



Universidad Científica del Perú - UCP

*Registrado en el Asiento N° A00010 de la Partida N° 11000318, Personas Jurídicas de Iquitos,
Superintendencia de los Registros Públicos - SUNARP*

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO PROFESIONAL
TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

**“OPTIMIZACIÓN DE DISEÑO EN TIJERALES DE ACERO PARA
NAVES INDUSTRIALES CON GRANDES LUCES, CONSIDERANDO
DIVERSAS CONDICIONES DE CARGA”**

PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

AUTOR (es):

PEREZ MURRIETA GOLBER SMITH.
HUAMAN ZUBIATE JOSE ENRIQUE.

ASESOR:

ING. M. SC IRIGOIN CABRERA ULISES OCTAVIO.

San Juan Bautista–Maynas–Loreto–Perú

2019

DEDICATORIA.

Este proyecto profesional esta dedicado
a nuestra razón de existir: Nuestras
familias.

*HUAMAN ZUBIATE JOSE HUAMAN
PEREZ MURRIETA GOLBER SMITH*

AGRADECIMIENTO.

A todos aquellos docentes y amigos del Arte y la Ciencia que implantaron en lo más profundo de nuestras mentes la semilla de la curiosidad por la imaginación de los conceptos básicos de la ciencia.

A nuestra Alma Mater: “Universidad Científica del Perú”, por enseñarnos que lo más importante no es lo que la universidad puede hacer por ti, sino lo que tú puedas hacer por la universidad.

A lo largo de esta aventura en el mundo del Arte, la ciencia y la Ingeniería, pudimos tener la fortuna de encontrar incontables guías espirituales del saber. La confianza impuesta en nosotros, de que somos capaces de superar nuestros propios límites, de que somos capaces de cruzar la frontera del conformismo y la muerte súbita del desinterés por lo innovador y lo curioso. A estos amos del saber, les debemos nuestras mentes que luchan por liberarse de las cadenas del conformismo y la ignorancia.



Universidad Científica del Perú

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL**

**FACULTAD
CIENCIAS E
INGENIERÍA**

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

Con Resolución Decanal N° 547 -2019- UCP - FCEI del 09 de julio de 2019, la **FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP** designa como Jurado Evaluador y Dictaminador de la Sustentación del Trabajo de Suficiencia Profesional a los Señores:

- | | |
|-------------------------------------|------------|
| • Ing. Félix Wong Ramírez, M. Sc. | Presidente |
| • Ing. Mario Amador Vela Rodríguez | Miembro |
| • Ing. Christian Niell Rengifo Boza | Miembro |

En la ciudad de Iquitos, siendo las 18:30 pm, del día martes 16 de julio de 2019, en las instalaciones de la **UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP**, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa del Trabajo de Suficiencia Profesional:

"OPTIMIZACIÓN DE DISEÑO EN TIJERALES DE ACERO PARA NAVES INDUSTRIALES CON GRANDES LUCES, CONSIDERANDO DIVERSAS CONDICIONES DE CARGA"

Presentado por las sustentantes:

GOLBER SMITH PEREZ MURRIETA y JOSE ENRIQUE HUAMAN ZUBIATE

Asesor: Ing. Ulises Octavio Irigoin Cabrera, M. Sc.

Como requisito para optar el título profesional de: **Ingeniero Civil**

Luego de escuchar la Sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: absueltas

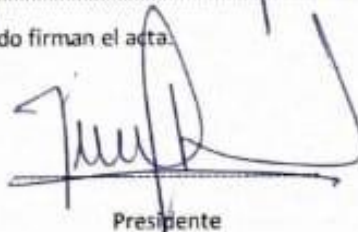
El jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

Por lo que la Sustentación es:

Aprobada por mayoría

En fe de lo cual los miembros del jurado firman el acta.


