas para la combinación más crítica de carga a tiro unilateral. Los eventos de cargas correspondientes a las combinaciones de peso propio, viento, tiro, cortocircuito y sismo horizontal y vertical, con sus respectivos factores de sobrecarga se toman del manual ASCE 113.

3.1.2 Análisis estructural

El análisis estructural para el diseño que se plantea realizar, será por medio software PLS Tower, en el cual se debe ingresar los parámetros planteados en la sección anterior, donde, esencialmente, se ingresa la geometría por medio de nodos, especificaciones de materiales y dimensiones usadas para elementos y conexiones, y las cargas por medio de árboles de carga apoyado en hojas de cálculo, la cual también ingresa las combinaciones de cargas correspondientes.

A partir de los resultados se puede determinar las combinaciones de cargas más críticas y las sollicitaciones que le llegan a la cimentación, a su vez, se pueden realizar varias verificaciones como los porcentajes de uso de los elementos y las deformaciones en los nodos. Cabe destacar que este software está diseñado para las estructuras metálicas en celosía tipo torre, no obstante, se usa para el diseño de todas las estructuras metálicas en celosía asociadas a los proyectos de transmisión de energía como los soportes de equipos y pórticos. He ahí la necesidad de apoyarse en hojas de cálculo para ciertos procesos de ingreso u obtención de datos.

Como se mencionó anteriormente, se cuenta con una hoja de cálculo para exportar las cargas y combinaciones de cargas al software PLS Tower, en dicha hoja se requiere los nodos correspondientes a la estructura metálica modelada, la masa asociada a la estructura, la disposición de las cargas asociadas a equipos o templates, y parámetros ambientales. A partir de esto, la hoja de cálculo organiza y exporta la información requerida para el modelo. Se destaca la necesidad de este procedimiento debido a la complejidad y magnitud si se hiciese manualmente.

En este proceso de análisis, como mínimo, es necesario realizar las siguientes verificaciones:

- Límites de esbeltez asociados a los diferentes elementos que componen la estructuras, según la normativa ASCE 10-15.
- Los diferentes efectos para elementos a compresión o tracción descritos en la normativa ASCE 10-15.
- El diseño de las conexiones que, generalmente, se asocia a efectos de cortante en el perno, bloque de corte y aplastamiento en el agujero, siguiendo los lineamientos de la normativa ASCE 10-15.
- Limitar un porcentaje de uso de los elementos sometidos a tracción o compresión, donde, generalmente, este porcentaje de uso máximo es del 100%, es decir, que la sollicitud no supere la capacidad de dicho elemento, y a su vez, identificar la combinación de carga más crítica.
- Límites de deflexiones siguiendo lo estipulado en el capítulo 4 del manual ASCE 113, ya sea para deflexiones verticales u horizontales, según el tipo de estructura.
- Una vez obtenidas las reacciones a nivel de cimentación en el modelo estructural, se procede a diseñar los pernos de anclaje, la placa base y la cimentación en sí, con

estos valores de las reacciones. Dentro del alcance de este informe, no está estipulado el diseño de la cimentación y placa base. El diseño de los pernos de anclaje sigue la metodología descrita en el capítulo 17 de la normativa ACI 318-19, la cual se describirá, pero no con el propósito de ser parte del ejemplo de diseño, sino describir la teoría detrás de las hojas de cálculo de interés.

3.2 Optimización de cálculo de elementos redundantes

Para la optimización de la hoja de cálculo de redundantes se tratarán dos temas principales:

Inclusión de bases de datos: los dos parámetros principales que se buscan definir en este proceso de cálculo de redundantes son el tipo de perfil y el material asociado a este, ambos parámetros están estandarizados por diferentes normativas, tanto para el material como los perfiles, como lo pueden ser: AISC, EN, GB/T, ASTM, entre otros. Por ende, se cuenta con bases de datos para el tipo de perfil con sus propiedades geométricas que son provistas por las normativas mencionadas y así poder ingresar las propiedades de cada diferente tipo de perfil o material automáticamente. No obstante, la cantidad de perfiles o materiales es demasiada, entonces cada proyecto diferente debe determinar que tipos de perfiles y materiales para redundantes requiere, y como estos se identificarán. Así pues, se requiere anexarlos como un listado aparte que este asociado a las bases de datos.

Automatización del cálculo: como se mencionó anteriormente, la importancia del cálculo reside en determinar el tipo de perfil y material del redundante, así que estos dos parámetros son los que se automatizarán dentro del cálculo por medio de un módulo programado con el lenguaje Visual Basic for Applications [VBA], donde se tendrán como parámetros de entrada la geometría en cuanto a disposición del elemento (longitud, condiciones de restricción, parámetros del perno y ángulos) y las cargas asociadas a el elemento primario que arriostra.

3.3 Optimización de cálculo de pernos de anclaje

La hoja de cálculo de pernos de anclaje que se intervendrá posee varios factores a modificar para su optimización, los cuales son los siguientes:

Modificación de formato: En el caso del formato, se tratará dos temas fundamentales en una hoja de cálculo que son el ingreso de datos de entrada y el resumen de los resultados, ya que ambos son pocos intuitivos. Entonces, la premisa de esta modificación corresponde a que se

automatice y ordene los datos de entrada acorde a aquellos datos provenientes de cálculos anteriores que se hacen, generalmente, en el proceso de diseño, y que el resumen de resultados corresponda a lo necesario para mostrarse en las memorias de cálculo en donde se requieran estos cálculos como anexo. Esta hoja cuenta con un módulo en VBA que requiere de mantenimiento ya que está programado con el formato antiguo de la hoja, por ende, cualquier cambio en formulación o celdas, requiere de una revisión en el módulo.

Actualización normativa: Se buscará la versión vigente y contractual de la normativa que rige esta hoja de cálculo, que, esencialmente, se basa en la ACI 318, además de otras normativas o estándares para los materiales o tipos de pernos usados en la base de datos de esta hoja.

Anexo o modificación de cálculos: Como se mencionó anteriormente, la hoja de cálculo cuenta con un módulo complejo para el cálculo de los pernos de anclaje, entonces, este se modificará de acuerdo con la normativa vigente en caso de necesitarlo, además se anexarán o corregirán chequeos establecidos por la norma como lo es el caso del diseño de espigos de cortante.

Se aclara que, todas las modificaciones correspondientes serán para la tipología de pernos preinstalados, debido a que la empresa ya cuenta con softwares especializados para tipo de pernos postinstalados.

4 Resultados

4.1 Criterios y condiciones generales de diseño

Los criterios y condiciones establecidos para un diseño están dictaminados por la normativa asociada al diseño que rige en la ubicación del proyecto en cuestión, y las especificaciones técnicas que se establecen en dicho proyecto por parte del empleador.

4.1.1 Descripción y ubicación del proyecto

La estructura de soporte de equipo para el ejemplo de diseño pertenece a la subestación +00 110/13,2kV del proyecto Puerto Antioquia, el cual se encuentra ubicado al costado sur de Bahía Colombia del Golfo de Urabá, Mar Caribe de la costa Atlántica de Colombia, en cercanías a la desembocadura del río León y corregimiento de Nueva Colonia, perteneciente al municipio de Turbo, Antioquia. Dicha subestación, de nivel de tensión de 110kV, será el nodo principal del sistema eléctrico del proyecto Puerto Antioquia, la cual se encargará de transformar la tensión a niveles requeridos por el empleador del proyecto. A continuación, se muestra la localización de la subestación +00 110/13,2kV:

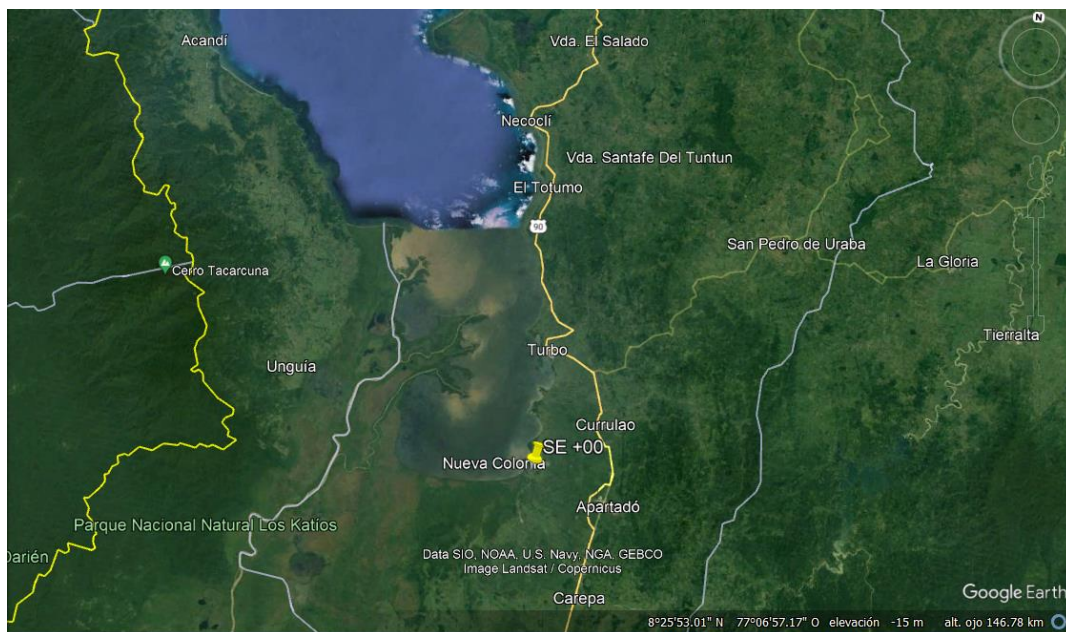


Figura 2. Localización de la subestación +00 110/13,2kV. Nota. Fuente (Google Earth, 2023).

4.1.2 Definición de silueta y tipo de estructura

A partir de los requerimientos establecidos en la disposición física del proyecto, que se realiza según los análisis electromecánicos respectivos, se define las diferentes estructuras metálicas en celosía pertenecientes a la subestación. En este caso, se analizará la silueta de una estructura de soporte para un transformador de tensión, el cual se muestra a continuación:

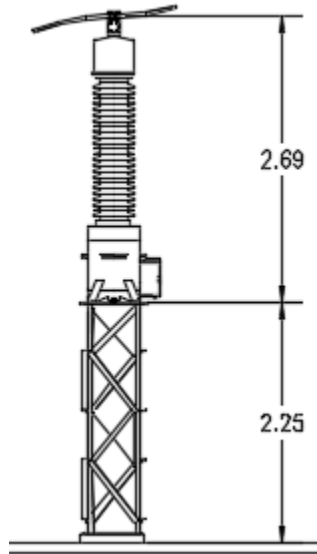


Figura 3. Soporte de equipo de ejemplo correspondiente a la disposición física preliminar del proyecto.

Esta silueta surge de las necesidades del equipo que está soportando, es decir, la altura a la que debe estar conectada con los cables, la separación y ubicación respecto a otros equipos, y predimensionamiento de la estructura en sí, dependiendo del tipo de equipo y la tensión nominal de la subestación. Este predimensionamiento o prediseño de la estructura mencionado, se basa en planos guía que determinan detalles generales en un tipo de soporte en específico y con qué tipo de elementos debe contar, lo cual también sirve de criterio para el análisis de cargas asociados a los factores de mayoración de peso y áreas expuestas a viento los cuales se explicaran posteriormente. A continuación, se muestran los detalles guía para la estructura de interés:

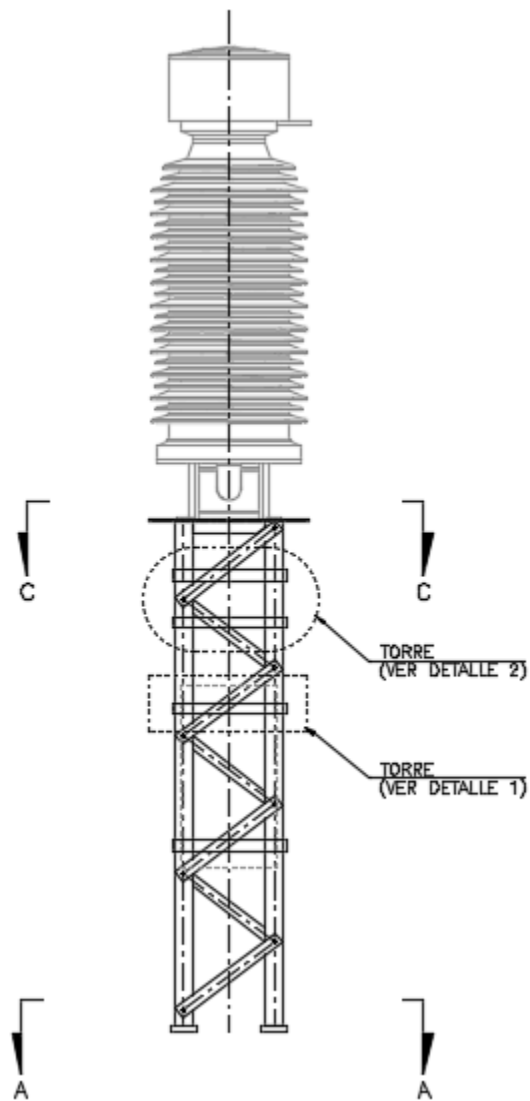


Figura 4. Guía para soportes de transformador de tensión.

Los cortes indicados en la Figura 4, corresponden a la vista en planta de la conexión entre equipo y estructura (C-C), y a la conexión entre la estructura y la cimentación (A-A).

A continuación, se muestra el corte C-C mencionado anteriormente:

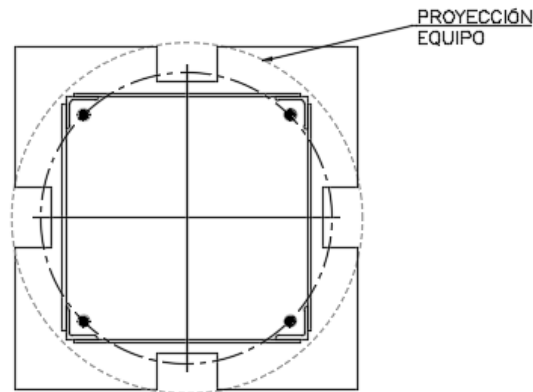


Figura 5. Corte C-C. Vista en planta de detalle de conexión entre equipo y estructura.

A continuación, se muestra el corte A-A mencionado anteriormente:

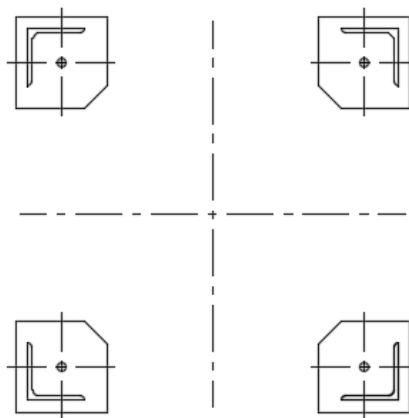


Figura 6. Corte A-A. Vista en planta de detalle de conexión entre estructura y cimentación.

Aunado a lo anterior, se muestran los detalles señalados en la Figura 4, que corresponden a elementos no estructurales que sirven para la fijación de la caja de agrupamiento y la placa de nomenclatura, los cuales son requerimientos electromecánicos.

El detalle 1 señalado en la Figura 4, se puede observar en la siguiente figura:

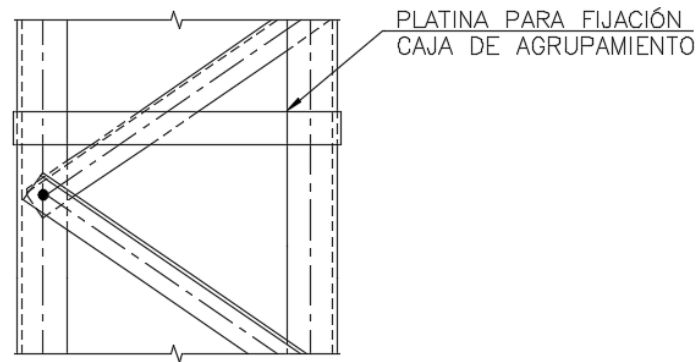


Figura 7. *Detalle 1. Platina para fijación de caja de agrupamiento.*

El detalle 2 señalado en la Figura 4, se puede observar en la siguiente figura:

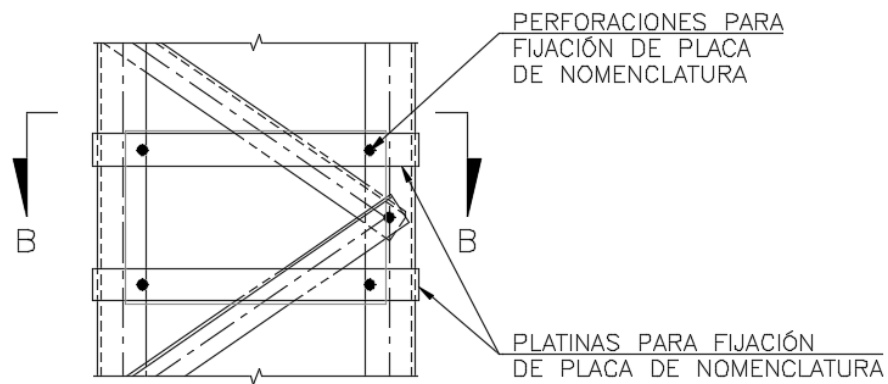


Figura 8. *Detalle 2. Elementos para fijación de placa de nomenclatura.*

También es necesario esquematizar como es la configuración de estos elementos de fijación en planta, como se muestra a continuación:

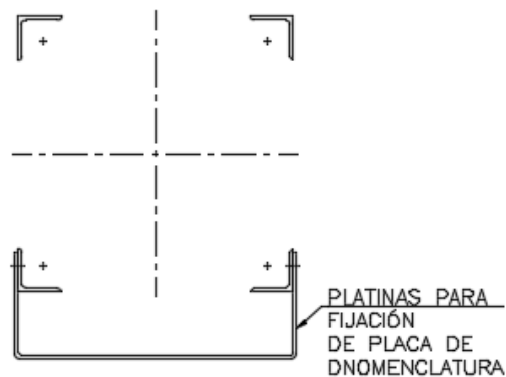


Figura 9. Corte B-B. Vista en planta de elementos de fijación.

4.1.3 Parámetros ambientales del sitio

Para el diseño de la estructura de soporte de equipo que compete a este informe, se tomara en cuenta los siguientes parámetros ambientales:

Tabla 1

Parámetro	Unidades	Valor
Altura sobre el nivel de mar.	msnm	1.5 ⁽¹⁾
Temperatura anual media:		
<i>Máxima anual</i>	°C	40 ⁽²⁾
<i>Media anual</i>	°C	28 ⁽²⁾
<i>Mínima anual</i>	°C	15 ⁽²⁾
Velocidad de viento máximo de diseño	km/h	100 ⁽³⁾
Zona de amenaza sísmica.		Alta ⁽³⁾
<i>Coefficiente de aceleración horizontal pico efectiva, Aa.</i>		0.25 ⁽³⁾
<i>Coefficiente de velocidad horizontal pico efectiva, Av.</i>		0.25 ⁽³⁾
Tipo perfil de suelo.		E

Parámetros ambientales del sitio del proyecto.

(1) Fuente (Especificaciones técnicas del proyecto).

(2) Fuente (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales [IDEAM], 2023).

(3) Fuente (NSR10, 2010).

El tipo de perfil de suelo se determina a partir del estudio de suelos del proyecto, se describe como parámetro ambiental, ya que es un dato de entrada necesario para el cálculo del espectro sísmico.

4.1.4 Materiales

La estructura en cuestión, se modeló con perfilera de calidad ASTM A572 Gr50 en elementos principales y platinas, y se utilizó pernos de calidad ASTM A394 tipo 0 para las conexiones.

Las propiedades mecánicas del acero utilizado en el diseño estructural de los elementos de la estructura se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2

Calidad del acero	Módulo de elasticidad [E]	Esfuerzo de fluencia [Fy]	Esfuerzo último de rotura [Fu]
	MPa	MPa	MPa
ASTM A572 Gr 50	2.00E+05	345	450

Propiedades mecánicas del acero para elementos de la estructura.