Miembro

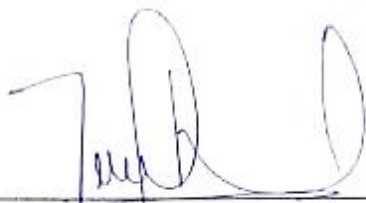

Presidente


Miembro

CALIFICACIÓN.	Aprobado (a) Excelencia	: 19 - 20
	Aprobado (a) Unanimidad	: 16 - 18
	Aprobado (a) Mayoría	: 13 - 15
	Desaprobado (a)	: 00 - 12

APROBACIÓN:

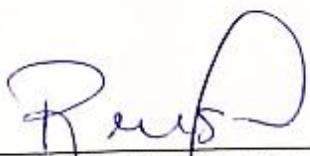
Trabajo de suficiencia profesional sustentada en acto público el día 16 de Julio a las 18:30 horas del 2019.



Ing. Félix Wong Ramirez, M. Sc.
PRESIDENTE DEL JURADO



Ing. Mario Amador Vela Rodríguez.
MIEMBRO DEL JURADO



Ing. Christian Niell Rengifo Boza.
MIEMBRO DEL JURADO



Ing. Ulises Octavio Irigoin Cabrera, M. Sc.
ASESOR

INDICE:

APROBACIÓN:	5
RESUMEN	8
ABSTRACT	9
CAPÍTULO I	10
1. INTRODUCCIÓN:	10
CAPÍTULO II	11
2.1. MARCO REFERENCIAL	11
2.1.1. ANTECEDENTES	11
2.1.2. ORIGEN Y EVOLUCIÓN DE CERCHAS	11
2.1.3. ESTADO ACTUAL:	20
2.1.4. IMPORTANCIA:	23
2.1.4.1. VIENTO: Daños comunes.	23
2.1.4.2. SISMO: Daños comunes.	25
CAPÍTULO III	26
3. MATERIALES Y MÉTODO:	26
3.1. METODOLOGÍA.	26
3.2. TIPO DE ESTUDIO	28
3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA	28
3.3.1. POBLACIÓN	28
3.3.2. MUESTRA	29
3.4. MATERIALES	29
3.5. EQUIPOS	30
3.6. MÉTODOS	30
3.6.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE TIJERAL	30
3.6.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	31
3.6.2.1. MÉTODO MATRICIAL DE RIGIDECES	31
3.6.2.1.1. MATRIZ DE RIGIDEZ PARA ELEMENTOS CARGADOS AXIALMENTE.	31
3.6.3. APLICACIÓN DE SAP 2000 V19	33
3.6.4. APLICACIÓN DE MANUAL AISC – LRFD	33
3.6.4.1. COMBINACIÓN DE CARGA SEGÚN EL MÉTODO LRFD	33
3.6.4.2. MIEMBROS SOMETIDOS A TRACCIÓN AXIAL	33
3.6.4.3. MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESIÓN AXIAL	34

3.7.	PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.	35
3.7.1.	VERIFICACIÓN DE CLAROS Y SELECCIÓN TENTATIVA DE TIJERALES.....	35
3.7.2.	UBICACIÓN Y SEPARACIÓN DE ELEMENTOS SECUNDARIOS (CORREAJE).....	36
3.7.3.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS PRINCIPALES.....	39
3.7.4.	CARGAS EXTERNAS EN TIJERAL METÁLICO.....	40
3.7.5.	ENUMERACIÓN DE NODOS Y FIJACIÓN DE DIRECCIÓN DE ELEMENTOS.....	44
CAPITULO IV		44
4.	RESULTADOS:.....	44
4.1.	RESULTADOS DE FUERZAS INTERNAS DEL TIJERAL.....	44
4.1.1.	FUERZAS INTERNAS POR ACCIÓN DE CARGA MUERTA.....	44
4.1.2.	FUERZAS INTERNAS POR ACCIÓN DE CARGA VIVA.....	45
4.1.3.	FUERZAS INTERNAS POR ACCIÓN DE CARGA DE VIENTO.....	46
4.1.4.	FUERZAS INTERNAS POR ACCIÓN DE CARGA DE SISMO.....	47
4.1.5.	Cuadro general de cargas internas.....	47
4.2.	DISEÑO DE TIJERAL METÁLICO	49
4.2.1.	COMBINACIONES DE CARGA.....	49
4.2.2.	DIMENSIONAMIENTO	53
4.3.	RESULTADOS.....	56
CAPITULO V.		58
DISCUSIONES:.....		58
CAPITULO VI.		58
CONCLUSIONES.		58
REFERENCIAS:.....		59

RESUMEN

Este trabajo desarrollado como tema de trabajo de suficiencia profesional, comprende la evaluación de la Optimización de Diseño de Tijerales de acero (Armaduras de Acero) para naves industriales con grandes Luces, considerando diversas condiciones de carga. El término “Optimización” se ha empleado más allá que un simple concepto intuitivo y Cualitativo, es así que optamos por darle un sentido más preciso haciendo referencia a las siguientes. Funciones objetivos: Costo Mínimo, Peso Mínimo, Máxima eficiencia operativa para el propietario. Teniendo en cuenta estas variables.

Por tal razón, se optó por un Proyecto de Nave Industrial destinado a almacén de Materiales de construcción de grandes volúmenes. El requerimiento solicitado por el cliente indica un vano libre de 19.21ml y una altura libre de 8 ml. El perímetro del proyecto consta de estructuras aporticadas con albañilería estructural confinada, y el área total cubierta por el Almacén es de 960.00m².

El principal problema a resolver fue la de salvar la luz requerida por el cliente, para ello se resolvió empleando una Armadura de Techo a dos aguas, que cumpla con las variables de optimización mencionados en el apartado anterior y con los aspectos funcionales de la obra a ejecutar. Para la fase del Diseño a nivel de componentes se empleó el método más común establecidas por el RNE, el capítulo referente a Estructuras Metálicas: Método AISC-LRFD

Se desarrolló un modelo Bidimensional con el método de análisis matricial – rigidez, que fue utilizado únicamente para realizar un análisis y cálculo de cargas axiales, desplazamiento de uniones y comportamiento de la estructura ante las diversas cargas aplicadas

Análisis Estructural SAP. Que fue utilizado únicamente para realizar un análisis de esfuerzos y de comportamiento de la estructura, empleando el Método anteriormente indicado con las diversas condiciones de cargas impuestas. Para el Pre-Dimensionamiento de la estructura se empleó el software Trusses. En dicho se definirán las dimensiones preliminares, para proceder con la etapa de Diseño.

El proceso de análisis y Evaluación del sistema estructural se realizó cumpliendo con el Reglamento Nacional de Edificaciones, (R.N.E).

ABSTRACT

This work, developed as a thesis topic, includes the evaluation of the Coverage Design Optimization (Steel Reinforcement) for industrial buildings with large Lights, considering different loading conditions. The term "Optimization" has been used more than a simple intuitive and qualitative concept, so we decided to give it a more precise meaning by referring to the following. Objective functions: Minimum Cost, Minimum Weight, Maximum operational efficiency for the owner. Taking into account these variables.

For this reason, we opted for an Industrial Warehouse Project aimed at storage of large-volume building materials. The requirement requested by the client indicates a free space of 19.21ml and a free height of 8 ml. The perimeter of the project consists of structures contributed with confined structural masonry, and the total area covered by the Warehouse is 960.00m².

The main problem to be solved was to save the light required by the client, for this it was solved using a roof armature, that meets the optimization variables mentioned in the previous section and with the functional aspects of the work to run. For the Design phase at the component level, the most common method established by the RNE was used, the chapter referring to Metallic Structures: Method AISC-LRFD

A Bidimensional model was developed in the SAP Structural Analysis program. It was only used to perform an analysis of stresses and behavior of the structure, using the aforementioned method with the various load conditions imposed. For the Pre-Diemming of the structure, the Trusse software was used. In this the preliminary dimensions will be defined, to proceed with the Design stage.

The process of analysis and evaluation of the structural system was carried out in compliance with the National Building Regulations, (R.N.E).

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN:

El presente trabajo está compuesto por seis capítulos comenzando desde la parte de las evoluciones de los tijerales, bases teóricas, métodos y finalizando en las conclusiones, las cuales se describen a continuación:

Capítulo I: Introducción del trabajo

Capítulo II: Marco Referencial.