Las propiedades mecánicas de los pernos utilizados en el diseño estructural de las conexiones de la estructura se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3

Calidad del perno	Diámetro del perno	Diámetro de la perforación	Cortante admisible por perno
	cm	cm	kN
15.9 A394 tipo 0	1.59	1.75	62.60

Propiedades mecánicas de los pernos.

4.1.5 Cargas

A continuación, se describe las diferentes cargas consideradas en el diseño de una estructura metálica en celosía perteneciente a un proyecto de una subestación eléctrica, y las condiciones o parámetros que se deben tener en cuenta para determinar cómo afectan a la estructura:

4.1.5.1 Cargas de viento

Para las cargas de viento se considera inicialmente la velocidad máxima del viento asociadas a la zona donde este ubicada la subestación, y debido a la naturaleza turbulenta (no laminar) del flujo del viento, no se suele reportar valores instantáneos de su velocidad y dirección, sino valores promediados en distintos intervalos de tiempo. En el caso de la definición de la fuerza de viento aplicadas a la estructura, guiado por lo descrito en el manual 74 de la ASCE, se define la velocidad del viento por la metodología “peak 3-s gust speed” que corresponde a la velocidad de la ráfaga de viento de una tormenta, promediada en un intervalo de tiempo de 3 segundos.

Por consiguiente, se calcula la presión básica de viento por medio de la siguiente expresión:

$$q_z = \gamma_w Q K_{zt} V_{3s}^2$$

Donde,

q_z : Presión básica de viento.

γ_w : Factor de carga.

Q: Constante numérica.

K_{zt} : Factor topográfico.

V_{3s} : Velocidad básica de viento (3s de ráfaga).

El factor de carga depende del periodo de retorno que se esté teniendo en cuenta, y para este tipo de estructuras, teniendo en cuenta su vida útil, se usa un periodo de retorno de 50 años, para el cual, según lo indicado en el manual 74 de la ASCE, se debe tomar un factor de carga igual a 1.

La constante numérica Q, generalmente, se toma como una constante igual a 0.613, valga la redundancia, ya que en realidad si es una variable que depende de la temperatura del aire y la elevación sobre el nivel del mar, pero la normativa ASCE permite este valor constante debido a que es el más común.

El factor topográfico K_{zt} depende de la categoría de exposición del terreno donde será construida la estructura, las condiciones topográficas como acantilados, colinas o cerros, dirección del viento (Barlovento o sotavento) y las dimensiones asociadas a estas condiciones, como se muestra a continuación:

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

Los multiplicadores K_1 , K_2 , K_3 Se calculan con base en lo siguiente:

K_1 se determina de la siguiente tabla:

Tabla 4

Parámetros para la aceleración sobre colinas, cerros y acantilados						
Topografía	$K_1/(H/L_h)$			γ	μ	
	Exposición				Barlovento	Sotavento
	B	C	D			
Colina (2-D)	1.30	1.45	1.55	3	1.5	1.5
Acantilado (2-D)	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
Cerro (3-D)	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5

Parámetros para la aceleración sobre colinas, cerros y acantilados.

Fuente. (ASCE, 2009).

K_2 y K_3 se calculan con las siguientes expresiones:

$$K_2 = \left(1 - \frac{|x|}{\mu L_h}\right)$$

$$K_3 = e^{-\frac{\gamma}{L_h}}$$

Donde:

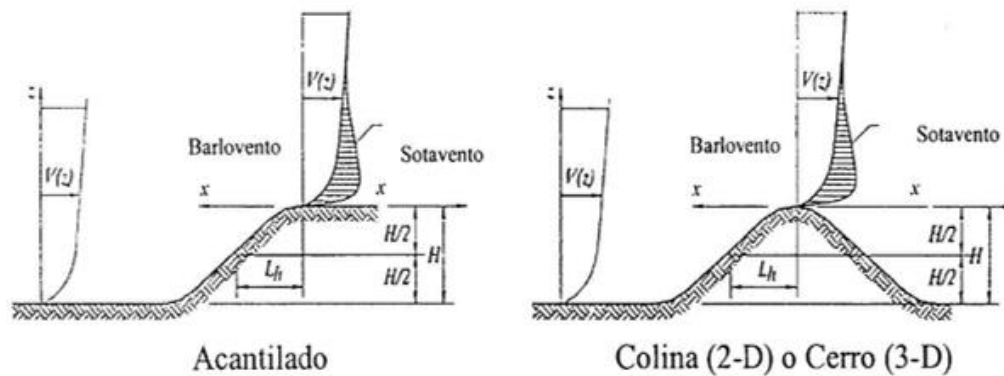


Figura 10. *Condiciones topográficas. Nota. Fuente (ASCE, 2009).*

Las categorías de exposición mencionadas se interpretan de la siguiente manera:

Tabla 5

Categoría	Descripción
B	Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosos obstáculos de tamaño mayor o igual al de una vivienda unifamiliar poco separados entre sí. El uso de esta exposición se deberá limitar a aquellas áreas en las cuales la estructura este rodeada en todas las direcciones por terreno representativo de la exposición B en una distancia de al menos 800m o veinte veces la altura de la estructura, cualquiera sea el valor que resulte mayor.
C	Terreno abierto con obstáculos dispersos de altura generalmente inferior a 9.0m. Esta categoría incluye el campo abierto, los prados y las franjas costeras en las regiones de huracanes.
D	Franjas costeras y sin obstáculos expuestos a vientos provenientes de aguas abiertas (excluye las franjas costeras en las regiones de huracanes) en una distancia de al menos 1.6 km. Las franjas costeras de exposición D incluyen los cursos de aguas interiores, los lagos y las áreas costeras fuera de las regiones de huracanes. La exposición D se extiende tierra adentro en una distancia de 200 m o veinte veces la altura de la estructura, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Categorías de exposición.

Nota. Adaptado de ASCE 74 (2009).

Una vez obtenida la presión básica del viento, se procede a calcular la fuerza de viento que actúa sobre la superficie de la estructura con la siguiente expresión:

$$F = q_z K_z G C_f A$$

Donde,

F: Fuerza de viento.

K_z : Coeficiente de exposición a la presión de velocidad

G: Factor de respuesta de ráfaga para estructuras y conductores.

C_f : Coeficiente de fuerza.

A: Área proyectada en un plano normal a la dirección del viento.

El coeficiente de exposición a la presión de velocidad [K_z], es un factor que depende de las condiciones geométricas o disposición de la estructura, como lo es la altura efectiva de los cables que soporta [Z_h] y la categoría de exposición, como se muestra en la Tabla 6.

Tabla 6

Altura efectiva Z_h (m)	Exposición B	Exposición C	Exposición D
0 – 10	0.72	1.00	1.18
12.2	0.76	1.04	1.22
15.2	0.81	1.09	1.27
18.3	0.85	1.13	1.31
21.3	0.89	1.17	1.34
24.4	0.93	1.21	1.38
27.4	0.96	1.24	1.40
30.5	0.99	1.26	1.43
36.6	1.04	1.31	1.48
42.7	1.09	1.36	1.52
48.8	1.13	1.39	1.55
54.9	1.17	1.43	1.58
61.0	1.20	1.46	1.61

Coefficiente de exposición a la presión de velocidad, K_z .

Nota. Adaptado de ASCE 74 (2009).

El factor de respuesta de ráfaga [G], se usa para calcular el efecto de las cargas de viento que actúan sobre la estructura, los ensambles de aisladores y hardware en general conectados a la estructura. Tiene en cuenta la influencia de la altura de cada sección en la que se divide la estructura sobre el nivel del suelo. A continuación, se muestra una forma de cómo se puede estimar este valor por medio de la siguiente gráfica:

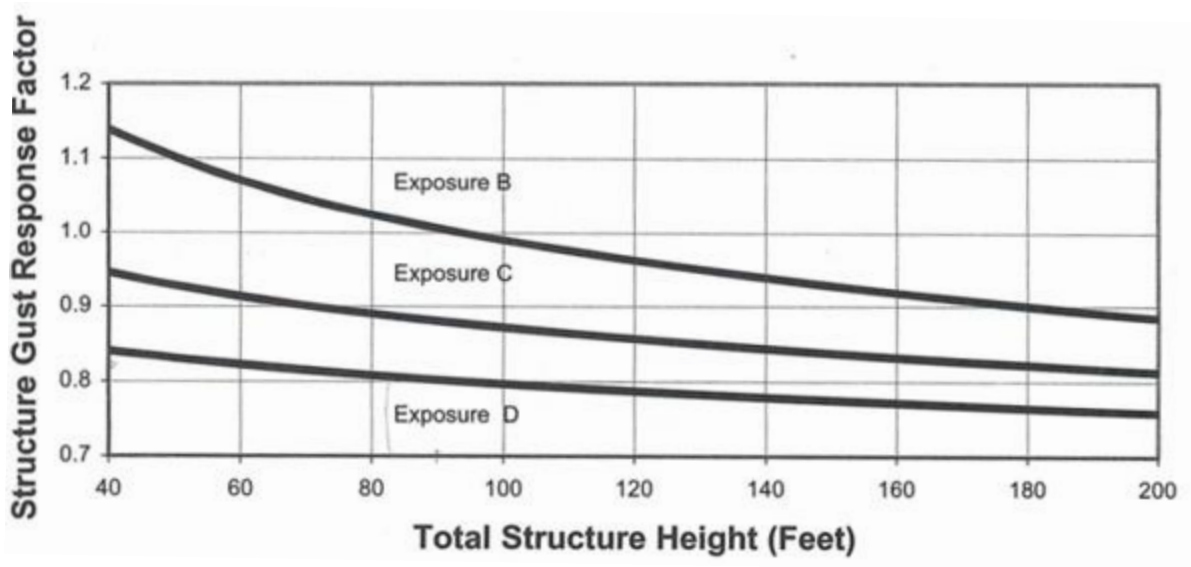


Figura 11. Factor de respuesta de ráfaga para estructuras, G . Nota. Fuente (ASCE, 2009).

Para determinar el coeficiente de fuerza [C_f], se debe calcular primero el índice de solidez de la estructura [ϕ], el cual depende de los miembros individuales expuestos a un flujo de aire, como se muestra en la siguiente relación:

$$\phi = \frac{A_m}{A_o}$$

Donde,

A_m : Área de todos los elementos sobre el cual se proyecta el viento en una cara de la estructura.

A_o : Área de todo el contorno sobre el cual se proyecta el viento en una cara de la estructura.

El coeficiente de fuerza también se conoce como coeficiente de arrastre, y tiene en cuenta características geométricas de los elementos estructurales (forma, tamaño, orientación con respecto al viento, solidez, rugosidad, entre otros) lo cual repercute en la fuerza resultante aplicada. La determinación del valor C_f es por medio de la Tabla 7.

Tabla 7

Índice de solidez ϕ	Coeficiente de fuerza C_f	
	Estructura sección cuadrada	Estructura sección triangular
< 0.025	4.0	3.6
0.025 – 0.44	4.1-5.2 ϕ	3.7-4.5 ϕ
0.45 – 0.69	1.8	1.7
0.7 – 1.00	1.3÷0.7 ϕ	1.0÷ ϕ

Coeficiente de fuerza, C_f , para vientos en estructuras en celosía que posee elementos de lados planos.

Nota. Fuente (ASCE, 2009).

Luego, la fuerza F , así calculada para la estructura de soporte, se aplica como cargas puntuales sobre los nudos de la estructura, aferentes a cada panel considerado.

4.1.5.2 Peso propio de la estructura

El peso propio de la estructura será evaluado por el programa PLS-Tower, en base a las longitudes de eje a eje de los elementos calculadas a partir de las coordenadas de los nudos, que posterior son multiplicadas por los pesos unitarios de cada tipo de perfil; este peso teórico será afectado por un factor específico para cada sección con el fin de tener en cuenta el peso de las platinas, eclisas de unión, tornillos y galvanizado. Este factor de mayoración se basa, inicialmente, en la relación entre el peso real y peso modelado de una estructura ya finalizada que sirva de referencia para este diseño, donde se tiene en cuenta similitudes entre pesos de equipo, alturas y tensión nominal de la subestación. Estos valores se pueden cambiar, y realizar un ajuste según los planos de taller finales para determinar las cargas reales de forma más precisa, tanto si se puede optimizar como si debe suplir resistencia por medio de disminuir o aumentar el tamaño de los elementos, respectivamente.

Las cargas de peso propio serán aplicadas directamente por el programa en cada uno de los nodos, asociados a un área aferente de acuerdo con los elementos que allí se conecten. en el anexo 3 se muestra el peso sin mayorar de la estructura según lo descrito anteriormente.

4.1.5.3 Cargas de sismo

Para las cargas asociadas al sismo se debe tener en cuenta los parámetros ambientales de zona de amenaza sísmica y perfil de suelo que se presentaron anteriormente, además, se debe definir el coeficiente de importancia de la estructura, que al ser perteneciente a una subestación se clasifica dentro de un grupo de uso IV asociado a un coeficiente de importancia de 1.5. En la siguiente tabla se resumen los parámetros de interés para el cálculo de las cargas de sismo:

Tabla 8

Valores asociados a las zonas de amenaza y movimientos sísmicos de diseño, Capítulo 2 Título A NSR10	
Departamento	Antioquia
Municipio	Turbo
Zona de amenaza sísmica	Alta
Coefficiente de aceleración horizontal pico efectiva, A_a	0.25
Coefficiente de velocidad horizontal pico efectiva, A_v	0.25
Tipo de perfil de suelo	E
Coefficiente de amplificación periodos cortos, F_a	1.45
Coefficiente de amplificación periodos intermedios, F_v	3
Grupo de uso	IV
Coefficiente de importancia, I	1.5

Parámetros de entrada para cálculo del valor de la aceleración de respuesta espectral según la NSR10.

Nota. Adaptado de NSR10 (2010).

Con estos datos de entrada podemos calcular la aceleración de respuesta espectral [S_a] por medio del espectro de aceleración indicado en la NSR10, como se muestra a continuación:

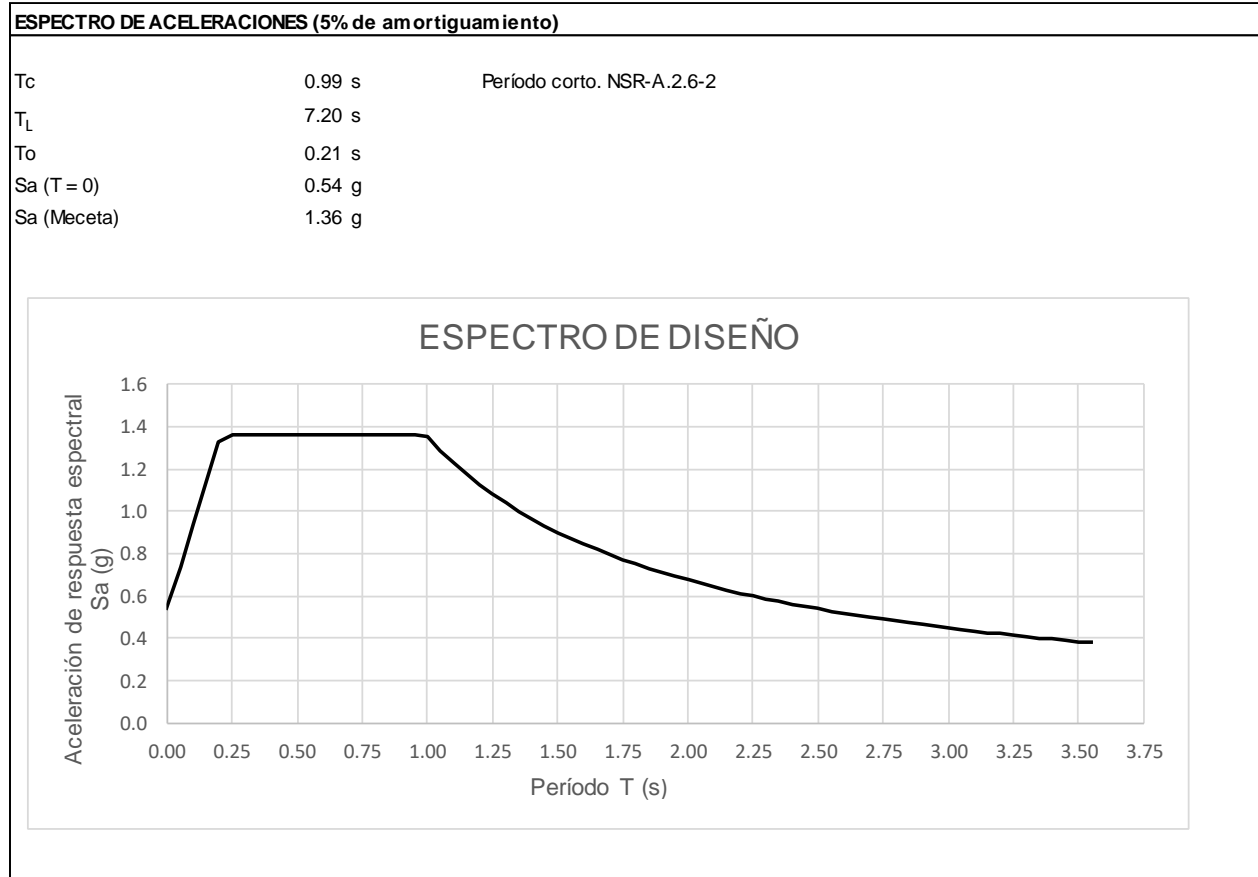


Figura 12. Aceleración de respuesta espectral según NSR10. Nota. Adaptado de NSR10 (2010).

Una vez determinada S_a se procede a calcular las fuerzas inducidas por el sismo tanto en dirección horizontal, como en dirección vertical, calculados de la siguiente manera:

$$E_{x,y} = DS_a$$

$$E_z = 0.8 * E_{x,y}$$

Donde,

$E_{x,y}$: Fuerza horizontal sísmica en dirección X [E_x] o Y [E_y].

D: Peso de la estructura de la estructura de soporte o del equipo a soportar.

E_z : Fuerza sísmica vertical.

Se aclara que el cálculo de estas fuerzas sísmicas se hace por separado para la estructura y para el equipo que soporta dicha estructura, con el fin de poder calcular el efecto del peso de ambos

en un evento sísmico y aplicar la fuerza sísmica en cada uno de los centros de masas correspondientes.

Para las cargas de sismo, E, dentro de las combinaciones de carga, se considera los efectos ortogonales simultáneos aplicando el 100% de la fuerza sísmica en una dirección más el 30% de la fuerza sísmica en la dirección horizontal perpendicular, más el 100% de la componente sísmica vertical.

El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía [R], teniendo en cuenta el tipo de estructura y la condición a evaluar, se determina según lo estipulado en el manual 113 de la ASCE. A continuación, se muestra los valores de las estructuras y condiciones típicas a evaluar en estructuras metálicas en celosía de una subestación:

Tabla 9

Caso	Valor de R	
	Componente sísmica horizontal	Componente sísmica vertical
Diseño estructural pórticos, evaluación de cargas a nivel de fundación.	3.0	1.0
Diseño estructural soportes de equipos, evaluación de cargas a nivel de fundación.	2.0	1.0
Verificación de deformaciones.	1.0	1.0

Valor de coeficiente de capacidad de disipación de energía, R.

Nota. Adaptado de ASCE 113 (2007).

4.1.5.4 Cargas de montaje y mantenimiento

Se tienen en cuenta dentro del diseño de las estructuras las cargas debidas al montaje y mantenimiento de los conductores y equipos. Se diseña para resistir, además de las otras sollicitaciones indicadas, la acción de un hombre con herramienta de montaje que equivale a aplicar verticalmente un peso aproximado de 1.5kN.

4.1.5.5 Cargas estáticas y dinámicas por tensiones de cables

Los cables conectados a los equipos soportados por la estructura generan cargas sobre esta misma que deben ser evaluados en varios escenarios, esencialmente, en condiciones estáticas y dinámicas por cortocircuito.

Para el análisis estático se debe determinar la máxima tensión longitudinal y transversal, la fuerza vertical generada en el apoyo y los incrementos de tensión generados en condiciones de viento. Este análisis surge a partir de varios factores como: parámetros de viento (siguiendo el lineamiento del capítulo de 4.1.5.1 Cargas de viento), tipo de conductor a utilizar según estudios electromecánicos, temperaturas máximas y mínimas tanto en el ambiente como en el conductor a evaluar, y el control de flecha en el vano más crítico del conductor. Luego, según el RETIE, se establece los casos de carga para condiciones estáticas, generalmente, para este tipo de estructuras, se analiza los casos de cargas que se describen a continuación:

- Control flecha, Sin viento, Sin hielo, Sin cortocircuito.
- Temperatura máxima en conductor, Sin viento, Sin hielo, Sin cortocircuito.
- Temperatura mínima conductor, Sin viento, Sin hielo, Sin cortocircuito.