Donde se tiene el marco referencial, poniendo énfasis en los antecedentes origen y evolución de cerchas, estado actual de las cerchas y la importancia como también daños comunes causados por vientos y sismos.

Capítulo III: Materiales y Métodos.

En este capítulo se sigue la metodología y el tipo de estudio empleado en el trabajo asimismo se tiene en cuenta la población y muestra. También se muestran los materiales y métodos de cálculos como predimensionamiento del tijeral, análisis estructural, aplicación de SAP2000V19, aplicación del manual y procesamiento de datos.

Capítulo IV: Resultados

En esta sección se observa los cálculos obtenidos y la verificación de estos, así como las fuerzas internas del tijeral causado por acción de carga muerta, vivas, viento y sismo, también se verifica la combinación de carga para obtener las cargas de diseño de los miembros críticos. Asimismo se tiene el diseño y el dimensionamiento final de la cercha más óptima, se verificó los desplazamientos en los nudos por medio del software SAP2000V19, obteniendo resultados favorables.

Capítulo V: Discusiones

Se comparó de diferentes investigaciones donde evalúan los dos métodos proporcionados por el manual AISC como son el método de los factores de cargas (LRFD) y esfuerzos admisibles y factores de seguridad (ASD), se concluye que el método LRFD toma criterios de diseños con la finalidad de optimizar los costos mediante factores y el ASD busca la seguridad de las estructuras lo cual lo convierte en antieconómico.

Capítulo VI: Conclusiones

Se presentan las conclusiones generadas mediante el desarrollo de este trabajo.

CAPÍTULO II

2.1. MARCO REFERENCIAL

2.1.1. ANTECEDENTES

El presente proyecto nace como tema del trabajo de suficiencia profesional, se vio la necesidad de realizar una investigación conceptual y aplicada, con el objetivo de optimizar la selección tentativa de los tijerales metálicos (acero), más comunes que se conocen dentro del campo de la ingeniería estructural, evaluando variables de optimización, como selección de perfil de acuerdo al mercado, peso mínimo, costo mínimo y máxima eficiencia operativa del propietario.

Según menciona (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012) (pág. 14) *“Que muchas de las estructuras de techos existentes, no se consideró un proceso de diseño adecuado, debido a la práctica común de utilizar la experiencia como único criterio de diseño, generando soluciones repetidas, las cuales no pueden ser adecuadas para casos específicos, de tal manera que no se selecciona una estructura de techo que presente una mayor funcionalidad, que cumpla con los requerimientos económicos y de durabilidad para una edificación determinada”*.

(CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)(pág. 14), señala que *“Las estructuras de techos merecen objeto de estudio, debido a que al transcurso de su vida útil estará sometido a diferentes tipos de carga, como las gravitacionales ya sea por carga viva (carga por montaje y lluvia) o muerta (carpa por peso propio) etc. (...)”*

2.1.2. ORIGEN Y EVOLUCIÓN DE CERCHAS

Los Orígenes y Desarrollo evolutivo de las Armaduras, están indisolublemente relacionados con los orígenes y desarrollo de los espacios y formas Arquitectónicas. En tal sentido la evolución implica también los criterios empleados para cubrir las luces existentes teniendo en cuenta la disponibilidad y accesibilidad de los materiales en las diversas culturas del mundo y teniendo en cuenta la influencia de los dos sistemas constructivos básicos que aparecieron a largo de la historia de la Construcción, desde los tiempos más remotos hasta comienzos del siglo XIX, donde se dio inicio de los primeros métodos científicos empleados para el análisis de las armaduras.

Sin duda alguna la historia de la construcción se encontró marcado por dos sistemas constructivos más sobresalientes y claramente diferenciados: Las obras de Fábrica y los entramados de madera o Armaduras. Cuando hablamos Obras de Fábrica nos referimos básicamente a cualquier Elemento Constructivos, construido a base de Elementos de fabricación en masa, como ladrillos, piedras, bloques unidos por algún ligante o mortero. Para estos elementos estructurales la producción en masa los elementos constituyentes están relacionado directamente con las características físicas y mecánicas de los mismos, todos ellos con un origen común el Suelo y Subsuelo.