Nota: Se menciona el hielo debido a la descripción establecida en normativa, pero se reitera que no existe condiciones de este tipo en el proyecto de análisis.

Para el análisis dinámico por cortocircuito se determinan las cargas por incremento de tensión longitudinal y transversal debido al cortocircuito. Este análisis surge a partir de varios factores como: tipo de conductor según estudios electromecánicos, disposición y geometría de la conexión del cable conductor, y los parámetros eléctricos en condiciones de cortocircuito. Factores analizados en condiciones estáticas como temperaturas y control de flecha también hace parte del análisis por cortocircuito. Al igual que en condiciones estáticas, se debe evaluar ciertos casos de cargas descritos en el RETIE en condiciones de cortocircuito, generalmente, se evalúan los descritos a continuación:

- Temperatura máxima en conductor, Viento máximo, Sin hielo, Con cortocircuito.
- Temperatura mínima en conductor, Viento máximo, Sin hielo, Con cortocircuito.

Estos valores de carga, entonces, surgen de los insumos del estudio electromecánico, y también se ven reflejados en el árbol de cargas de la estructura. A continuación, se muestra un resumen de las cargas obtenidas:

Tabla 10

Caso	Cargas estáticas (TM)			Incremento por viento máximo (TW)		Incremento por cortocircuito (TC)	
	Vi (kN)	Li (kN)	Ti (kN)	Lv (kN)	Tv (kN)	La (kN)	Ta (kN)
F1	0.20	1.05	0.15	0.10	0.05	1.25	0.45

Resumen de cargas en servicio de conexiones entre equipos.

Donde,

Li: Máxima tensión longitudinal estática sin viento por el conductor.

Ti: Máxima tensión transversal estática sin viento por el conductor.

Vi: Fuerza vertical en el apoyo del conductor.

Lv: Incremento de tensión longitudinal por viento en el conductor.

Tv: Incremento de tensión transversal por viento en el conductor.

La: Incremento de tensión longitudinal por cortocircuito.

Ta: Incremento de tensión transversal por cortocircuito.

4.1.5.6 Árboles de carga

Los árboles de cargas son representaciones de las fuerzas aplicadas sobre la estructura, asociadas al conductor y el equipo a soportar, en sus diferentes puntos de aplicación correspondientes, se puede mostrar como una figura o en forma tabulada. A continuación, se muestra, de forma convencional, como se representa ilustrativamente el árbol de cargas:

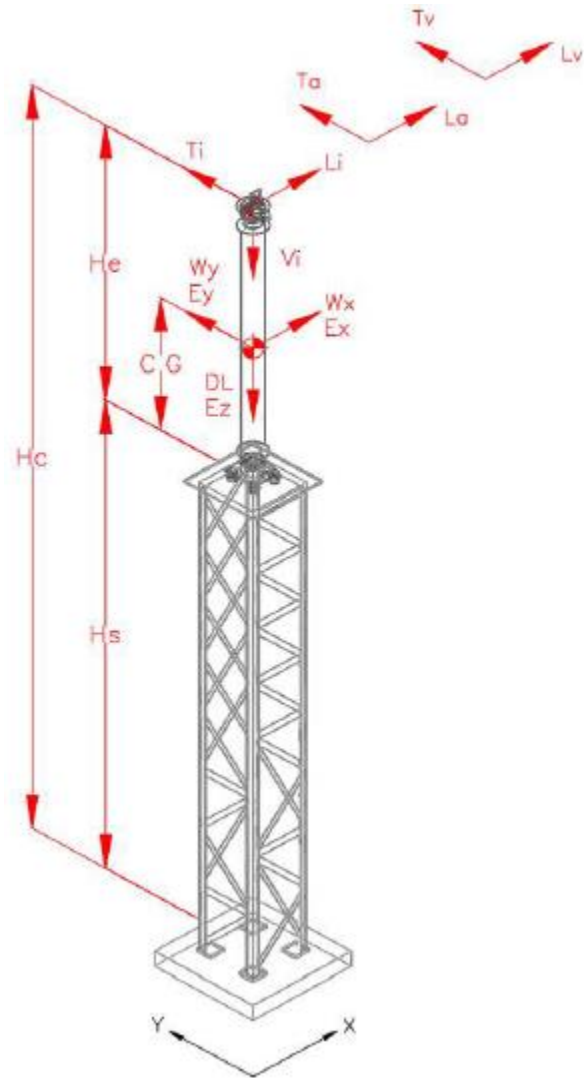


Figura 13. Convención de árboles de cargas sobre la estructura.

Donde,

Hc: Altura del conductor.

He: Altura del equipo.

Hs: Altura de la estructura.

C.G: Centro de gravedad del equipo.

Wx: Carga de viento longitudinal en el equipo.

Wy: Carga de viento transversal en el equipo.

Ex: Carga de sismo horizontal en dirección longitudinal sobre el equipo.

Ey: Carga de sismo horizontal en dirección transversal sobre el equipo.

Ez: Carga de sismo vertical sobre el equipo.

DL: Peso del equipo.

Para el caso de nuestra estructura de interés, se obtuvieron los siguientes valores en el árbol de cargas asociado al equipo:

Tabla 11

Nomen.	Geometría				Cargas de equipo					
					Peso	Viento		Sismo		
	Hc	He	Hs	C.G	DL	Wx	Wy	Ex	Ey	Ez
E6	4.93	2.47	2.25	0.86	6.56	0.43	0.43	8.92	8.92	7.14

Árbol de cargas asociado al equipo para la estructura.

Nota. Como se mencionó anteriormente, el árbol de cargas se asocia a las cargas de equipo y de la conexión al conductor, por ende, el resumen general del árbol de carga consiste en la Tabla 10 y la Tabla 11.

4.1.5.7 Hipótesis y combinaciones de carga

La estructura es diseñada para la hipótesis de carga más crítica de tiro unilateral. Además, los eventos de carga correspondientes a las combinaciones de peso propio, viento, tensión mecánica, cortocircuito, sismo horizontal y sismo vertical deben estar evaluados de la siguiente forma como se describe en el manual ASCE 113:

Combinaciones de cargas para el diseño por resistencia última:

1. $1.4D + 1.1TM + 1.5MM$
2. $1.1D + 1.1TM \pm 1.2W + 0.75TC$
3. $1.1D + 1.1TM + TC$
4. $1.1D + 1.1 TM \pm 1.25E + 0.75TC$

Combinaciones de cargas en servicio:

5. $D + TM + MM$
6. $D + TM + W$
7. $D + TM + TC$
8. $D + TM \pm 0.7E$

Para el cálculo de las deflexiones máximas se deben considerar las siguientes combinaciones de carga:

- Desde la combinación 5 a la 7.
- Reemplazar la combinación 8 por: $D + TM \pm E$

Donde,

D: Peso propio de la estructura, equipos, accesorios y conductores de la conexión.

W: Cargas de viento sobre la estructura, equipos y conductores, se deben considerar en las direcciones ortogonales principales.

TM: Cargas por tiro de los conductores de conexión, se debe considerar tiro unilateral (en un solo sentido, caso más desfavorable).

TC: Cargas sobre conductores por efecto de cortocircuito.

E: Cargas por sismo en la estructura y equipos.

MM: Cargas por mantenimiento y montaje.

4.1.6 Análisis estructural

4.1.6.1 Límites de esbeltez

La relación de esbeltez se asocia a la capacidad de una columna de controlar el fenómeno de pandeo, esta relación se calcula según lo estipulado en la ASCE 10-15, como se muestra a continuación:

$$\text{Relacion de esbeltez} = \frac{KL}{r}$$

Donde,

K: Coeficiente de longitud efectiva.

L: Longitud sin restricciones.

R: Radio de giro en la sección con respecto a la dirección donde se presenta el pandeo potencial.

Entonces, se define los límites de esbeltez, según el capítulo 3.4 ASCE 10-15, dependiendo del tipo de elemento, como se muestra a continuación:

Para montantes y crucetas: $\frac{KL}{r} \leq 150$

Para riostras, diagonales y otros elementos: $\frac{KL}{r} \leq 200$

Para elementos redundantes: $\frac{KL}{r} \leq 250$

4.1.6.2 Propiedades de las secciones

Según el capítulo 3.5 de la ASCE 10-15, Las propiedades geométricas de una sección se utilizan en el análisis de esfuerzos y deformaciones en los miembros de la estructura. Los parámetros de mayor relevancia son los siguientes:

- Área del perfil.
- Momento de inercia en x-x, y-y, z-z.
- Radios de giro en x-x, y-y, z-z.
- Módulo de sección.
- Centroides.

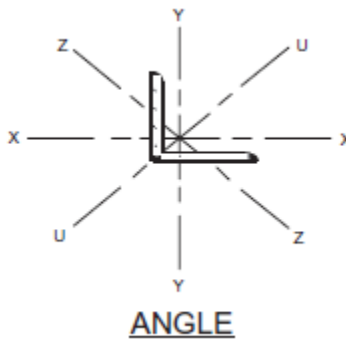


Figura 14. Sección transversal típica de un ángulo. Nota. Fuente (ASCE, 2015).

4.1.6.3 Elementos en compresión

El diseño a compresión de los elementos sigue los lineamientos estipulados por el capítulo 3.6 y 3.7 de la ASCE 15, donde, esencialmente, se establece el esfuerzo a axial de diseño [Fa] para el elemento en cuestión, acorde con la condición de pandeo a la que esté sometido dicho elemento. Cabe destacar, que los capítulos 3.8 y 3.9 también cubren diseño por compresión de los elementos, pero, en este caso, no hay necesidad de hacer uso de esos lineamientos debido al tipo de miembros que posee la estructura de interés.

Pandeo elástico

El pandeo elástico se presenta si se cumple lo siguiente:

$$\frac{KL}{R} > Cc$$

Donde, $Cc = \pi * \sqrt{\frac{2E}{Fy}}$

En tal caso:

$$Fa = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Pandeo inelástico

El pandeo inelástico se presenta si se cumple lo siguiente:

$$\frac{KL}{R} \leq Cc$$

Este pandeo se presenta en los elementos de forma global y local, y se evalúan según lo siguiente:

Pandeo global: La siguiente condición se evalúa para determinar si se presenta pandeo global en el elemento:

$$\left(\frac{w}{t}\right) < \left(\frac{w}{t}\right)_{lim}$$

Donde, $\left(\frac{w}{t}\right)_{lim} = \frac{80\Psi}{\sqrt{Fy}}$

En tal caso:

$$Fa = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{r * Cc}\right)^2\right] * Fy$$

Pandeo local: Para analizar el pandeo local se revisan las siguientes condiciones para determinar el esfuerzo crítico a compresión [Fcr]:

Condición 1:

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{lim} \leq \left(\frac{w}{t}\right) \leq \frac{144\Psi}{\sqrt{Fy}}$$

En tal caso:

$$Fcr = \left[1.667 - \frac{0.667 \left(\frac{Bw}{t}\right)}{\left(\frac{w}{t}\right)_{lim}}\right] * Fy$$

Condición 2:

$$\left(\frac{w}{t}\right) > \frac{144\Psi}{\sqrt{F_y}}$$

En tal caso:

$$F_{cr} = \left[\frac{0.0332 * \pi^2 * E}{\left(\frac{w}{t}\right)^2} \right] * F_y$$

Una vez determinado F_{cr} , para pandeo local, se calcula F_a como se muestra a continuación:

$$F_a = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{r * C_c} \right)^2 \right] * F_{cr}$$

Donde,

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

E : Modulo de elasticidad.

F_a : Esfuerzo axial de diseño.

KL/r : Relación de esbeltez.

C_c : Relación de esbeltez que separa el pandeo elástico e inelástico. Coeficiente crítico.

w : Distancia medida sobre el patín desde el extremo del ángulo en donde comienza la curvatura de este, equivalente al patín menos el espesor del ángulo menos el radio de doblez. Ver Figura 15.

t : Espesor del perfil. Ver Figura 15.

F_{cr} : Esfuerzo critico a compresión.

$\Psi = 1$ para F_y en Ksi. 2.62 para F_y en Mpa.

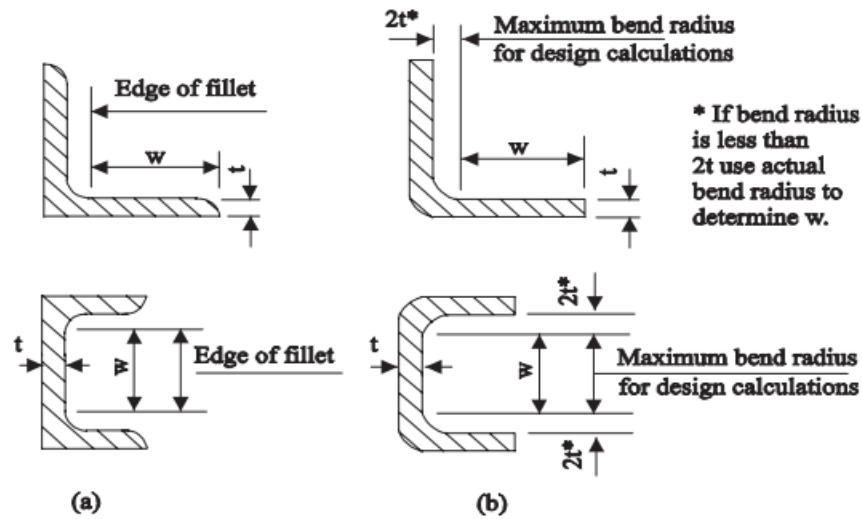


Figura 15. Geometría sección del perfil. Nota. Fuente (ASCE, 2015).

Si el elemento está sometido a compresión, el porcentaje de uso del elemento se calcula como:

$$\% \text{ de uso} = \frac{\text{Fuerza de compresion en el elemento}}{\text{Capacidad a compresion}} \leq 100\%$$

Donde la capacidad a compresión es la mínima entre:

- Ca: Capacidad a compresión basada en la esbeltez del miembro L/r .
- Va: Capacidad a cortante de la conexión del elemento.
- Ba: Capacidad al aplastamiento de la conexión del elemento.

4.1.6.4 Elementos en tensión

El diseño de los elementos sometidos a tracción sigue lo estipulado en el capítulo 3.10 de la ASCE 15, y este se realiza considerando el área neta en las cantoneras y el área neta efectiva en las diagonales. El área neta es el área bruta de la sección menos todas aquellas perforaciones que estén en la sección en cuestión. Para este cálculo de área neta, se considera un diámetro de perforación igual al diámetro nominal del perno usado más 3.2 mm. Ver Figura 16.

$$F_t = \frac{P}{A_t}$$

Donde,

F_t: Capacidad a tensión del elemento.

$F_t = 0.9 \cdot F_y$ para diagonales. $F_t = F_y$ para montantes.

P: Fuerza actuante a tensión.

At: Área neta resistente a la tracción en la dirección perpendicular a la fuerza actuante.

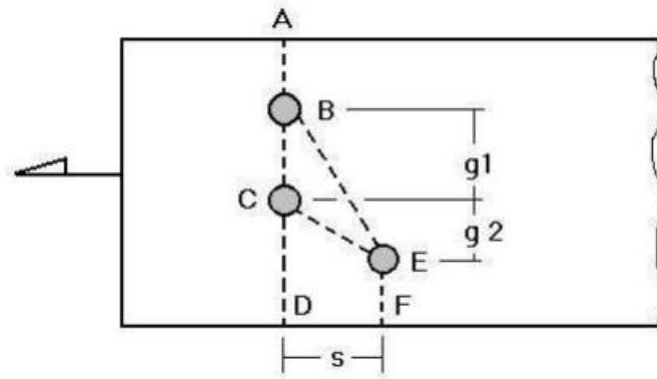


Figura 16. Distancias en cadenas de perforaciones. Nota. Fuente <https://bit.ly/3Nauw88> (Morales. J., 2003, p.34).

Donde,

S: Paso. Distancia entre centros de dos agujeros consecutivos medida en la dirección de la fuerza.

g1 y g2: Gramil. Distancia entre centros de dos agujeros de líneas consecutivas medidas en la dirección normal a la fuerza.

Si el elemento está sometido a tensión, el porcentaje de uso del elemento se calcula como:

$$\% \text{ de uso} = \frac{\text{Fuerza de compresion en el elemento}}{\text{Capacidad a compresion}} \leq 100\%$$

Donde la capacidad a tensión es la mínima entre:

- Ta: Capacidad a tensión basada en la sección neta.
- Ra: Capacidad a tensión basada en la rotura de la conexión.
- Sa: Capacidad a cortante de la conexión.
- Ba: Capacidad al aplastamiento de la conexión.

4.1.6.5 Diseño de redundantes

Los redundantes se diseñan acorde con el capítulo 3 de la ASCE 15, ergo, se debe cumplir con los siguientes criterios:

- La esbeltez no debe exceder 250.

$$\frac{KL}{r} < 250$$

- Los redundantes deben tener una capacidad a compresión igual o superior al 2.5% de la máxima carga de los elementos que arriostran (C_u).

$$C_{cap} > 2.5\%C_u$$

Donde,

C_u : Carga a compresión del elemento arriostrado por el redundante.

C_{cap} : Capacidad nominal a compresión del elemento redundante.

$$C_{cap} = \varphi * F_a * A$$

Donde,

F_a : Esfuerzo axial de diseño.

φ : Factor de reducción = 0.9.

A : Área del elemento redundante.

Para el cálculo de C_{cap} se analiza el tipo de pandeo al que está sometido el elemento como se indica en los capítulos anteriores (4.1.6.3 Elementos en compresión y 4.1.6.4 Elementos en tensión) para determinar el esfuerzo de diseño axial (F_a) en el elemento redundante.

- Los redundantes deben tener una capacidad de ruptura de la conexión igual o superior al 2.5% de la máxima carga de los elementos que arriostran (C_u).

$$R_{dis} > 2.5\%C_u$$

Donde,

R_{dis} : Capacidad de ruptura de la conexión del redundante.

$$R_{dis} = \left(\frac{\varphi * F_u}{1.2} \right) * dist * t * nb * nbear * \alpha$$

Donde,

F_u : Esfuerzo ultimo de rotura del acero.

φ : Factor de reducción = 0.75.

$dist$ = Mínimo entre: $dist\ 1 = e$, $dist\ 2 = S - 0.6d$, $dist\ 3 = f/0.85$.

e : Distancia desde el centro de la perforación al extremo del elemento.

S : Paso.

f : Distancia desde el centro de la perforación al borde de la aleta.

t: espesor del elemento.

nb: Numero de pernos en la conexión.

nbear: Numero de planos de corte.

α : Mínimo entre: $\alpha_1 = \frac{e}{1.3d}$, $\alpha_2 = \frac{e}{t+\frac{d}{2}}$, $\alpha_3 = 1$

- Los redundantes deben tener la capacidad de resistir cargas verticales ocasionadas por el peso de una persona y su equipo: 1.5kN (Carga de mantenimiento y montaje).
- La flexión admisible [Mb] del elemento de redundante deberá ser mayor a la flexión ultima [Mu] debida a la carga puntual de mantenimiento y montaje.

$$Mb > Mu$$

Para calcular Mb se evalúan las siguientes condiciones:

Condición 1: $Me < 0.5My$

Entonces, $Mb = Me$

Condición 2: $Me \geq 0.5My$

Entonces, $Mb = My \left(1 - \frac{My}{4*Me}\right)$

Donde,

My: Capacidad a flexión del elemento. $My = Fy * S$

S: Modulo de sección.

Fy: Esfuerzo de fluencia del acero.

El momento crítico elástico [Me] para cargas perpendiculares al elemento esta dado por la siguiente expresión:

$$Me = \frac{0.66 * E * b^4 * t}{(KL)^2} \left[\sqrt{1 + \frac{0.78 * (KL)^2 * t^2}{b^4}} \pm 1 \right]$$

Donde,

E: Modulo de elasticidad.

b: Ancho del perfil.

K: Factor longitud de pandeo.

L: Longitud no arriostrada del elemento.

Nota: El termino (± 1) depende de la dirección de la carga, donde, el positivo para se da cuando la carga actúa en la dirección mostrada en la Figura 17, y el negativo cuando actúa en dirección contraria.

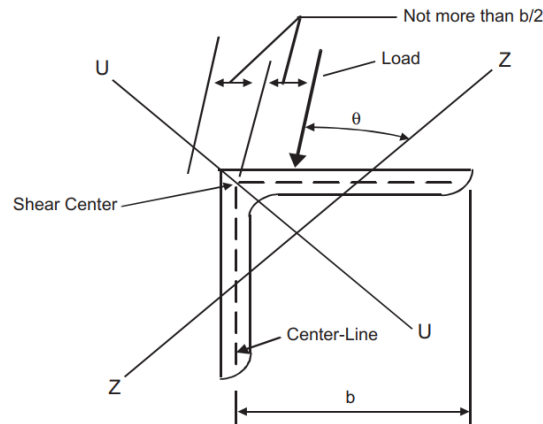


Figura 17. Carga en ángulos. Nota. Fuente (ASCE, 2015).

La flexión ultima [Mu] está dada por la siguiente expresión:

$$Mu = \frac{P * L}{4}$$

Donde,

P: Carga puntual de mantenimiento y montaje.

- Finalmente, para el diseño de elementos redundantes se debe verificar lo siguiente:

$$\frac{Cu}{Ccap} + \frac{Mu}{Mb} \leq 1$$

4.1.6.6 Diseño de conexiones

El diseño de las conexiones en estructuras metálicas en celosía, generalmente, se realiza para cortante en los pernos y aplastamiento en la pared del agujero.

La capacidad a cortante en los pernos se encuentra definida por la cantidad y el tipo de tornillo que se utilice, depende de la norma con la que fue elaborado y el tamaño de este.

Aplastamiento

De acuerdo con el capítulo 4.4 de la ASCE 10-15, el máximo aplastamiento sobre el perfil a conectar está dado por la fuerza en el perno dividido por el producto entre el diámetro del perno por el espesor del elemento a conectar. Además, el aplastamiento permisible en la conexión no debe exceder 1.5 veces el mínimo esfuerzo en tensión permisible en el perno o en el elemento.

Cortante en pernos

El diseño a cortante de los pernos debe ser con la resistencia a cortante estipulada en las especificaciones de la ASTM para este tipo de elementos (ASTM A-394). En caso de usar pernos que no estén tabulados en las especificaciones ASTM, la resistencia a cortante, F_v , en el área efectiva del perno debe ser $0.62F_u$, donde, F_u es la resistencia última a tensión del material del perno en cuestión.

La máxima carga de cortante sobre el perno está dada por la fuerza aplicada en un perno dividido por el área de este. El área del perno, según la ASCE 10-15, se describe por la siguiente expresión:

$$A_b = \frac{\pi}{4} \left(d - \frac{0.974}{n} \right)^2$$

Donde,

A_b : Área del perno.

d : Diámetro nominal del perno.

n : Numero de roscas por unidad de longitud.

Bloque de cortante

De acuerdo con la sección 3.10.2 de la ASCE 10-15, cuando el centroide del conjunto de pernos no coincide del centro de gravedad del perfil a conectar, la conexión se debe verificar por bloque de cortante con la siguiente expresión:

$$P_a = 0.60A_nF_u + A_tF_y$$

Donde:

P_a : Tracción admisible de la conexión.

A_n : Área neta resistente al corte en la dirección de la fuerza.

A_t : Área neta resistente a la tracción en la dirección perpendicular a la fuerza.

4.1.6.7 Límites de deflexión

Las deformaciones de las estructuras metálicas en celosía para subestaciones se limitan dependiendo de la orientación del miembro a analizar y la clase de estructura a la que pertenece, siguiendo lo estipulado en el capítulo 4 del manual ASCE 113, como se indica a continuación:

Tabla 12

Tipo de miembro	Dirección de la deflexión	Clase de estructura		
		Clase A	Clase B	Clase C
Horizontal	Vertical	L/200	L/200	L/100
Horizontal	Horizontal	L/200	L/100	L/100
Vertical	Horizontal	H/100	H/100	H/100

Límites de deflexiones en estructuras.

Nota. Adaptado de ASCE 113 (2007).

Donde,

H: Altura del miembro vertical.

L: Longitud del miembro horizontal medido entre apoyos.

Estructuras clase A: Corresponden a los soportes de equipos o pórticos que soportan equipos con mecanismos, como interruptores, cuchillas o seccionadores.

Estructuras clase B: Corresponden a los soportes de equipos o pórticos que soportan equipos sin mecanismos, como por ejemplo aisladores, transformadores de corriente, transformadores de tensión, pararrayos, trampas de ondas, entre otros.

Estructuras clase C: Corresponden a estructuras altas sensibles al viento, que no soportan equipos de medida, como pórticos de llegada de línea, torres de transferencia, torres terminales, postes de iluminación, postes de apantallamiento o postes estructurales.

4.1.6.8 Diseño para pernos de anclaje

El diseño de los pernos de anclaje para la fijación de las estructuras metálicas a su cimentación correspondiente se realizará según lo estipulado en el capítulo 17 de la normativa ACI 318-19.

A continuación, se muestra los modos de falla en un anclaje que se deben evaluar:

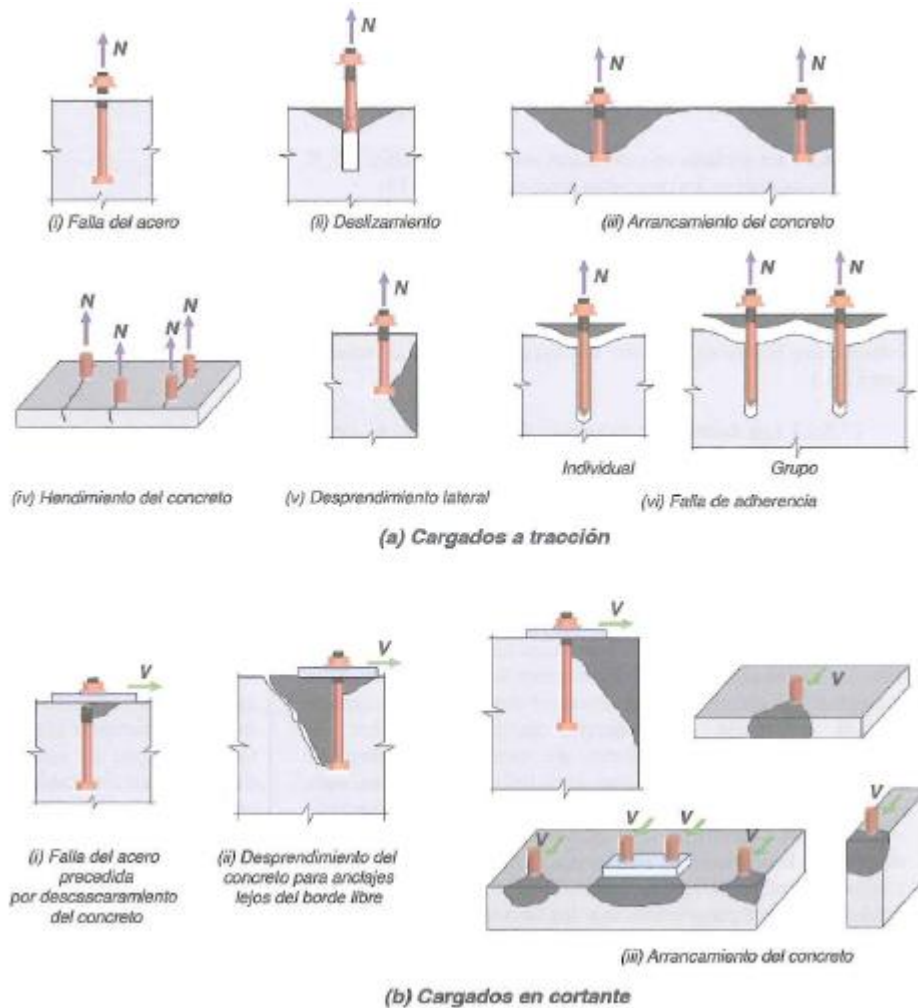


Figura 18. Modos de falla de anclajes. Nota. Fuente (American Concrete Institute [ACI], 2019).

Entonces, todos los pernos de anclaje deben cumplir con los siguientes criterios asociados a un tipo de falla, teniendo en cuenta si se trata de un perno individual, pernos en grupo, o un perno individual en un grupo de pernos:

Tabla 13

Modo de falla	Un anclaje	Grupos de anclajes ^[1]	
		Anclaje individual en un grupo	Anclajes como grupo
Resistencia del acero en tracción (17.6.1) ^[2]	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	-
Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción (17.6.2) ^[3]	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$	-	$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (17.6.3)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	-
Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción (17.6.4)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$	-	$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (17.6.5)	$\phi N_a \geq N_{ua}$	-	$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
Resistencia del acero en cortante (17.7.1)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	-
Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante (17.7.2) ^[3]	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$	-	$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por cortante (17.7.3)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$	-	$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

Requisitos de resistencia de diseño para anclajes.

Fuente. (ACI, 2019).

[1] Las resistencias requeridas para los modos de falla dominados por el acero y para deslizamiento en tracción deben calcularse para el anclaje más esforzado en el grupo.

[2] Las secciones a las cuales se hace referencia en paréntesis son apuntadores a modelos que son permitidos utilizar para evaluar resistencias nominales.

[3] Si se coloca refuerzo de anclaje de acuerdo con el índice 17.5.2.1 de la ACI 318-19, se permite utilizar la resistencia de diseño del refuerzo del anclaje en vez de la resistencia del anclaje a arrancamiento del concreto. (ACI, 2019)

Donde,

N_{ua} : Fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje [N_{ua}], a un anclaje individual en un grupo de anclajes [$N_{ua,i}$] o a un grupo de anclajes [$N_{ua,g}$].

V_{ua} : Fuerza cortante mayorada que actúa sobre un anclaje [V_{ua}], un anclaje individual en un grupo de anclajes [$V_{ua,i}$] o a un grupo de anclajes [$V_{ua,g}$].

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

Para obtener el valor del factor de reducción de resistencia, ϕ , Se debe analizar los diferentes tipos de falla.

En el caso de la resistencia del anclaje gobernada por el acero, se obtiene lo siguiente:

Tabla 14

Tipo de elemento de acero	Factor de reducción de resistencia ϕ	
	Tracción (en el acero)	Cortante (en el acero)
Dúctil	0.75	0.65
Frágil	0.65	0.60

Resistencia del anclaje gobernada por el acero.

Fuente. (ACI, 2019).

En el caso de la resistencia del anclaje gobernada por el arrancamiento del concreto, se obtiene lo siguiente:

Tabla 15

Refuerzo suplementario	Tipo de instalación del anclaje	Categoría del anclaje según ACI 355.2 o ACI 355.4	Factor de reducción de resistencia ϕ	
			Tracción (arrancamiento del concreto, adherencia o desprendimiento lateral)	Cortante (arrancamiento del concreto)
Refuerzo suplementario está presente	Anclajes preinstalados	No es aplicable.	0.75	0.75
	Anclajes postinstalados	1	0.75	
		2	0.65	
		3	0.55	
Refuerzo suplementario no está presente	Anclajes preinstalados	No es aplicable.	0.70	0.70
	Anclajes postinstalados	1	0.65	
		2	0.55	
		3	0.45	

Resistencia del anclaje gobernada por el arrancamiento del concreto.

Fuente. (ACI, 2019).

Es necesario entender cuál es la proyección de la superficie de falla por arrancamiento del concreto, y que volumen asociado se tiene en cuenta, a continuación, se muestra las consideraciones básicas para este cálculo.

Para el análisis por tracción, se considera lo siguiente:

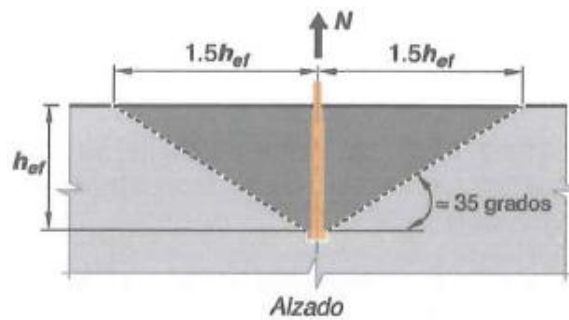


Figura 19. Cono de arrancamiento por tracción. Nota. Fuente (ACI, 2019).

Para el análisis por cortante, se considera lo siguiente:

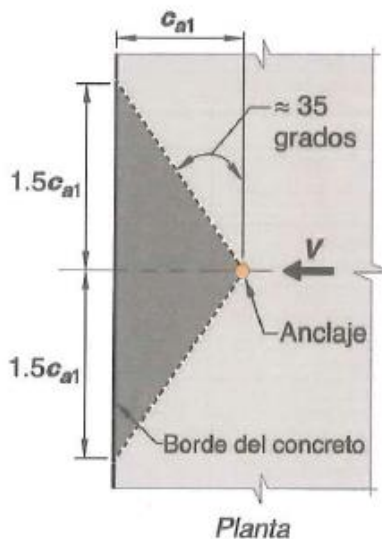


Figura 20. Cono de arrancamiento por cortante. Nota. Fuente (ACI, 2019).

De acuerdo con el índice 17.5.1.3.1 de la ACI 318-19, los efectos de grupo en los anclajes deben tenerse en cuenta siempre que dos o más anclajes tengan separaciones menores que las separaciones críticas indicadas en la Tabla 16, donde, únicamente los anclajes susceptibles al modo de falla en particular deben incluirse en el grupo.

Tabla 16

Modo de falla que se estudia	Separación crítica
Arrancamiento de concreto en tracción	$3h_{ef}$
Resistencia de adherencia en tracción	$2c_{Na}$
Arrancamiento de concreto en corte	$3c_{a1}$

Espaciamiento crítico.

Fuente. (ACI, 2019).

Para el cálculo del área proyectada de concreto se debe tener en cuenta que la distancia crítica al borde para pernos con cabeza, tornillos con cabeza, anclajes de expansión, anclajes de tornillos, y anclajes con sobreperforación en su base es $1.5h_{ef}$.

Para el caso general con un solo perno se considera lo siguiente:

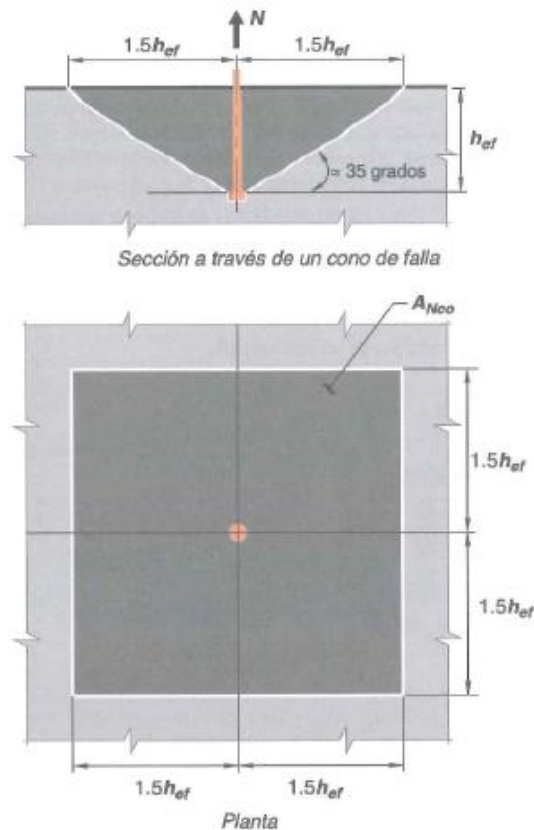


Figura 21. Área total proyectada de la superficie de falla del concreto para un solo anclaje. Nota. Fuente (ACI, 2019).

Donde:

$$A_{Nco} = (2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h_{ef}^2$$

Para el caso de un anclaje en el cual $c_{a1} < 1.5h_{ef}$, como se muestra a continuación:

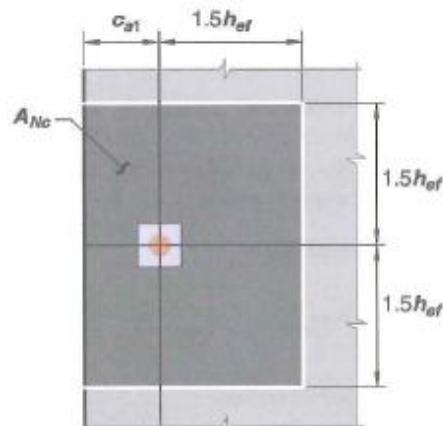


Figura 22. Área total proyectada de la superficie de falla del concreto para un solo anclaje cerca de un borde. Nota. Fuente (ACI, 2019).

Se obtiene la siguiente expresión:

$$A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef})$$

Para el caso de un grupo de anclajes en el cual $c_{a1} < 1.5h_{ef}$ y $s_1 < 3h_{ef}$, como se muestra a continuación:

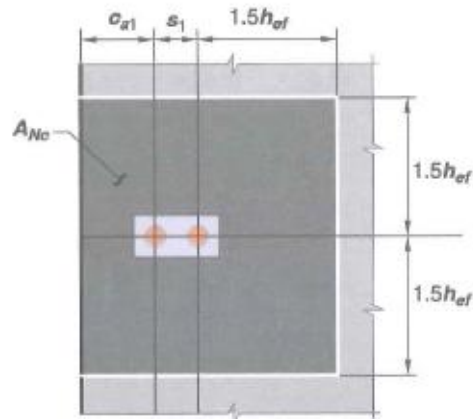


Figura 23. Área total proyectada de la superficie de falla del concreto para un grupo de anclajes cerca de un borde. Nota. Fuente (ACI, 2019).

Se obtiene la siguiente expresión:

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef})$$

Para el caso de un grupo de anclajes en el cual c_{a1} y $c_{a2} < 1.5h_{ef}$ y s_1 y $s_2 < 3h_{ef}$, como se muestra a continuación:

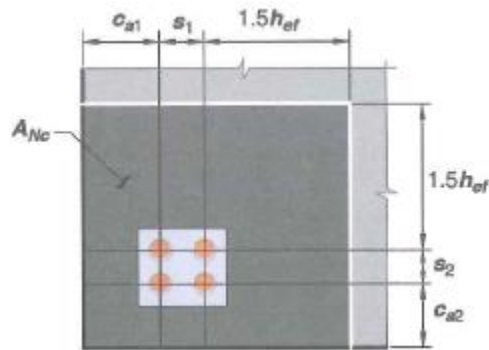


Figura 24. Área total proyectada de la superficie de falla del concreto para un grupo de anclajes cerca de dos bordes. Nota. Fuente (ACI, 2019).

Se obtiene la siguiente expresión:

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}) \times (c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$$

Nota: Estos casos son una ejemplificación de cómo se procede a calcular estas áreas proyectadas en diferentes condiciones, no necesariamente son los únicos casos posibles, pero el lineamiento si es el mismo.

Los anclajes deben cumplir con las distancias al borde, espaciamientos, y espesores del índice 17.9 de la ACI 318-19, a menos que se considere refuerzo suplementario para controlar el hendimiento.

Tabla 17

Parámetro de espaciamiento	Anclajes preinstalados	
	Sin torque	Con torque
Espaciamiento mínimo de los anclajes	$4d_a$	$6d_a$
Mínima distancia al borde	Recubrimiento especificado para el refuerzo de acuerdo con el índice 20.5.1.3 de la ACI 318-19	$6d_a$

Requisitos para espaciamiento mínimo y distancias al borde.

Fuente. Adaptado de ACI 318 (2019).

Resistencia a la tracción del acero del anclaje

La resistencia del acero de un anclaje en tracción debe cumplir lo establecido en el índice 17.6.1 de la ACI 318-19, el cual, esencialmente, estipula lo siguiente:

$$N_{sa} = A_{se} f_{uta}$$

Donde,

N_{sa} : Resistencia nominal del acero de un anclaje en tracción.

A_{se} : Área efectiva de la sección de un anclaje en tracción.

f_{uta} : Resistencia especificada a tracción del acero en anclajes.

Resistencia al arrancamiento del concreto por tracción

La resistencia al arrancamiento del concreto por tracción debe cumplir lo establecido en el índice 17.6.2 de la ACI 318-19, el cual, esencialmente, estipula lo siguiente:

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

Donde,

N_b : Resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.