“En contraposición para el sistema por Armadura, los elementos constituyentes están condicionados por los materiales de origen Vegetal – Los árboles – creando así básicamente elementos barra” (FERNÁNDEZ, 1996, pág. 1)

La siguiente *“Diferencia estructural que categoriza a ambos sistemas de construcción es, la diferente cohesión interna de los materiales, lo que implica una respuesta muy diferenciada a solicitudes o cargas de Tracción. Mientras que las obras de Fábrica están compuestas por materiales pétreos y terrosos de muy baja cohesión incapaces de trabajar a tracción, encontrarán su máxima virtud en tomar configuraciones estructurales que trabajen básicamente a compresión; mientras que las Armaduras mostrarán un mejor desempeño en su resistencia a cargas de Tracción y flexiones que son característico de los elementos de Madera – Leñoso”* (FERNÁNDEZ, 1996, pág. 1) En base a lo anteriormente mencionada la pregunta más importante a resaltar es, ¿Cómo la mente humana ha buscado solucionar el problema de cubrir espacios utilizando los materiales más accesibles y cómo el tamaño de las luces ha influenciado en los diseños de estas distintas soluciones?

Para iniciar con esta historia evolutiva debemos partir del elemento más básico para cubrir una luz entre dos apoyos, se trata de un simple tronco descortezado, que, si procediéramos a hacer una distribución horizontal de estos, tendríamos lo que se refiere puentes, forjados más simples, Fig. 2.1a. Si procediéramos a desnivelar o asentar uno de los apoyos, obtenemos un plano inclinado, formando así una cubierta a un agua, como se muestra en la figura Fig.2.1b. Las cubiertas inclinadas fueron perfectas para evacuar aguas pluviales y carga de nieve, dentro de estos planos, por lo tanto, se solucionó el tema de liberar carga de lluvia y nieve que permanecía como una carga ascendente posible de generar colapso a la estructura.

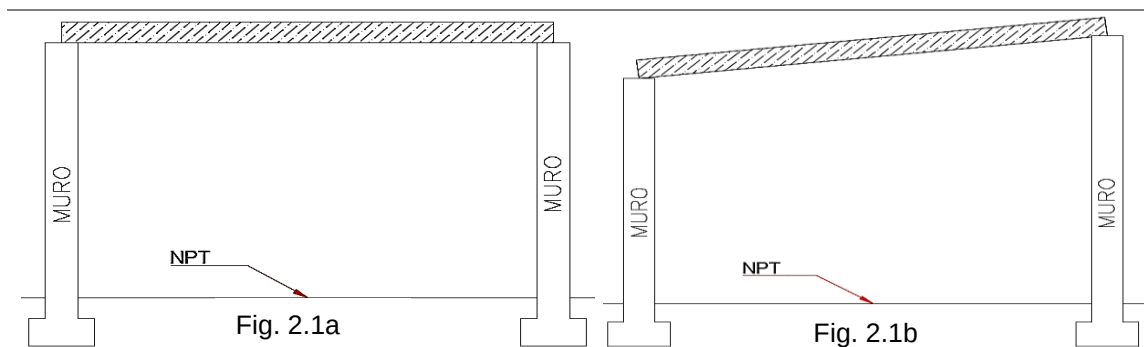
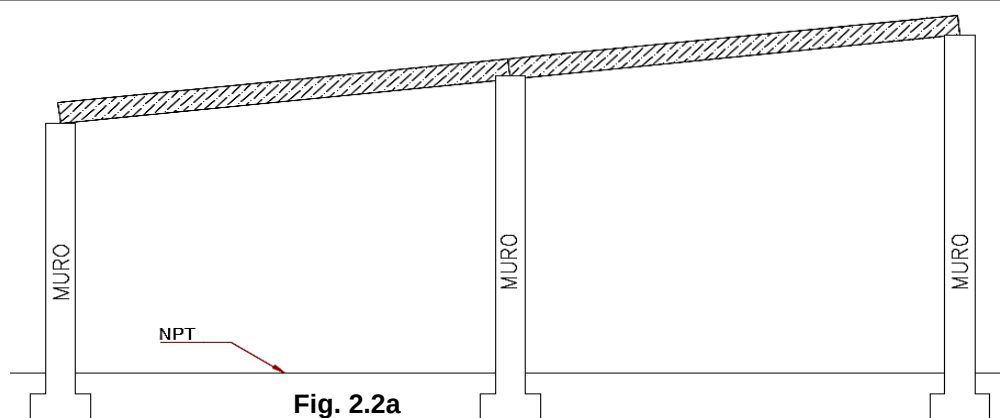


Figura 2.1.
Fuente: elaboración propia.