$k_c=10$, para anclajes preinstalados.

λ_a : Factor de modificación que tiene en cuenta la reducción de las propiedades mecánicas del concreto liviano en algunas aplicaciones de anclaje al concreto.

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

h_{ef} : profundidad embebida efectiva del anclaje.

Para el caso de un solo anclaje:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed} \psi_c \psi_{cp} N_b$$

Para un grupo de anclajes:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec} \psi_{ed} \psi_c \psi_{cp} N_b$$

Donde,

N_{cb} : Resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tracción de un anclaje individual.

N_{cbg} : Resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes.

A_{Nc} : Área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo o en un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia a tracción.

A_{Nco} : Área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a tracción cuando no se encuentra limitada por la distancia al borde o el espaciamiento.

ψ_{ec} : Factor de excentricidad del arrancamiento, obtenido según el índice 17.6.2.3 de la ACI 318-19.

ψ_{ed} : Factor de efecto de borde del arrancamiento, obtenido según el índice 17.6.2.4 de la ACI 318-19.

ψ_c : Factor de efecto de fisuración del arrancamiento, obtenido según el índice 17.6.2.5 de la ACI 318-19.

ψ_{cp} : Factor de hendimiento para el arrancamiento, obtenido según el índice 17.6.2.6 de la ACI 318-19.

Resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje en tracción

La resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje debe cumplir lo establecido en el índice 17.6.3 de la ACI 318-19, el cual, esencialmente, estipula lo siguiente:

$$N_{pn} = \Psi_{c,P} N_p$$

Donde,

N_{pn} : Resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje.

$\Psi_{c,P}$: Factor de fisuración para deslizamiento, obtenido según el índice 17.6.3.3 de la ACI 318-19.

N_p : Resistencia básica de un solo anclaje por deslizamiento.

Para el caso de pernos y tornillos con cabeza preinstalados:

$$N_p = 8A_{brg}f'_c$$

Para tornillos tipo J o L:

$$N_p = 0.9f'_c e_h d_a$$

Donde,

A_{brg} : Área neta de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje.

e_h : Distancia desde la superficie interna del fuste de un perno en forma de J o de L hasta la parte externa de la punta del perno en forma de J o L.

d_a : Diámetro exterior de un anclaje o diámetro del fuste del perno con cabeza, del tornillo con cabeza, o del perno con forma de gancho.

Resistencia al desprendimiento lateral del concreto para anclajes con cabeza en tracción

La resistencia nominal al desprendimiento lateral del concreto para anclajes con cabeza debe cumplir lo establecido en el índice 17.6.4 de la ACI 318-19, el cual, una vez definido si los anclajes presentan un embebido profundo cercano a un borde ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$), estipula lo siguiente:

Para un anclaje individual con cabeza:

$$N_{sb} = 13c_{a1} \sqrt{A_{brg} \lambda_a \sqrt{f'_c}}$$

Para un grupo de anclajes con cabeza:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb}$$

Donde,

N_{sb} : Resistencia nominal al desprendimiento lateral de un anclaje individual con cabeza.

N_{sbg} : Resistencia nominal de un grupo de anclajes con cabeza al desprendimiento lateral del concreto.

c_{a1} : Distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en una dirección.

s : Distancia entre los anclajes exteriores medida a lo largo del borde.

Resistencia del acero en cortante

La resistencia nominal del acero del anclaje sometido a cortante debe cumplir lo establecido en el índice 17.7.1 de la ACI 318-19, el cual, esencialmente, estipula lo siguiente:

Para pernos con cabeza preinstalados:

$$V_{sa} = A_{se,v} f_{uta}$$

Para anclajes preinstalados de tornillo con cabeza o con gancho:

$$V_{sa} = 0.6 A_{se,v} f_{uta}$$

Donde,

$A_{se,v}$: Área transversal efectiva del anclaje a cortante.

Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante

La resistencia nominal al arrancamiento del concreto por cortante debe cumplir lo establecido en el índice 17.7.2 de la ACI 318-19, el cual, esencialmente, estipula lo siguiente:

Para un anclaje individual en concreto fisurado, V_b debe ser el menor entre:

$$V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

o

$$V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

Donde,

V_b : Resistencia básica al arrancamiento por cortante del concreto de un anclaje.

l_e : Longitud de apoyo de carga del anclaje en cortante.

Para un cortante perpendicular al borde sobre un anclaje individual:

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b$$

Para un cortante perpendicular al borde sobre un grupo de anclajes:

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ec,v} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b$$

Donde,

V_{cb} : Resistencia nominal al arrancamiento del concreto por cortante en un anclaje individual.

V_{cbg} : Resistencia nominal al arrancamiento del concreto por cortante en un grupo de anclajes.

A_{vc} : Área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo o un grupo de anclajes.

A_{vco} : Área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo cuando no se encuentra limitada por la influencia de una esquina, del espaciamiento, o del espesor del miembro.

$\Psi_{ec,v}$: Factor de modificación por excentricidad para el arrancamiento del concreto en cortante, obtenido según el índice 17.7.2.3 de la ACI 318-19.

$\Psi_{ed,v}$: Factor de modificación para arrancamiento por efectos de borde para anclajes individuales o grupos de anclajes cargados en cortante, obtenido según el índice 17.7.2.4 de la ACI 318-19.

$\Psi_{c,v}$: Factor de modificación para arrancamiento en cortante por fisuración, obtenido según el índice 17.7.2.5 de la ACI 318-19.

$\Psi_{h,v}$: Factor para arrancamiento en cortante por espesor, obtenido según el índice 17.7.2.6 de la ACI 318-19.

Para un cortante paralelo a un borde, se permite que V_{cb} o V_{cbg} sea el doble del valor del cortante calculado por medio de las ecuaciones descritas anteriormente. Se toma $\Psi_{ed,v}$ igual a 1.0.

Interacción tracción-cortante

Se debe evaluar los efectos de interacción de tracción y cortante según lo estipulado en el índice 17.8 de la ACI 318-19, el cual describe lo siguiente:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2$$

Donde,

N_n : Resistencia nominal en tracción.

V_n : Resistencia nominal en cortante.

Si $N_{ua}/\phi N_n \leq 0.2$ para la resistencia que gobierne en tracción y $V_{ua}/\phi V_n \leq 0.2$ para la resistencia que gobierne en cortante, entonces se puede despreciar la interacción tracción-cortante.

Requisitos de diseño sismo resistente de anclajes

Una vez evaluado los capítulos anteriores, se determina si la componente de las fuerzas sísmicas en tracción o en cortante que actúan sobre los anclajes exceden el 20 por ciento de la fuerza de tracción o cortante mayorado total. En caso de que alguna exceda el porcentaje indicado, se procede a diseñar los anclajes con el índice 17.10 de la ACI 318-19, aclarando que solo se cambia el diseño para el efecto donde la componente sísmica cobra relevancia como se mencionó anteriormente, es decir, diseño por cortante o diseño por tracción.

Diseño del refuerzo suplementario y de anclajes

Si las condiciones de diseño indican que las solicitudes de los anclajes son mayores que la resistencia, ya sea por tracción o cortante, se permite realizar un diseño con refuerzo suplementario o refuerzo de anclajes. En caso de diseñar el refuerzo de anclajes, en ambos de la superficie, con lo estipulado en el Capítulo 25 de la ACI 318-19, se puede utilizar dicha resistencia de diseño en vez de la resistencia al arrancamiento del concreto como se describe en el índice 17.5.2.1 de la ACI 318-19.

Se aclara que, “el refuerzo del anclaje se distingue del refuerzo suplementario en que se diseña exclusivamente para las cargas del anclaje y su intención es precluir el arrancamiento del concreto” (ACI 318, Pg 248-249, 2019.).

Existen diferentes tipos de refuerzos de anclaje para controlar diferentes fenomenos, a continuacion se muestran los casos mas tipicos de refuerzo de anclaje:

Para controlar la traccion, en caso de necesitarse, se puede disponer del siguiente refuerzo:

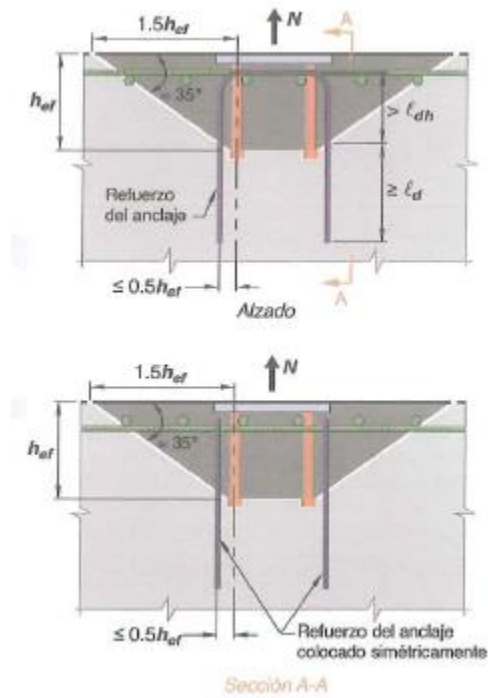


Figura 25. Refuerzo del anclaje para tracción. Nota. Fuente (ACI, 2019).

Para controlar el cortante, en caso de necesitarse, se puede disponer del siguiente refuerzo:

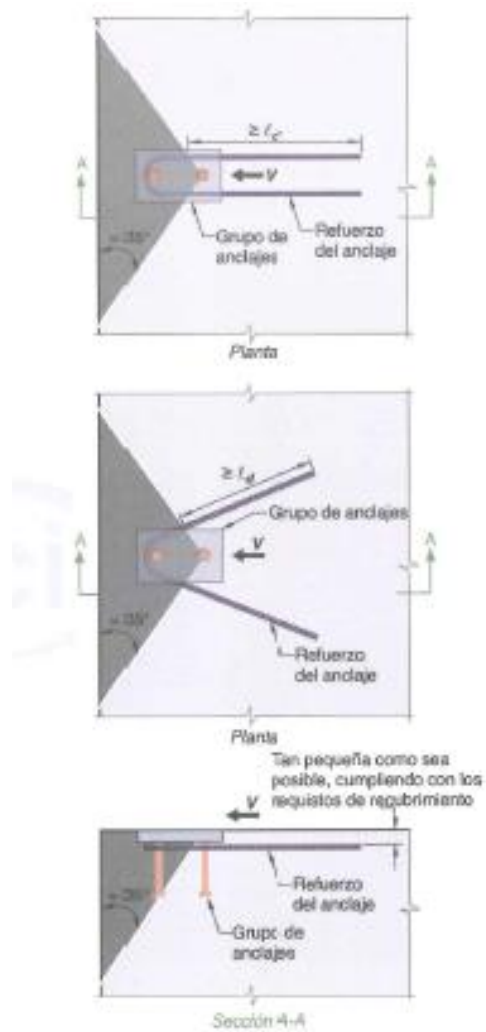


Figura 26. Refuerzo de anclaje para cortante en forma de horquilla. Nota. Fuente (ACI, 2019).

Para controlar el efecto borde y cortante, en caso de necesitarse, se puede disponer del siguiente refuerzo:

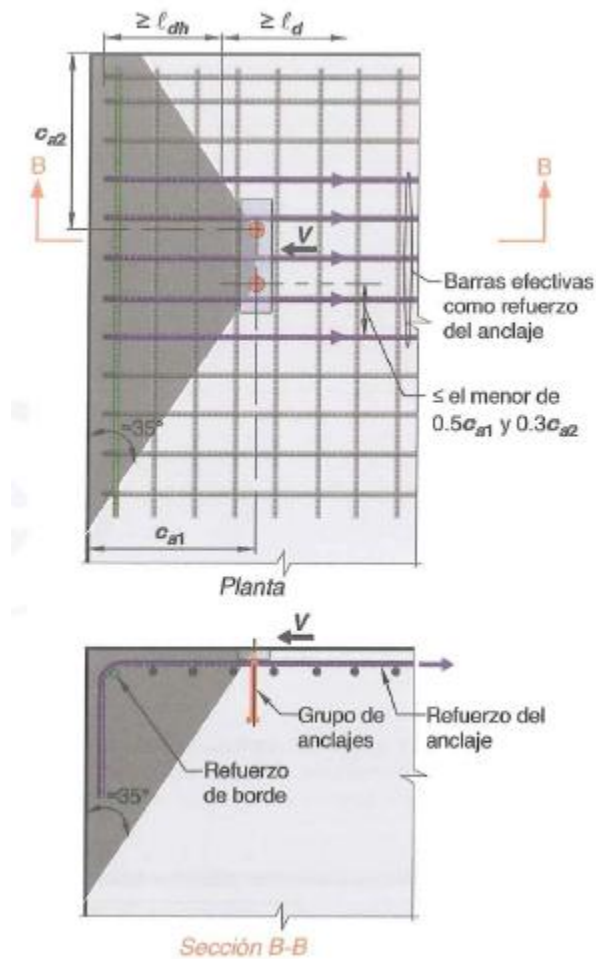


Figura 27. Refuerzo de borde y refuerzo de anclaje para cortante. Nota. Fuente (ACI, 2019).

En el caso del refuerzo suplementario, se aclara lo siguiente: “No se requiere un diseño explícito del refuerzo suplementario para fuerzas relacionadas con el anclaje; no obstante, la disposición del refuerzo suplementario debe semejarse a la del refuerzo del anclaje mostrado en las siguientes figuras. En contraposición al refuerzo de anclaje, no se requiere desarrollar totalmente el refuerzo suplementario más allá del plano supuesto de falla por arrancamiento del concreto.” (ACI 318, Pg 253, 2019.)

Fijaciones con espigos de cortante

Otra forma de generar una descarga de los pernos de anclaje, en caso de necesitarse, es el uso de fijaciones con espigos de cortante, que, como su nombre lo indica, ayuda a resistir los

esfuerzos cortantes. Para el diseño de estos elementos, se seguirá los lineamientos del índice 17.11 de la ACI 318-19.

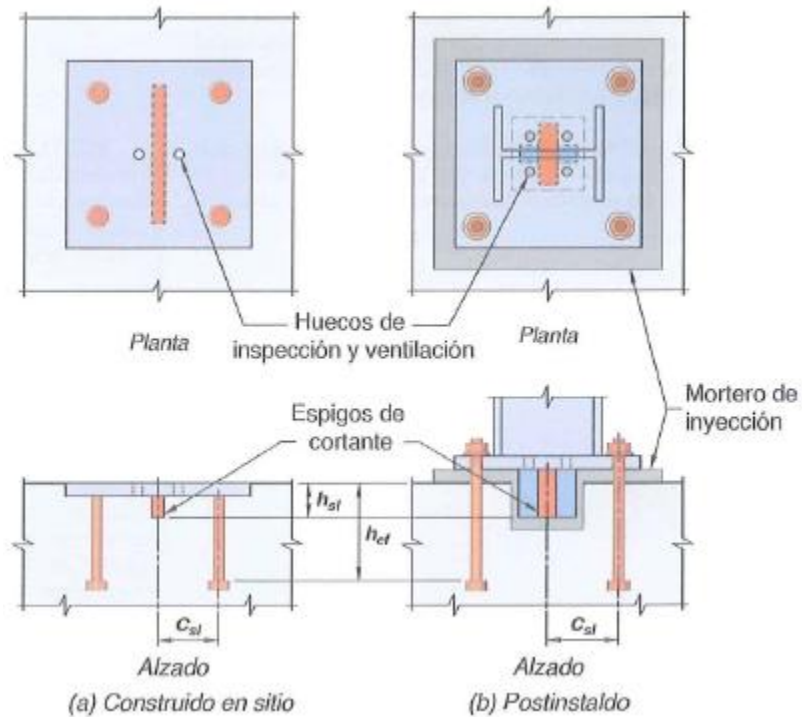


Figura 28. Ejemplos de fijaciones con espigos de cortante. Nota. Fuente (ACI, 2019).

En el caso de los espigos de cortante se deben verificar, esencialmente, dos condiciones de fallas: Aplastamiento en cortante y arrancamiento del concreto.

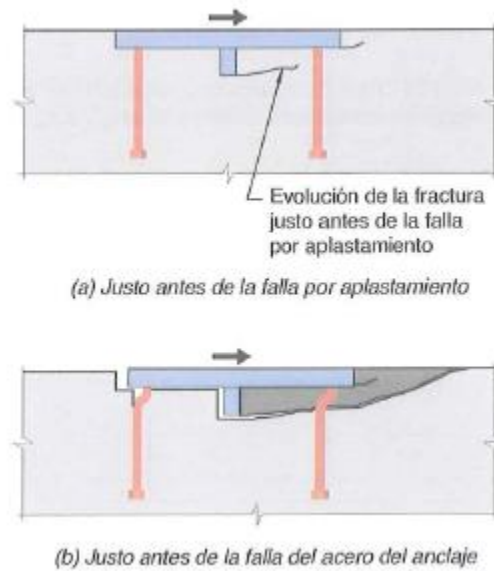


Figura 29. Falla por aplastamiento y subsecuente falla del acero del anclaje para una fijación con una platina embebida y espigos de cortante (si no es aplicable una falla por arrancamiento).
Nota. Fuente (ACI, 2019).

Resistencia al aplastamiento en cortante de fijaciones con espigos de cortante

Según el índice 17.11.2 de la ACI 318-19, la resistencia nominal al aplastamiento en cortante de un espigo de cortante, $V_{brg,sl}$, debe calcularse con la siguiente expresión:

$$V_{brg,sl} = 1.7f'_c A_{ef,sl} \Psi_{brg,sl}$$

Donde,

$V_{brg,sl}$: Resistencia nominal al aplastamiento en cortante de un espigo de cortante.

$A_{ef,sl}$: Área efectiva de aplastamiento.

$\Psi_{brg,sl}$: Factor de aplastamiento, obtenido según el índice 17.11.2.2 de la ACI 318-19.

La Figura 30 es una ejemplificación del área efectiva de aplastamiento, $A_{ef,sl}$, en las condiciones más generales:

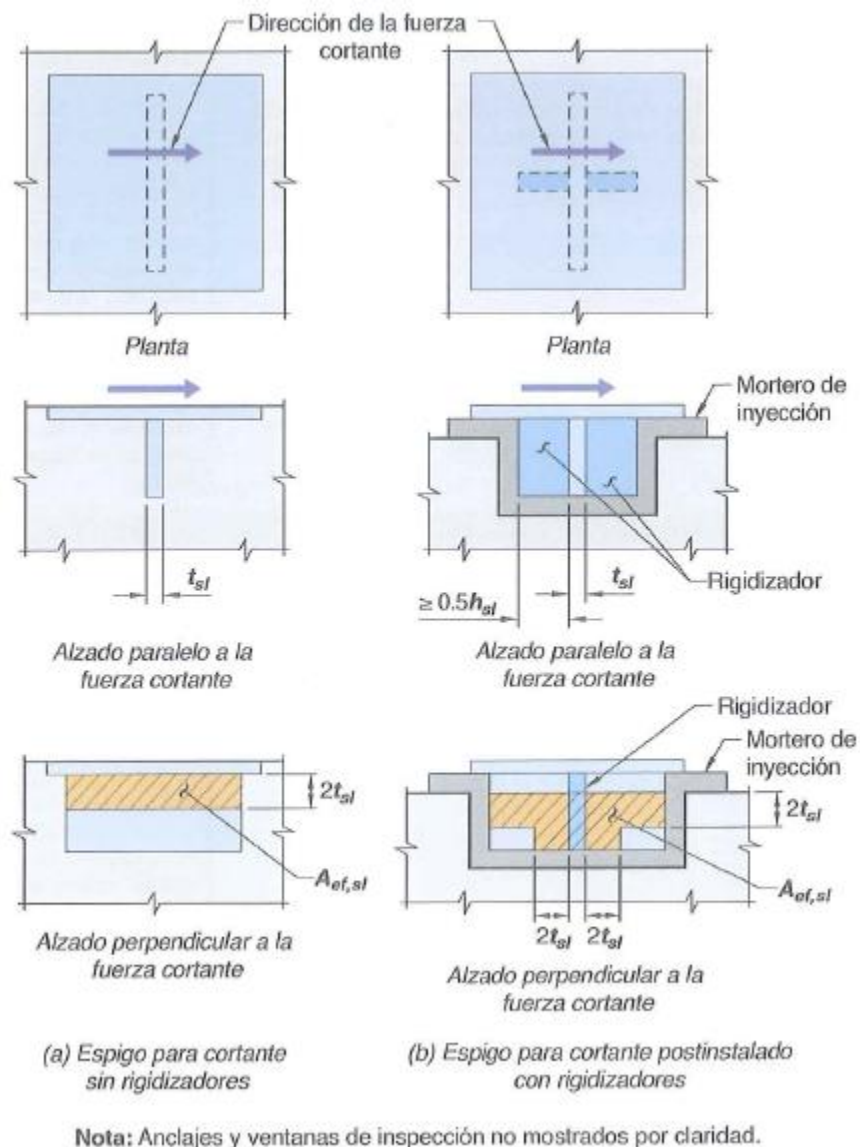


Figura 30. Ejemplos de áreas efectivas de aplastamiento para fijaciones con espigos de cortante.
Nota. Fuente (ACI, 2019).

Resistencia al arrancamiento del concreto de espigos de cortante

La resistencia nominal al arrancamiento del concreto de un espigo de cortante $[V_{cb,sl}]$, se debe calcular por medio de la metodología descrita en el capítulo “Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante”, donde, V_b se calcula tomando c_{a1} como la distancia desde la superficie de aplastamiento del espigo de cortante al borde libre y donde A_{vc} es el área proyectada en la cara del concreto que se aproxima a una forma rectangular proveniente de proyectar

horizontalmente $1.5c_{a1}$ del borde del espigo de cortante y proyectando verticalmente $1.5c_{a1}$ desde el borde de la profundidad efectiva del espigo.

A continuación, se ilustra las consideraciones mencionadas anteriormente para el obtención de A_{vc} en el cálculo de $V_{cb,sl}$:

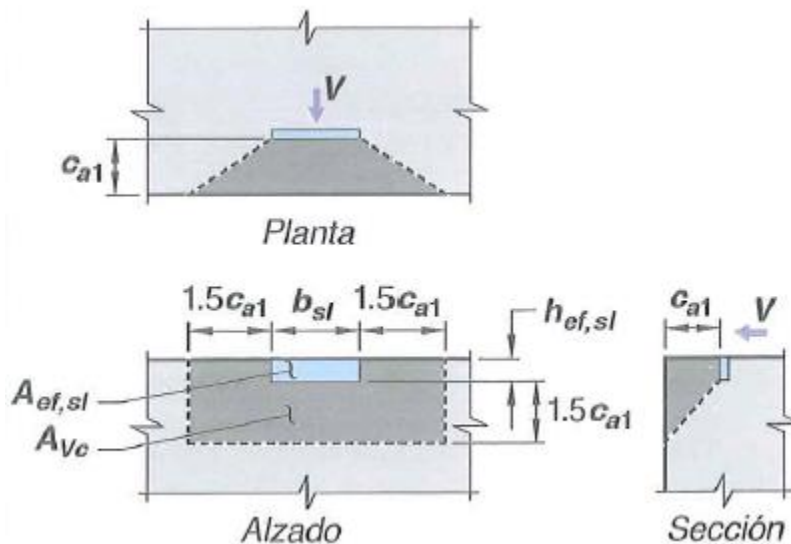


Figura 31. Ejemplo de A_{vc} para un espigo de cortante cerca de un borde. Nota. Fuente (ACI, 2019).

4.1.7 Resultados de modelación en PLS Tower

A partir de la modelación de la estructura en el software PLS Tower, se puede determinar diferentes condiciones de interés asociados a resistencia y deformaciones, A continuación, se muestran los resultados y verificaciones de mayor relevancia para este diseño.

4.1.7.1 Geometría del modelo

En la Figura 32 se muestra un esquema general de cómo es la geometría en el modelo, partiendo de criterios establecidos en proyectos similares para seleccionar parámetros como el ancho necesario de la estructura o el ángulo y puntos conexión de las diagonales con los montantes.

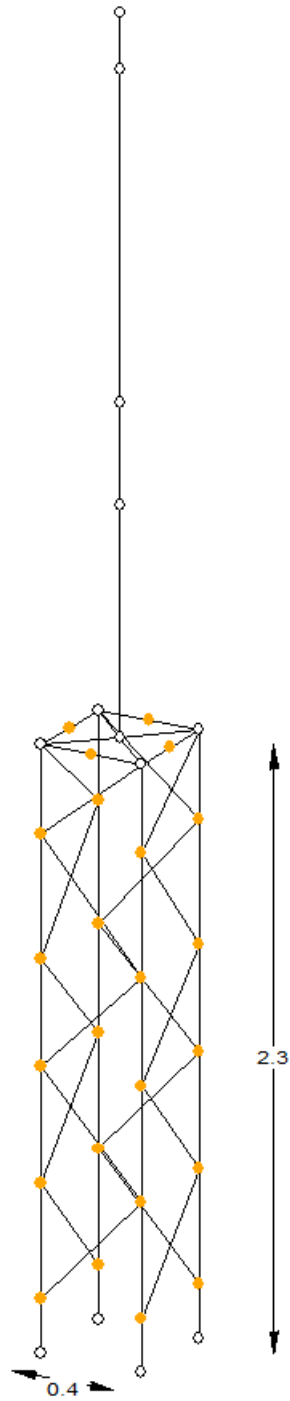


Figura 32. Geometría del modelo estructural para el ejemplo de diseño.

También es necesario ilustrar los nodos del modelo, siendo estos determinados como primarios y secundarios, donde, los nodos primarios se presentan en la estructura en los cambios

de geometría, inicio y final de dicha estructura, y los nodos secundarios se presentan en los demás puntos entre los nodos primarios donde se hará una conexión o se requiera la aplicación puntual de una fuerza. Además, se diferencia las secciones del modelo por colores, donde, para este ejemplo en la Figura 33, se muestra de color verde claro la estructura y de color azul la representación del equipo.

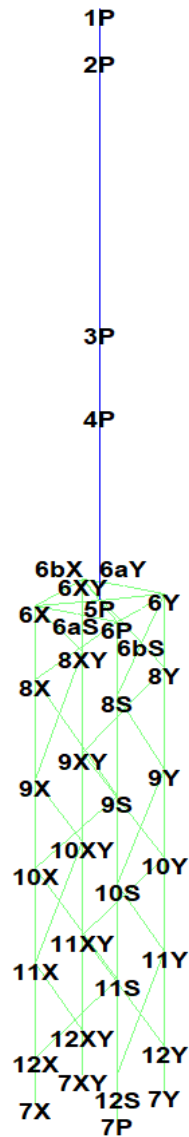


Figura 33. *Nodos y secciones en el modelo estructural del ejemplo de diseño.*

Los grupos de diseños son definidos para caracterizar y unificar los diferentes elementos que componen la estructuras cumpliendo diferentes funciones. A continuación, en la Tabla 18, se muestra un resumen de los grupos de diseño para la estructura de soporte de equipos correspondiente al ejemplo de este informe.

Tabla 18

Grupo	Descripción	Medidas	Fy [MPa]	Numero de tornillos
		in	MPa	
M01	Montantes	2.5X2.5X0.1875	345	0
D01	Diagonales	2X2X0.1875	345	1
C01	Cierres	2X2X0.1875	345	1

Grupos de diseño de la estructura y propiedades de los perfiles que la componen.

Se aclara que, el equipo también se modelo como un elemento, y a su vez, existen unos elementos ficticios con el fin de transmitir las cargas del equipo de forma adecuada a la estructura. Dichos elementos se diseñan como infinitamente rígidos.

4.1.7.2 Diseño estructural de elementos

A continuación, en la Tabla 19, se resumen los porcentajes de uso de los miembros sometidos a compresión, teniendo en cuenta el mayor porcentaje de uso por cada grupo de diseño y su respectiva combinación asociada en condiciones ultimas.

Tabla 19

Grupo de diseño	Perfil	Max uso	Max % uso a Compresión	Fuerza a compresión	Combinación	KL/r	Ca	Va	Ba
		%	%	kN			kN	kN	kN
M01	2.5X2.5X0.1875	39.03	38.37	-67.81	(P4M)1,1 DL + 1,1 ST + 0,37 Ex + 1,25 Ey - 1,25 Ez + 0,75 SC	52.22	176.72	0.00	0.00
D01	2X2X0.1875	26.78	22.95	-11.38	(P4G) 1,1 DL + 1,1 ST + 1,25 Ex - 0,37 Ey - 1,25 Ez + 0,75 SC	89.34	102.87	49.60	50.82
C01	2X2X0.1875	5.22	0.00	0.00	0.00	72.76	121.40	99.20	101.65

Análisis y % de uso para miembros sometidos a compresión.

Donde,

Ca: Capacidad admisible a compresión por esbeltez.

Va: Capacidad a cortante de la conexión en compresión.

Ba: Capacidad por aplastamiento a compresión de la conexión.

A continuación, en la Tabla 20, se resumen los porcentajes de uso de los miembros sometidos a tracción, teniendo en cuenta el mayor porcentaje de uso por cada grupo de diseño y su respectiva combinación asociada en condiciones últimas.

Tabla 20

Grupo de diseño	Perfil	Max uso	Max % uso a Tracción	Fuerza a tracción	Combinación	Ta	Va	Ba	Ra
		%	%	kN		kN	kN	kN	kN
M01	2.5X2.5X0.1875	39.03	39.03	66.10	(P4I) 1,1 DL + 1,1 ST + 0,37 Ex + 1,25 Ey + 1,25 Ez + 0,75 SC	169.34	0.00	0.00	0.00
D01	2X2X0.1875	26.78	26.78	11.33	(P4G) 1,1 DL + 1,1 ST + 1,25 Ex - 0,37 Ey - 1,25 Ez + 0,75 SC	113.97	49.60	50.82	42.30
C01	2X2X0.1875	5.22	5.22	3.48	(P2B) 1,1 DL + 1,1 ST - 1.2 W _x - 1.2 TW + 0,75 SC	113.97	99.20	101.65	66.70

Análisis y % de uso para miembros sometidos a tracción.

Donde:

Ta: Capacidad en sección neta.

Va: Capacidad a cortante de la conexión en tracción.

Ba: Capacidad por aplastamiento a tracción de la conexión.

Ra: Capacidad a la ruptura de la conexión en tracción.

Adicionalmente, es de utilidad esquematizar visualmente los porcentajes de uso máximos de los elementos, ya sea por tracción o compresión, para entender el comportamiento general de la estructura, como se muestra a continuación:

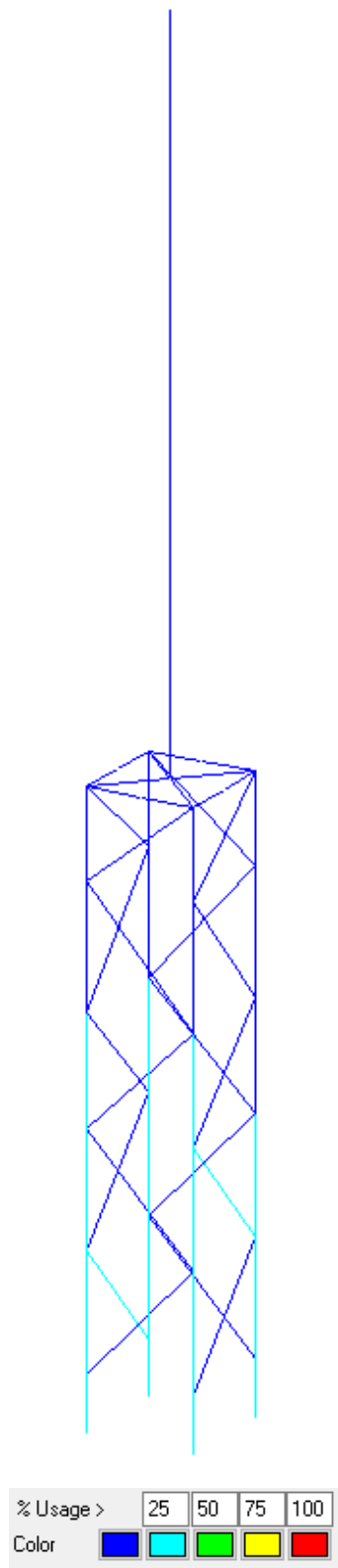


Figura 34. *Porcentajes de uso máximo en elementos de la estructura en condiciones ultimas.*

4.1.7.3 Verificación de deflexiones

Para el caso de una estructura de soporte de equipos en una subestación, se requiere analizar la deflexión lateral en un extremo superior de la estructura en condiciones de servicio, como se muestra en la Figura 35:

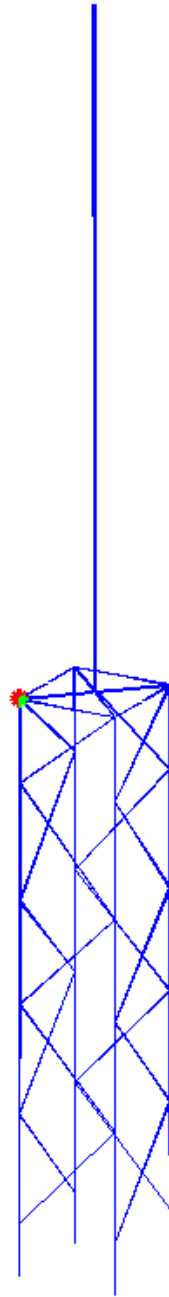


Figura 35. Geometría deformada de la estructura para condiciones de servicio.

Los valores obtenidos correspondiente a este nodo (6P), se muestran en la Tabla 21 para las combinaciones más críticas, realizando el chequeo de deflexión horizontal que en este caso es:

$$\Delta_{max} = H/100.$$

Tabla 21

Combinación	Nodo	X-Despl.	Y-Despl.	Z-Despl.	Despl. Total	H	Δ_{max}
		m	m	m	m	m	m
(P8E)DL+ST+0,70Ex+0,21Ey-0,70Ez	6P	0.00320	0.00087	-0.000586	0.00337	2.25	0.0225
(P8A)DL+ST+0,70Ex+0,21Ey+0,70Ez	6P	0.00320	0.00087	-0.000529	0.00336	2.25	0.0225
(P8G)DL+ST+0,70Ex-0,21Ey-0,70Ez	6P	0.00321	-0.00066	-0.000395	0.00330	2.25	0.0225
(P8C)DL+ST+0,70Ex-0,21Ey+0,70Ez	6P	0.00320	-0.00067	-0.000339	0.00329	2.25	0.0225
(P8M)DL+ST+0,21Ex+0,70Ey-0,70Ez	6P	0.00141	0.00266	-0.000588	0.00307	2.25	0.0225
(P8I)DL+ST+0,21Ex+0,70Ey+0,70Ez	6P	0.00141	0.00265	-0.000531	0.00305	2.25	0.0225
(P8O)DL+ST+0,21Ex-0,70Ey-0,70Ez	6P	0.00142	-0.00246	4.74E-05	0.00284	2.25	0.0225
(P8K)DL+ST+0,21Ex-0,70Ey+0,70Ez	6P	0.00142	-0.00246	0.000103	0.00284	2.25	0.0225
(P8N)DL+ST-0,21Ex+0,70Ey-0,70Ez	6P	-0.00012	0.00266	-0.000399	0.00269	2.25	0.0225
(P8J)DL+ST-0,21Ex+0,70Ey+0,70Ez	6P	-0.00012	0.00265	-0.000343	0.00267	2.25	0.0225
(P8L)DL+ST-0,21Ex-0,70Ey+0,70Ez	6P	-0.00011	-0.00246	0.000291	0.00248	2.25	0.0225
(P8P)DL+ST-0,21Ex-0,70Ey-0,70Ez	6P	-0.00012	-0.00246	0.000236	0.00247	2.25	0.0225
(P8F)DL+ST-0,70Ex+0,21Ey-0,70Ez	6P	-0.00191	0.00086	4.31E-05	0.00210	2.25	0.0225
(P8B)DL+ST-0,70Ex+0,21Ey+0,70Ez	6P	-0.00191	0.00086	9.83E-05	0.00209	2.25	0.0225
(P8D)DL+ST-0,70Ex-0,21Ey+0,70Ez	6P	-0.00190	-0.00067	0.000288	0.00204	2.25	0.0225
(P8H)DL+ST-0,70Ex-0,21Ey-0,70Ez	6P	-0.00191	-0.00067	0.000234	0.00204	2.25	0.0225
(P7)DL+ST+SC	6P	0.00142	0.00038	-0.000302	0.00150	2.25	0.0225
(P6C)DL+ST+W _y +W	6P	0.00089	0.00019	-0.000190	0.00093	2.25	0.0225
(P6A)DL+ST+W _x +W	6P	0.00071	0.00028	-0.000177	0.00078	2.25	0.0225
(P5)DL+ST+ML	6P	0.00065	9.88E-05	-0.000154	0.00067	2.25	0.0225
(P6B)DL+ST-W _x +W	6P	0.00058	-8.38E-05	-0.000116	0.00060	2.25	0.0225
(P6D)DL+ST-W _y +W	6P	0.00040	1.99E-06	-0.000103	0.00042	2.25	0.0225

Chequeo de deflexiones máximas horizontales de la estructura en condiciones de servicio.

Como se observa en la Tabla 21, ninguna combinación de cargas en servicio supera el límite máximo de 0.0225 m para deflexiones laterales de la estructura en el nodo 6P correspondiente al extremo superior de la estructura.

4.1.7.4 Cargas a nivel de cimentación

Una vez diseñada la estructura, se determinan las cargas a nivel de fundación para proceder con el diseño de los pernos de anclajes, la placa base y la cimentación de la estructura. A continuación, se muestra un resumen de las cargas obtenidas considerando las combinaciones más críticas.

Las reacciones obtenidas en coordenadas cartesianas, para condiciones de servicio, se observan en la siguiente tabla:

Tabla 22

Reacciones coordenadas cartesianas – Condiciones de servicio	
Hipótesis máxima compresión	(P8M) DL + ST + 0,21Ex + 0,70 Ey - 0,70 Ez
Carga compresión, kN	-43.33
Carga longitudinal, kN	-1.69
Carga transversal, kN	-0.32
Hipótesis máxima tracción	(P8I) DL + ST + 0,21Ex + 0,70 Ey + 0,70 Ez
Carga tracción, kN	39.02
Carga longitudinal, kN	-1.72
Carga transversal, kN	-0.38

Cargas a nivel de cimentación condiciones de servicio en coordenadas cartesianas.

Las reacciones obtenidas en dirección del montante, para condiciones de servicio, se observan en la siguiente tabla:

Tabla 23

Reacciones en dirección del montante – Condiciones de servicio	
Hipótesis máxima compresión	(P8M) DL + ST + 0,21Ex + 0,70 Ey - 0,70 Ez
Carga compresión, kN	43.33
Carga longitudinal, kN	1.69
Carga transversal, kN	0.32
Hipótesis máxima tracción	(P8I) DL + ST + 0,21Ex + 0,70 Ey + 0,70 Ez
Carga tracción, kN	-39.02
Carga longitudinal, kN	1.72
Carga transversal, kN	0.38

Cargas a nivel de cimentación condiciones de servicio en dirección del montante.

Las máximas cortantes obtenidas en dirección del montante, para condiciones de servicio, se observan en la siguiente tabla:

Tabla 24

Máximas cortantes horizontales en dirección del montante – Condiciones de servicio	
Hipótesis máxima cortante en Y	(P8J) DL + ST - 0,21Ex + 0,70 Ey + 0,70 Ez
Carga compresión/tracción, kN	-26.56
Carga longitudinal, kN	-0.16
Carga transversal, kN	3.78
Hipótesis máxima cortante en X	(P8A) DL + ST + 0,70 Ex + 0,21 Ey + 0,70 Ez
Carga compresión/tracción, kN	-38.93
Carga longitudinal, kN	4.25
Carga transversal, kN	0.23

Máximas cortantes a nivel de cimentación condiciones de servicio en dirección del montante.

Las reacciones obtenidas en coordenadas cartesianas, para condiciones ultimas, se observan en la siguiente tabla:

Tabla 25

Reacciones coordinadas cartesianas – Condiciones ultimas	
Hipótesis máxima compresión	(P4M)1,1 DL + 1,1 ST + 0,37 Ex + 1,25 Ey - 1,25 Ez + 0,75 SC
Carga compresión, kN	-70.95
Carga longitudinal, kN	-2.63
Carga transversal, kN	-0.51
Hipótesis máxima tracción	(P4I)1,1 DL + 1,1 ST + 0,37 Ex + 1,25 Ey + 1,25 Ez + 0,75 SC
Carga tracción, kN	66.09
Carga longitudinal, kN	-2.74
Carga transversal, kN	-0.70

Cargas a nivel de cimentación condiciones ultimas en coordenadas cartesianas.