Resaltando que las primeras cerchas estaban fabricadas de madera, por ser el material de mejor comportamiento ante las solicitaciones en esa época, además de ser liviano. Por otra parte, los espacios arquitectónicos iban en constante aumento e innovación y por ende, las cerchas se confeccionaban de mayor luz como se muestra Fig.2.1a. Se muestra una cubierta industrial de luz considerable, para solucionar la luz requerida, se necesitó, de un apoyo adicional (muro) en el centro de la nave, la idea de la Fig.2.2a es aumentar la altura del siguiente apoyo y así progresivamente hasta cubrir el espacio requerido, dando como resultado un cubierta a una agua, ante esta situación los ingenieros de esa época, cuestionaron la idea de contar con apoyos esbeltos y largos, lo que es sinónimo de inestabilidad estructural, por tal razón, nació la cubierta a dos aguas, que desde el punto de vista de los apoyos(muros), consistía en tres apoyos, los laterales de la misma altura y el apoyo central tendría la altura mayor como se muestra en la Fig.2.2b, de tal manera se evacuaban las aguas pluviales y carga de nieve con mayor rapidez, por motivo que se tenían dos caídas en direcciones opuestas.



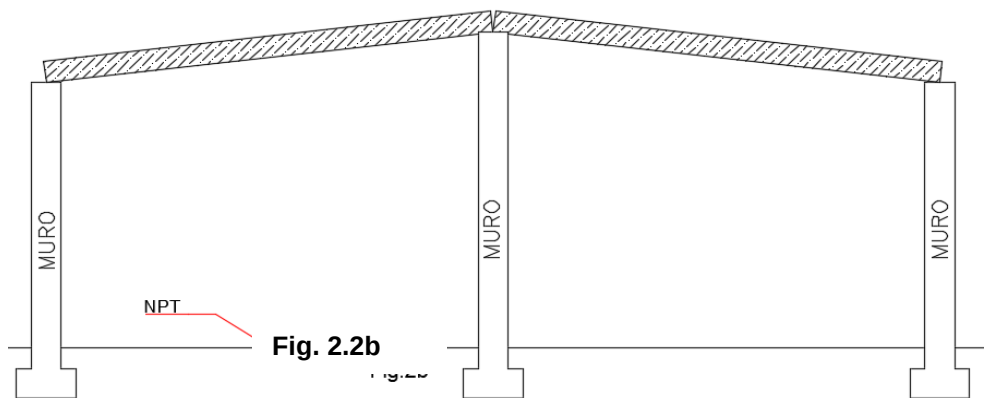


Figura 2.2.
Fuente: elaboración propia.

Con la finalidad de obtener mayor diafanidad, se optó por sustituir el apoyo central, por uno de madera, de tipo pilar o pie derecho, como se muestra en la Fig.2.2c, de este modo se optimizaban costos y peso, además se mejoraba el volumen de almacenamiento y la circulación del aire. Hasta ahora, las cubiertas solo necesitaban dos elementos principales para la confección, se requerían dos troncos de madera o también llamados pares, llevaban los nombres pares, porque solo se necesitaban dos elementos para estar estables (apuntalados entre sí), a consecuencia de estar apuntalados entre sí, estos pares, generaban empujes sobre los muros.