Las reacciones obtenidas en dirección del montante, para condiciones ultimas, se observan en la siguiente tabla:

Tabla 26

Reacciones en dirección del montante – Condiciones ultimas	
Hipótesis máxima compresión	(P4M)1,1 DL + 1,1 ST + 0,37 Ex + 1,25 Ey - 1,25 Ez + 0,75 SC
Carga compresión, kN	70.95
Carga longitudinal, kN	2.63
Carga transversal, kN	0.51
Hipótesis máxima tracción	(P4I)1,1 DL + 1,1 ST + 0,37 Ex + 1,25 Ey + 1,25 Ez + 0,75 SC
Carga tracción, kN	-66.09
Carga longitudinal, kN	2.74
Carga transversal, kN	0.70

Cargas a nivel de cimentación condiciones ultimas en dirección del montante.

Las máximas cortantes obtenidas en dirección del montante, para condiciones ultimas, se observan en la siguiente tabla:

Tabla 27

Máximas cortantes horizontales en dirección del montante – Condiciones últimas	
Hipótesis máxima cortante en Y	(P4J) 1,1 DL + 1,1 ST - 0,37 Ex + 1,25 Ey + 1,25 Ez + 0,75 SC
Carga compresión/tracción, kN	-52.32
Carga longitudinal, kN	-0.32
Carga transversal, kN	6.76
Hipótesis máxima cortante en X	(P4A) 1,1 DL + 1,1 ST + 1,25 Ex + 0,37 Ey + 1,25 Ez + 0,75 SC
Carga compresión/tracción, kN	-65.92
Carga longitudinal, kN	7.29
Carga transversal, kN	0.41

Máximas cortantes a nivel de cimentación condiciones últimas en dirección del montante.

4.2 Optimización del cálculo elementos redundantes

4.2.1 Bases de datos

Se decidió realizar la inclusión de bases de datos para el tipo de perfil y los materiales de los elementos redundante, en donde, se hará uso de las normativas actualizadas más recurrentes para este campo en Sudamérica, las cuales son:

- Perfilería metálica: AISC 15, ASTM A6, EN 10056, IS 808, GB/T 706.
- Materiales: ASTM (A36, A572, A992), EN10025, GB/T (1591, 700).

Para el caso de la perfilería metálica se depura las bases de datos, puesto que solo es para elementos redundantes, y en este tipo de elementos se trata de usar perfiles que sean ángulos (perfiles en “L”) de aletas iguales y que las aletas sean menores a 3 pulgadas, ergo, se crean bases de datos con estos criterios para las diferentes normativas las cuales se observan en el anexo 1. A partir de estas bases de datos, se selecciona los tipos de elementos de redundantes que se usaran en la estructura, en donde se elige la normativa que estandarizara los tipos de perfiles del proyecto, y una vez definido, se elige y se asocia un tipo de perfil a una nomenclatura y se exportan los parámetros de interés del tipo de perfil los cuales son: Modulo de sección [S], Ancho [a, b] y espesor [t]. Este procedimiento de selección del tipo de perfiles para la estructura se realiza en la hoja de cálculo de Excel por medio de validación de datos y listas dependientes asociadas a las bases de datos, y la obtención de los parámetros de dichos perfiles se hace por medio de un buscador

de valores en columnas definidas en un rango en específico (Función BUSCARV). La lista resultante se observa en la Figura 36.

	ASTM	S (mm ³)	a(mm)	b (mm)	t (mm)
-	L 32 x 32 x 3.2	780	31.8	31.8	3.18
a	L 32 x 32 x 4.8	1130	31.8	31.8	4.76
b	L 38 x 38 x 3.2	1140	38.1	38.1	3.18
c	L 38 x 38 x 4.0	1420	38.1	38.1	3.97
d	L 51 x 51 x 3.2	1920	50.8	50.8	3.18
e	L 51 x 51 x 4.8	3060	50.8	50.8	4.76
f	L 64 x 64 x 4.8	4890	63.5	63.5	4.76

Figura 36. Listado de redundantes usados en una estructura.

En las bases de datos de materiales se usan las especificaciones y grados que se usan recurrentemente para este tipo de estructuras y este tipo de elementos en cuestión, por ende, no se decide usar todos los diferentes tipos de acero descritos en las normas mencionadas. Esta base de datos depurada se puede observar en el anexo 2. De estas bases de datos se selecciona los tipos de acero que se usaran para la estructura o proyecto en cuestión, entonces, generalmente, se usa un tipo de acero asociado a resistencia “normal” y otro asociado a resistencia “alta”, esta selección se hace de forma similar a la descrita en el tipo de perfil. La lista resultante se observa en la Figura 37.

Mat.ASTM	E [Mpa]	Fy [Mpa]	Fu [Mpa]
A36	200000	248	400
A572 Gr50	200000	345	450

Figura 37. Listado de materiales usados en una estructura.

4.2.2 Automatización del calculo

Después de la selección del tipo de perfil y materiales se procede a ingresar la geometría del elemento (Longitud, condiciones de restricción y ángulo), parámetros asociados al perno (Diámetro, Numero de pernos y planos de corte) y las cargas asociadas a los elementos que arriostan los redundantes, con el fin de determinar el tipo de perfil y material del redundante que

se usara para esas condiciones. Este último procedimiento de determinación es el que se automatiza por medio de un módulo programado en VBA. A continuación, se muestra el cálculo resultante en la Figura 38, donde, la fuente en azul son parámetros de ingreso, la fuente en verde es parámetros calculados, y la fuente en negro son cálculos internos:

Núm.	Elemento	a [mm]	b [mm]	t [mm]	L [mm]	A [mm ²]	I [mm ⁴]	rx, y [mm]	k	e [mm]	f [mm]	d [mm]	nb, # pernos	nbear, Planos Corte	Tipo de acero	E [Mpa]	Fy [Mpa]	Fu [Mpa]
1	f	63.5	63.5	4.76	1950	582	218019	19.4	1.0	19	19	12.7	1	1	A36	200000	248	400
2	e	50.8	50.8	4.76	1660	461	107656	15.3	0.5	19	19	12.7	1	1	A572 Gr50	200000	345	450
3	f	63.5	63.5	4.76	1745	582	218019	19.4	1.0	19	19	12.7	1	1	A36	200000	248	400
4	e	50.8	50.8	4.76	1798	461	107656	15.3	1.0	19	19	12.7	1	1	A572 Gr50	200000	345	450
5	e	50.8	50.8	4.76	1593	461	107656	15.3	1.0	19	19	12.7	1	1	A36	200000	248	400
6	c	38.1	38.1	3.97	1116	287	37134	11.4	1.0	19	19	12.7	1	1	A572 Gr50	200000	345	450
7	a	31.8	31.8	4.76	618	280	23838	9.2	1.0	19	19	12.7	1	1	A572 Gr50	200000	345	450
8	b	38.1	38.1	3.18	3085	232	30945	11.5	0.8	19	19	12.7	1	1	A36	200000	248	400
9	d	50.8	50.8	3.18	3086	313	76412	15.6	1.0	19	19	12.7	1	1	A36	200000	248	400

kl/r	Chequeo Esbeltez kl/r < 250	λ1	λ2	Bw/t	Fcr [Mpa]	Cc	Fa [Mpa]	Comp. elemento arrios. Cc [kN]	Capacidad compresión C _{uap} [kN]	2.5%*Cu	Chequeo C _{uap} > 2.5%*C _u	α	α1	α2	α3	dist	Capacidad ruptur a R _{du} [kN]	Chequeo R _{du} > 2.5%*C _u
100.7	OK	13.3	24.0	11.3	248.0	126.2	168.9	793.56	88	19.8	Ok	1.0	1.2	1.7	1.0	19.1	22.7	Ok
54.3	OK	11.3	20.3	8.7	345.0	107.0	300.5	793.56	125	19.8	Ok	1.0	1.2	1.7	1.0	19.1	25.5	Ok
90.1	OK	13.3	24.0	11.3	248.0	126.2	184.7	793.56	97	19.8	Ok	1.0	1.2	1.7	1.0	19.1	22.7	Ok
117.7	OK	11.3	20.3	8.7	345.0	107.0	142.6	793.56	59	19.8	Ok	1.0	1.2	1.7	1.0	19.1	25.5	Ok
104.2	OK	13.3	24.0	8.7	248.0	126.2	163.4	793.56	68	19.8	Ok	1.0	1.2	1.7	1.0	19.1	22.7	Ok
98.1	OK	11.3	20.3	7.6	345.0	107.0	200.0	793.56	52	19.8	Ok	1.0	1.2	1.8	1.0	19.1	21.3	Ok
67.0	OK	11.3	20.3	4.7	345.0	107.0	277.4	793.56	70	19.8	Ok	1.0	1.2	1.7	1.0	19.1	25.5	Ok
200.4	OK	13.3	24.0	10.0	248.0	126.2	49.1	152.47	10	3.8	Ok	1.0	1.2	2.0	1.0	19.1	15.1	Ok
197.5	OK	13.3	24.0	14.0	239.6	128.4	50.6	153.47	14	3.8	Ok	1.2	1.2	2.0	2.0	19.1	17.5	Ok

X _{com} [mm]	S _x [mm ³]	Capacidad a flexión My [kN-mm]	Me [kN-mm]	Mb [kN-mm]	θ [rad]	Cond Rest.	M _u [kN-mm]	Mb [kN-mm]	Chequeo Flexión Mb > Mu	Cu' [kN]	Cu'/Ccap +Mu/Mb	Chequeo Flexo-compre.	% de uso
15.3	4890	1212.7	3400.3	1104.6	40	1	485.5	1104.6	Ok	24.77	0.72	Ok	72%
12.2	3060	1055.7	4140.7	988.4	0	1	539.5	988.4	Ok	23.81	0.74	Ok	74%
15.3	4890	1212.7	3610.0	1110.9	0	1	567.1	1110.9	Ok	23.81	0.76	Ok	76%
12.2	3060	1055.7	2711.7	952.9	34	1	484.4	952.9	Ok	24.65	0.92	Ok	92%
12.2	3060	758.9	2936.8	709.9	38	1	408.0	709.9	Ok	24.73	0.94	Ok	94%
9.1	1420	489.9	1662.5	453.8	64	1	159.0	453.8	Ok	25.15	0.84	Ok	92%
7.5	1130	389.9	2955.7	377.0	0	1	200.9	377.0	Ok	23.81	0.87	Ok	87%
9.2	1140	282.7	592.6	249.0	42	2	1.5	249.0	Ok	5.58	0.55	Ok	89%
12.3	1920	476.2	735.1	399.0	42	2	1.5	399.0	Ok	5.61	0.40	Ok	65%

Figura 38. Cálculo resultante para elementos redundantes.

El cálculo del tipo de perfil y el material se hace por medio de un módulo programado en VBA como se mencionó anteriormente, este procedimiento se hace a partir de una búsqueda de optimización en donde se analiza cada una de las combinaciones de tipo de perfil y material para encontrar el valor de “% de uso” más cercano y menor a un porcentaje de uso admisible,

generalmente, este valor de uso admisible es 100%, pero dependiendo del tipo de proyecto o solicitudes del cliente se puede variar esto. Además, se realiza un chequeo general de las diferentes verificaciones que se deben realizar como límites de esbeltez y capacidad máxima del elemento, definiéndose esto como una condicionante extra en la búsqueda de la combinación óptima de los parámetros de interés.

4.3 Optimización del cálculo de pernos de anclaje

4.3.1 Modificación de formato

Se reestructura tanto la forma de ingresar los datos de entrada como el resumen de salida. En el caso de los datos de entrada se separa y actualizan las listas presentes y los cálculos realizados de los datos de entrada, ya que no había una demarcación clara de que se trataba cada parte y no es necesaria la información de listas presentes en la entrada de datos, además, se interviene el módulo de VBA ya que es dependiente de todas estas celdas modificadas en ubicación.

Luego, se realiza la modificación y anexo de convenciones de la hoja, ya que las anteriores no eran claras en su totalidad, especialmente con la geometría de los pernos, así que, se procede a separar estas convenciones en una nueva hoja y se le anexa todos aquellos parámetros faltantes.

En el caso del resumen de salida se modifican los datos que se entregan y la forma de hacerlo, es decir, en la hoja donde se mostraba este resumen, había información y ejemplificación innecesario para mostrar en un anexo de memoria de cálculo, se reduce estos valores entregados a algo más claro para entender que se tuvo en cuenta en el diseño y cuáles son los resultados más importantes, como en el caso del resumen de refuerzo suplementario, donde la hoja mostraba dicho resumen por más que en el diseño no se estuviera contemplando, así que en el caso de no requerirlo, no se mostrara esa sección para los resultados.

4.3.2 Actualización normativa y anexo de cálculos

En la revisión de la normativa ACI 318-19 para comparar con la base teórica de la hoja de cálculo, se encuentran errores en el módulo de la hoja de cálculo, los cuales se resumen a nivel general en los siguientes aspectos:

- Problemas con la determinación de parámetros geométricos que pertenecen a un caso de configuración de pernos, realizando un proceso de determinación del valor asociado a un caso diferente.

- Error al poseer un caso de compresión en todos los pernos, lo cual no debería suceder, si bien los pernos analizan a tracción y cortante, es importante verificar si cumple los cortantes por más que no exista tracción.
- Problemas generales en la declaración de variables lo cual implicaba errores en el tipo de variable que se leía en los cálculos.
- Valores no definidos que se usan dentro de varias verificaciones o cálculos lo cual implica procedimientos falsos dentro del módulo.

Se anexa el cálculo de espigos de cortante como un formulario aparte en caso de requerirlo, ya que la hoja no contaba con este tipo de refuerzo, en el cual, toda la base teórica de lo dispuesto en el nuevo formulario es el descrito en el capítulo Fijaciones con espigos de cortante

5 Análisis

5.1 Criterios y condiciones generales de diseño

Es importante recalcar las diferencias que puede haber entre tipos de estructuras respecto a las cargas o condiciones que gobiernan el diseño, por ejemplo: generalmente, las estructuras metálicas en celosía como las torres están gobernadas por las tensiones mecánicas generadas por los conductores, pero las estructuras metálicas en celosía como un soporte de equipos para una subestación, generalmente, están gobernadas por el control de deformaciones debido a las limitadas deformaciones que esta pueda presentar para no afectar a los equipo electromecánicos presentes. A su vez, como se observa en el ejemplo de diseño, se está efectuando más porcentaje de uso en sus elementos frente a las cargas sísmicas, lo cual es una generalidad en este tipo de estructuras, presentando otra diferencia en comparación con una torre, la cual es un tipo de estructura que no es necesario analizar el sismo debido al comportamiento frente a estas cargas. Por ende, el diseño de cualquier tipo de estructura es vital analizarlo para evidenciar que condiciones generales o particulares posee respecto a otro tipo de estructuras o a estructuras similares, como en este caso, en el cual, en términos de resistencia, se esperaba que las cargas de sismo soliciten más este tipo de estructuras, además de las complejas condiciones de sitio que posee el proyecto, teniendo un tipo de suelo E y una zona de amenaza sísmica Alta.

El contexto o el ambiente de la estructura se debe analizar antes de proceder con un diseño, para entender que fenómenos afectan significativamente la estructura, como en nuestro de ejemplo de diseño, se posee una estructura de tipo soporte de equipos para un proyecto de subestación eléctrica, esto implica que la estructura estará sometida a fuerzas por tensiones mecánicas y de cortocircuito asociados a los conductores conectado en los equipos, cuestión que no atañe, por ejemplo, a una edificación de vivienda, pero en esta si se debe evaluar cargas vivas. Además, la ubicación del proyecto también es de relevancia, como se observa, se está ubicado en una zona que posee una amenaza sísmica alta y fuertes vientos asociados, por lo que es necesario considerar esto en las cargas que influyen en la estructura, a diferencia de, por ejemplo, cargas por hielo, que pueden cobrar relevancia en este tipo de estructuras debido a sus efectos, pero al ser una zona costera en el trópico, carece de sentido su análisis debido al comportamiento del tiempo meteorológico conocido de la zona. En añadidura, el tipo de suelo sobre el que se cimenta la estructura influye significativamente en el comportamiento de esta, debido a posibles fenómenos de amplificación en cuanto a efectos sísmicos, y el hecho de que las estructuras se diseñan con el

fin de transmitir las cargas al suelo lo cual implica que se debe analizar la capacidad del suelo frente a las solicitaciones y los efectos generados como asentamientos, los cuales afectan el comportamiento de la estructura.

La verificación de una estructura es importante para determinar, esencialmente, su resistencia y sus deformaciones, dentro de este proceso se debe optimizar el diseño, es decir, no subestimar ni sobreestimar dicha estructura. No obstante, el proceso de diseño en sí se debe optimizar también, entendiendo varios factores: Un solo modelo puede abarcar las necesidades de varias estructuras en tal caso de que se posean condiciones similares o que dicho proceso de unificación atienda al interés de facilitar procesos constructivos u optimizar los recursos del proyecto en general, siempre y cuando se comprenda en que ocasiones se puede hacer esto, como en nuestro ejemplo de diseño, donde se puede unificar el diseño de la estructura de soporte para los equipos menores de la subestación debido a las cargas relativamente bajas que se están generando sobre estas, así que se opta por una envolvente como se menciona en el árbol de cargas para tener en cuenta la condición más crítica, además, que un solo diseño para varias estructuras se refleja en un proceso constructivo más óptimo. Aunado a lo anterior, el diseño unificado de los soportes no necesariamente responde a tener un solo tipo de altura, si no que para alturas similares de la estructura, se analiza la de mayor valor que concuerda con la estructura más crítica en cuanto a solicitaciones se refiere, esto ocurre en el caso de que se requiera variar la altura de las estructuras en los diferentes, para que dichos equipos se dispongan con la misma altura de conexión del conductor por algún requerimiento electromecánico.

En las diferentes metodologías de análisis estructural que se observó en este documento, se destaca el hecho de la variación entre factores de seguridad y su continua aplicación en los diferentes cálculos para el análisis de los fenómenos que pueden afectar los diferentes elementos de una estructura. Esto remarca la importancia de estos factores, en donde, la variación de sus valores en los diferentes tipos de análisis se explica por la importancia de controlar con más rigurosidad ciertos tipos de falla, como lo es el caso del cortante, ya sea para conexiones o para elementos, en el cual se observa un factor de seguridad más estricto, entendiendo el riesgo que implica una falla por cortante que se puede desarrollar súbitamente. Además, el constante uso de estos factores de seguridad en los cálculos es necesario debido a que en el desarrollo de un proyecto no existen condiciones ideales, ya sea en términos constructivos o por alguna subestimación en los múltiples diseños ingenieriles que participan dentro de este tipo de obras.

El diseño estructural no debe basarse únicamente en verificar una estabilidad general de la estructura, se debe analizar la resistencia de las conexiones ya que son las que garantizan que la estructura trabaje en conjunto, y la falla de una conexión implica una redistribución de esfuerzos que afecte el comportamiento de la estructura generando una posible falla de esta a nivel general. Se destaca este hecho, debido a que las conexiones son generadoras de concentración de esfuerzos al disminuir la sección transversal de un elemento y por los esfuerzos de cortante generados en los pernos, por ende, son zonas más susceptibles y su adecuado diseño es de vital importancia.

Para las estructuras de soportes de equipos, especialmente, se requiere controlar con más rigurosidad las deformaciones que se presentan, debido a su función en sí y los tipos de equipos que están soportando, los cuales son su alta sensibilidad y la gran importancia que poseen dentro de este tipo de proyectos de transmisión de energía, destacando también el gran costo económico que representan los equipos electromecánicos en dichos proyectos. No obstante, el control de deformaciones no es exclusivo para este tipo de estructuras, toda estructura requiere verificar las deformaciones presentes por dos cuestiones esenciales: generar excentricidades o brazos que se pueden traducir en solicitudes más altas o disminución de la resistencia de los elementos por resiliencia, y cuestiones de servicio en cuanto a la percepción de los usuarios respecto a la funcionalidad y confiabilidad de la estructura.