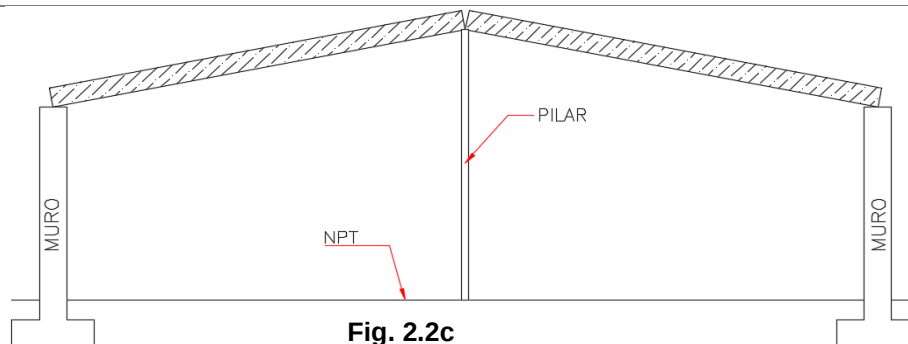


Figura 2.2c
Fuente: elaboración propia.

Si deseamos evitar asentar uno de los apoyos, partiendo del mismo nivel de los soportes, teniendo como base una viga, sobre esta, levantar los pares y estos se soportan mediante un pie derecho, Fig.2.3a, que se apoya en la viga, de esta forma se eliminan los empujes horizontales hacia los apoyos, posteriormente a estos elementos (pie derecho) se los distribuía en toda la viga y sobre ellas descansar los elementos secundarios llamados correas.

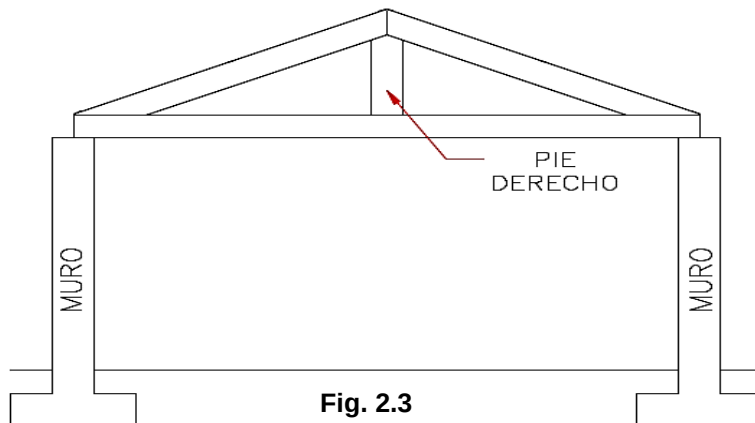


Fig. 2.3

Figura 2.3

Fuente: elaboración propia.

La característica básica de esta forma estructural primaria, sin duda alguna está totalmente limitada, en lo que se refiere a la luz máxima alcanzada por los troncos y por las secciones que están relacionadas con la especie. ¿Entonces cómo se hace para superar los límites de las luces impuestas por los troncos, eliminando los apoyos intermedios?

Para poder responder y resolver directamente al problema de los límites de las Luces impuestas por la condición física de los materiales empleados, es necesario analizar la siguiente estructura básica-elemental, dos troncos apuntalados entre sí, como muestra la Fig.2.4, uno al frente a otro por el pecho, es decir empujando uno contra otro, el primer caso sucede, cuando los troncos esta apuntalados entre sí, con una pendiente fuerte, entonces los desplazamientos en sus apoyos serán casi nulos, pues al tener una pendiente fuerte genera una fricción considerable entre el apoyo y tronco, a medida que vamos reduciendo la pendiente generada por ambas barras, los empujes horizontales van aumentando y como consecuencia habría que reducir estos efectos de carga.

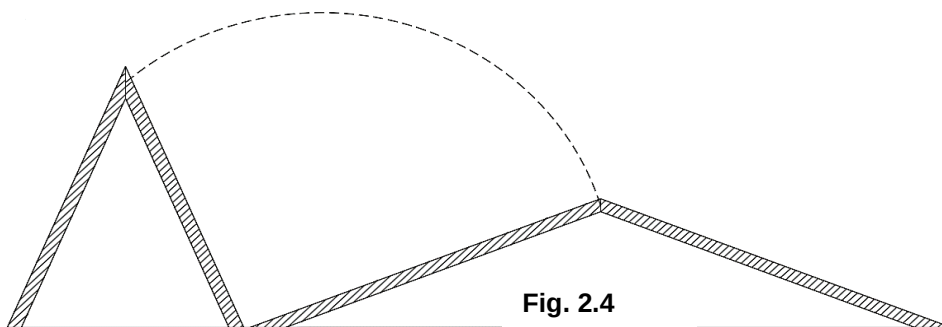


Fig. 2.4

Figura 2.4

Fuente: (FERNÁNDEZ, 1996)