La complejidad de los cálculos implicados dentro de un proceso de diseño que compete a este tipo de ingeniería, precisa del uso de softwares avanzados para optimizar dicho proceso en términos de tiempo y calidad, ergo, es necesario analizar la relación costo/beneficio de un software, entendiendo que entre más elaborado, complejo o especializado sea un programa, más costosa será su adquisición, entonces, se debe evaluar que tanta diferencia se genera entre un software u otro en cuanto a sus resultados y que implicaciones tiene estas diferencias, especialmente, para cálculos de mayor frecuencia, en los cuales el beneficio de un proceso más optimizado es más evidente. Dentro de esta necesidad de optimizar procesos de diseño, se encuentra el desarrollo y uso de hojas de cálculo programadas en Excel, las cuales no llegan, generalmente, al nivel de complejidad de un software especializado para un diseño, pero son de más fácil adquisición, y estas herramientas sirven en conjunto con estos softwares, dando apoyo en ingreso u obtención de datos, validación en cálculos que se requieran verificar o incluso suplir procesos de diseños que los softwares adquiridos no tengan capacidad de realizarlos de forma óptima.

5.2 Optimización cálculo de elementos redundantes

La perfilería usada en los elementos redundantes debe responder a la necesidad estructural no solo en términos de resistencia o deformación del elemento mismo, si no, optimizar el elemento para no generar cargas muy elevadas, tanto por el peso como por cargas de viento, debido a las áreas expuestas de estos elementos, he ahí la necesidad de buscar un valor cercano al porcentaje admisible, siempre y cuando se cumpla con los requerimientos del proyecto en términos de usar los perfiles disponibles para este, siendo esto otro condicionante de gran importancia, además, de velar por la facilidad constructiva en obra.

El cálculo de estos elementos se debe realizar por aparte, debido a la complejidad que representa ingresar estos elementos al modelo, puesto que se generarían modelos demasiado cargados y el cálculo puede verse ralentizado, además, los modelos no solo se montan para una estructura, si no un conjunto de estructuras como en el caso de las torres, las cuales varían, esencialmente, en la tipología de las patas, las cuales, a su vez, tienen diferentes tipos de elementos redundantes asociados. Aquí surge la necesidad de una hoja de cálculo aparte, entonces, su optimización es fundamental para que el medio no venza el propósito, que es la eficiencia, así pues, se decide automatizar el proceso de selección de tipo de perfil y material del elemento, siendo estas las variables de mayor importancia, ya que, por más que se pueda variar la geometría misma del elemento, esta, generalmente, sigue lineamientos o patrones establecidos, y para generar una optimización por este medio sería reduciendo longitudes, lo que implica poner más redundantes, lo cual significa, generalmente, que en realidad se dispuso de más peso o área expuesta al aire, no obstante, es una opción de variación en la configuración que es totalmente viable cuando la estructura así lo requiere, por ejemplo, cuando para una longitud o disposición geométrica dada, no se cumple por resistencia con ningún tipo de combinación entre perfiles y materiales.

La optimización realizada a la hoja de cálculo es de gran importancia, ya que se nota una gran reducción en el tiempo requerido para el diseño de un elemento redundante, lo cual, en promedio, tardaba entre 5 y 7 minutos, con los cambios realizados, en promedio, puede tomar menos de la mitad, destacando el hecho de que la reducción mencionada es solo para el proceso de diseño, ya que se efectúa otra reducción de tiempo en la selección de tipos de perfil y materiales, la cual también es significativa. Se aclara y enfatiza la subjetividad de los tiempos mencionados, puesto que, no solo depende del usuario de la hoja, si no, de la complejidad del proyecto o de la

sección de la estructura que se esté analizando, no obstante, es un hecho la reducción de tiempo en este cálculo, y se puede considerar una reducción de gran relevancia.

5.3 Optimización cálculo de pernos de anclaje

Realizar un adecuado diseño de los pernos de anclajes es fundamental para la integridad de la estructura, ya que estos elementos garantizan la correcta transmisión de las cargas de la estructura a su cimentación, y al estar esta conexión en el empotramiento de la estructura, deben resistir los cortantes basales que son de gran importancia en cualquier estructura. Otro efecto importante que actúa sobre los pernos de anclaje es la tracción, ya que una falla por arrancamiento es más difícil de controlar que los efectos que generan la compresión, debido a las propiedades de los materiales implicados en controlar ambos efectos.

En un hoja de cálculo que implica procesos de diseños tan amplios, ya sea escritos dentro de las hojas o en programación VBA, se debe verificar los diferentes pasos o secuencias lógicas que esta sigue, que, en el caso de la hoja de cálculo de pernos de anclaje, están basados en la teoría y criterios descritos en la normativa ACI 318, ya que en la revisión de dichos procesos lógicos se pueden encontrar optimización o correcciones que se pueden realizar, especialmente, en casos peculiares de diseño, puesto que, generalmente, las pruebas de funcionamiento de estos procesos de diseño se hacen con casos comunes. Otra revisión de gran relevancia es la asociada a la normativa vigente, ya que en dichas actualizaciones se pueden encontrar cambios en la base teórica de las hojas de cálculo o generar la necesidad de anexar un cálculo que no se haya considerado anteriormente, como en este caso, que se decidió incluir el diseño de espigos de cortante.

Las cuestiones de orden en el formato de este tipo de herramientas como hojas de cálculo, implica una mejor gestión de la información por parte del usuario lo cual se refleja en disminuir las posibilidades de error al realizar un cálculo, ya sea dentro de la misma hoja, o dentro de un proceso posterior que requiera los resultados de esta, lo cual se refleja en un proceso de diseño más eficiente.

Formular el cálculo del refuerzo de anclajes, ya sea por espigos de cortante o refuerzo suplementario, es de vital importancia para dar viabilidad a los diseños de estos elementos, ya que en condiciones con altas solicitaciones se abre un amplio abanico de modificaciones en el diseño que se pueden considerar, dentro de estas, se debe analizar el uso de este tipo de refuerzos para saber cuál es la opción más óptima en temas de diseño y recursos, así que, por más que estos casos

donde se requiera estos refuerzos sean particulares, no se pueden descartar como una opción de diseño, por dos factores esenciales: el considerar estas metodologías implica una comprensión más amplia de cómo se comporta la configuración del sistema de un anclaje en estos proyectos, además, que brinda la sensación de versatilidad en los procesos de diseño al presentar alternativas de soluciones.

6 Conclusiones

- El proceso de diseño de una estructura metálica en celosía para proyectos de subestaciones eléctricas está sujeto a entender el ambiente o entorno en el que se encuentra la estructura, siendo esto el proceso por el cual se define las cargas a las que estará sometida. De forma general, mas no aplicando todas en cualquier estructura, las cargas para estos proyectos son debido a la acción del viento y hielo, acción del sismo, montaje y mantenimiento, y acción de tensión mecánica y cortocircuito por los elementos electromecánicos presentes en el proyecto. Para el caso particular de diseño ejemplificado en este informe, el cual corresponde a una estructura de soporte de equipos, se observa que las cargas más relevantes son las cargas sísmicas, siendo que la resistencia no es la que controla el diseño, pues este tipo de estructuras se controlan por las deflexiones generadas para evitar afectaciones en el funcionamiento en el equipo electromecánico, sin embargo, se observa en el ejemplo de diseño que ambos criterios, tanto resistencia como deformación, poseen valores críticos muy por debajo de los límites establecidos para su análisis, es decir, la estructura pareciese no estar optimizado a su capacidad máxima, lo cual se debe a otro criterio ingenieril de importancia en un diseño, que es la viabilidad constructiva, donde se observa que, valores menores a este tipo de perfiles designados no presentan un adecuado funcionamiento en obra, además que, las recomendaciones generales, requieren que para elementos principales como montantes, diagonales o cierres, no se use perfiles con menor sección, a diferencia de un elemento redundante que si puede disponer de un perfil de dimensiones menores. Otro concepto de gran relevancia evidenciado en los procesos de diseño es el de factores de seguridad, los cuales son aplicados constantemente en los cálculos y verificaciones que competen, esto, a diferencia de ser un valor asociado a la incertidumbre o sobrediseño, se trata de comprender las múltiples actividades implicadas en el desarrollo de una estructura y como esto afecta o se refleja en la diferencia entre lo real y lo idealizado, siendo aquí donde cobra mayor relevancia los criterios experimentales de las normativas o las recomendaciones generales.
- Se obtiene una hoja de cálculo de elementos redundantes, que en el proceso de diseño automatiza el cálculo de la sección del perfil y el material designado para este, por medio de un módulo en VBA, siendo estos los parámetros fundamentales a optimizar en este

diseño, ya que los demás parámetros, si bien son variables, implican más desventajas el hecho de tratar modificarlos. El aumento en la eficiencia de la hoja de cálculo es un hecho, si bien es complejo determinar la cantidad precisa que ahorra en tiempo, si se puede hablar de aproximadamente una reducción de la mitad del tiempo total de diseño que requería el proceso iterativo manual de selección de estos parámetros anteriormente, además que no solo se optimizó el cálculo del redundante en sí, si no el ingreso de los perfiles y materiales preseleccionados para cada proyecto en cuestión, lo cual era un proceso manual. En añadidura, no solo se evaluó la optimización del propio proceso de cálculo, sino que, durante dicha mejora, se evidencio que saber cuáles son los parámetros de mayor relevancia en un diseño, puede optimizar dicho calculo si se enfoca en tratar de obtener esos parámetros de forma automática, y esto se logra analizando la función y el contexto general de lo que significa el elemento a diseñar dentro de una estructura.

- Se obtiene una hoja de cálculo para pernos de anclaje con un orden claro en sus datos de entrada y resúmenes de resultados que conversa con lo requerido en una memoria de cálculo, con el fin de evitar errores o procesos innecesarios. A su vez, se anexa el cálculo de espigos de cortante como un formulario extra, dando una alternativa en caso de necesitar refuerzo para suplir las solicitudes existentes en los pernos de anclaje, además, se observó en la revisión general del módulo principal de la hoja que poseía errores, tanto en escritura como en la formulación teórica propia, donde, se evidencia que dichos errores se daban en casos bastantes particulares de configuración del sistema de pernos de anclaje, lo cual recalca la necesidad de revisar la programación general de cualquier herramienta de cálculo en cualquier tipo de diseño. Siguiendo la idea anterior, en la cual es necesario revisar diseños que impliquen condiciones poco convencionales, se debe evaluar este tipo de alternativas de diseño como lo es el caso de espigos de cortante, si bien no es algo que se use comúnmente, al menos en el contexto colombiano, poseer herramientas de calculo que puedan suplir incluso estos escenarios o condiciones, denota un mayor entendimiento de los efectos que se están produciendo y cuáles son las posibles formas de controlarlo, dándole un contexto más amplio para encontrar soluciones a los usuarios de dicha herramienta.

Referencias

- American Concrete Institute [ACI] – committee 318. (2019). *“Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)”*, ACI, USA.
- American Institute of Steel Construction [AISC]. (2017). *“Steel Construction Manual 15th Edition”*, AISC, USA.
- American Society of Civil Engineers [ASCE]. (2015). *“Standard 10-15 Design of Latticed Steel Transmission Structures”*, ASCE, USA.
- ASCE. (2007). *“Manuals and Reports on Engineering Practice No. 113: Substation Structure Design Guide”*. ASCE, USA.
- ASCE. (2009). *“Manuals and Reports on Engineering Practice No. 74: Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading”*, ASCE, USA.
- American Society for Testing and Materials [ASTM] A6/A6M. (2021). *“Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes, and Sheet Piling”*, ASTM, USA.
- ASTM A36/A36M. (2019). *“Standard Specification for Carbon Structural Steel”*, ASTM, USA.
- ASTM A394-08. (2015). *“Standard Specification for Steel Transmission Tower Bolts, Zinc-Coated and Bare”*, ASTM, USA.
- ASTM A572/A572M. (2021). *“Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel”*, ASTM, USA.
- ASTM A992/A992M. (2022). *“Standard Specification for Structural Steel Shapes”*, ASTM, USA.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *“Reglamento colombiano de construcción sísmo resistente NSR-10”*, Colombia.
- Asociación Española de Normalización [UNE] EN 10056. (2017). *“Angulares de lados iguales y desiguales de acero estructural”*, UNE, España.
- UNE EN 10025. (2020). *“Productos laminados en caliente de aceros para estructuras”*, UNE, España.
- Celis, A., y Herrera, R. (2019). *“Análisis de las fuerzas utilizadas en el diseño de los pernos de anclaje en estructuras industriales de acero”*, Universidad de Chile, Santiago de Chile.
- Consejo Internacional de Grandes Sistemas Eléctricos [CIGRE]. (2002). *“The mechanical effects of short circuit currents in open air substations”*, publicaciones 105 y 214, CIGRE.
- CIGRE. (2009). *“Comparison of general industry practices for lattice tower design and detailing”*, publicación 384, CIGRE.
- Indian Standard [IS] 808. (1989). *“Dimensions for Hot Rolled Steel Beam, Column, Channel and Angle Sections”*, IS, India.

International Electrotechnical Commission [IEC] – 865. (2011). “*Short circuit currents calculations effects*”, IEC.

Ministerio de minas y energía - MinMinas. *Reglamento técnico de instalaciones eléctricas - RETIE*. Resolución N 90708 de agosto 30 de 2013.

National Recommended Steel Standards of the People’s Republic of China [GB/T] 700. (2006). “*Carbon Structural Steels*”, GB/T, China.

GB/T 706. (2016). “*Hot rolled section steel*”, GB/T, China.

GB/T 1591. (2018). “*High strength low alloy structural steels*”, GB/T, China.

Anexos

Anexo 1. Base de datos de denominación de perfiles depurados para diseño de elementos redundantes.

AISC	EUROPA	CHINA	ASTM	INDIA
L76X76X12.7	L 20 x 20 x 3	L 20x3	L 19 x 19 x 3.2	L 20X20X3
L76X76X11.1	L 25 x 25 x 3	L 20x4	L 25 x 25 x 3.2	L 20X20X4
L76X76X9.5	L 25 x 25 x 4	L 25x3	L 25 x 25 x 4.8	L 25X25X3
L76X76X7.9	L 30 x 30 x 3	L 25x4	L 25 x 25 x 6.4	L 25X25X4
L76X76X6.4	L 30 x 30 x 4	L 30x3	L 32 x 32 x 3.2	L 25X25X5
L76X76X4.8	L 35 x 35 x 4	L 30x4	L 32 x 32 x 4.8	L 30X30X3
L64X64X12.7	L 35 x 35 x 5	L 36x3	L 32 x 32 x 6.4	L 30X30X4
L64X64X9.5	L 40 x 40 x 4	L 36x4	L 38 x 38 x 3.2	L 30X30X5
L64X64X7.9	L 40 x 40 x 5	L 36x5	L 38 x 38 x 4.0	L 35X35X3
L64X64X6.4	L 40 x 40 x 6	L 40x3	L 38 x 38 x 4.8	L 35X35X4
L64X64X4.8	L 45 x 45 x 3	L 40x4	L 38 x 38 x 6.4	L 35X35X5
L51X51X9.5	L 45 x 45 x 4	L 40x5	L 44 x 44 x 3.2	L 35X35X6
L51X51X7.9	L 45 x 45 x 4,5	L 45x3	L 44 x 44 x 4.8	L 40X40X3
L51X51X6.4	L 45 x 45 x 5	L 45x4	L 44 x 44 x 6.4	L 40X40X4
L51X51X4.8	L 45 x 45 x 6	L 45x5	L 51 x 51 x 3.2	L 40X40X5
L51X51X3.2	L 45 x 45 x 7	L 45x6	L 51 x 51 x 4.8	L 40X40X6
	L 50 x 50 x 4	L 50x3	L 51 x 51 x 6.4	L 45X45X3
	L 50 x 50 x 5	L 50x4	L 51 x 51 x 7.9	L 45X45X4
	L 50 x 50 x 6	L 50x5	L 51 x 51 x 9.5	L 45X45X5
	L 50 x 50 x 7	L 50x6	L 64 x 64 x 4.8	L 45X45X6
	L 50 x 50 x 8	L 56x3	L 64 x 64 x 6.4	L 50X50X3
	L 50 x 50 x 9	L 56x4	L 64 x 64 x 7.9	L 50X50X4
	L 55 x 55 x 4	L 56x5	L 64 x 64 x 9.5	L 50X50X5
	L 55 x 55 x 5	L 56x6	L 64 x 64 x 12.7	L 50X50X6
	L 55 x 55 x 6	L 56x7	L 76 x 76 x 4.8	L 50X50X7
	L 60 x 60 x 4	L 56x8	L 76 x 76 x 6.4	L 50X50X8
	L 60 x 60 x 5	L 60x5	L 76 x 76 x 7.9	L 55X55X5
	L 60 x 60 x 6	L 60x6	L 76 x 76 x 9.5	L 55X55X6
	L 60 x 60 x 7	L 60x7	L 76 x 76 x 11.1	L 55X55X8
	L 60 x 60 x 8	L 60x8	L 76 x 76 x 12.7	L 55X55X10
	L 60 x 60 x 10	L 63x4		L 60X60X4
	L 63 x 63 x 5	L 63x5		L 60X60X5
	L 63 x 63 x 6	L 63x6		L 60X60X6
	L 63 x 63 x 6.5	L 63x7		L 60X60X8
	L 65 x 65 x 4	L 63x8		L 60X60X10
	L 65 x 65 x 5	L 63x10		L 65X65X5
	L 65 x 65 x 6	L 70x4		L 65X65X6
	L 65 x 65 x 7	L 70x5		L 65X65X8
	L 65 x 65 x 8	L 70x6		L 65X65X10
	L 65 x 65 x 9	L 70x7		L 70X70X5
	L 65 x 65 x 10	L 70x8		L 70X70X6
	L 65 x 65 x 11	L 75x5		L 70X70X7
	L 70 x 70 x 5	L 75x6		L 70X70X8
	L 70 x 70 x 6	L 75x7		L 70X70X10
	L 70 x 70 x 7	L 75x8		L 75X75X5
	L 70 x 70 x 8	L 75x9		L 75X75X6
	L 70 x 70 x 9	L 75x10		L 75X75X8
	L 70 x 70 x 10			L 75X75X10
	L 75 x 75 x 4			
	L 75 x 75 x 5			
	L 75 x 75 x 6			
	L 75 x 75 x 7			
	L 75 x 75 x 8			
	L 75 x 75 x 9			
	L 75 x 75 x 10			

Anexo 2. Bases de datos de materiales depuradas para diseño de elementos redundantes.

ASTM			
Estandar	E (Mpa)	Fy (Mpa)	Fu (Mpa)
A36	200000	248	400
A572 Gr50	200000	345	450
A992	200000	345	450

EN 10025			
Estandar	E (Mpa)	Fy (Mpa)	Fu (Mpa)
S235	200000	235	360
S275	200000	275	410
S355	200000	355	470

GB/T			
Estandar	E (Mpa)	Fy (Mpa)	Fu (Mpa)
Q235	200000	235	370
Q275	200000	275	410
Q345	200000	345	470
Q355	200000	355	470

Anexo 3. Peso sin mayorar del modelo de la estructura.

Nodo	Peso sin mayorar
	N
1P	0
2P	0
3P	0
4P	3200
5P	0
6P	23.7
6X	23.7
6XY	23.7
6Y	23.7
8S	37.8
9S	40.2
10S	39.1
11S	40.2
12S	29.08
6aS	7.12
6bS	7.12
8X	37.8
8XY	37.8
8Y	37.8
9X	40.2
9XY	40.2
9Y	40.2
10X	39.1
10XY	39.1
10Y	39.1
11X	40.2
11XY	40.2
11Y	40.2
12X	29.08
12XY	29.08
12Y	29.08
6aY	7.12
6bX	7.12

Cita (al interior del texto)	Referencias
(ACI, 2019)	American Concrete Institute [ACI] – committee 318. (2019). “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)”, ACI, USA.
(ASCE, 2015)	American Society of Civil Engineers [ASCE]. (2015). “Standard 10-15 Design of Latticed Steel Transmission Structures”, ASCE, USA.
(ASCE, 2007)	ASCE. (2007). “Manuals and Reports on Engineering Practice No. 113: Substation Structure Design Guide”. ASCE, USA.
(NSR10, 2010)	Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). “Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10”, Colombia.