Si analizamos la configuración estructural; la forma de respuesta frente a las solicitaciones externas podremos dar a la conclusión, de que nos encontramos frente a un arco de forma muy elemental, puesto que las reacciones horizontales generan un empuje horizontal hacia los apoyos. Por tanto, para disminuir la acción de estos empujes, existen dos formas:

- 1) Incrementar la sección del muro para evitar volcamiento o desprendimiento de este.
- 2) Introducir una barra que absorba interiormente las tracciones generados por los empujes.

La elección por la segunda alternativa, da como resultado la primera configuración elemental de **CERCHA**, que proviene del francés cerche y este del latín **Circulus**. Que inicialmente palabra con el mismo significado que **cimbra** y **Arco**, tal es la razón por la que podemos llamarlo arco, aunque su geometría sea recta.

Este triángulo elemental fue lo que, en el siglo XVII, se denominó Tijeral, Fig.2.5a, un término acuñado por los tratadistas españoles, y con un correcto ensamblaje para que la barra horizontal, cumpla con la función de tracción determinada, esta estructura se usó muchos por los romanos, para resolver grandes luces de las basílicas con ese sistema. Uno de los primeros lugares, documentados oficialmente en la historia, fue en el Monasterio de Santa Catalina, en la siria del Siglo XVI. Este sistema a base de Tijeras y correas- Fig.2.5b se empleó para unir pequeños espacios de crujías por todo el mediterráneo.

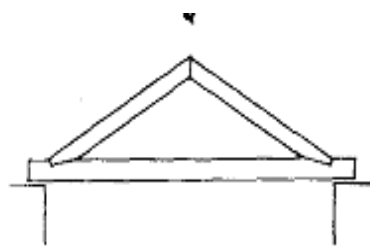


Fig.2.5a

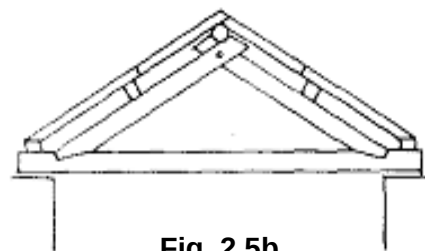


Fig. 2.5b

Figura 2.5

Fuente: (FERNÁNDEZ, 1996)

Hasta esa fecha, se puede sospechar que el conocimiento técnico, la aplicación de sistemas de barras estructurales, armaduras, cerchas, cruces de San Andrés para rigidizar entramados y cimbras de puente, era totalmente conocido por los romanos; pero entender el comportamiento exacto, los fundamentos físicos y matemáticos aún era un tema muy lejos del que discutir.

Sin embargo, si nos remontamos al siglo IV, donde se dieron inicio a las primeras Basílicas cristianas; Constantino mandó a construir la primera Basílica de San Pedro que es culminada en el año 330. La existencia de esta Basílica fue registrada por un fresco existente en el Vaticano – Palacio de los Canónigos.

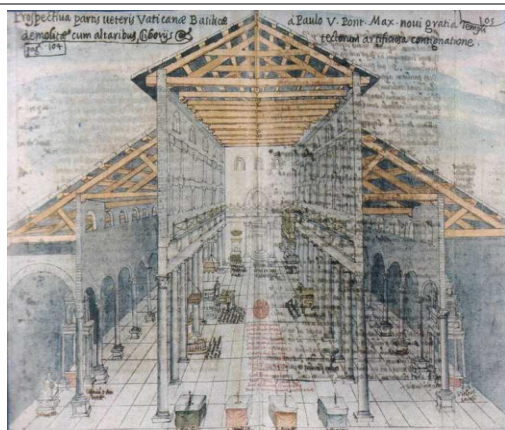


Fig. 2.6a

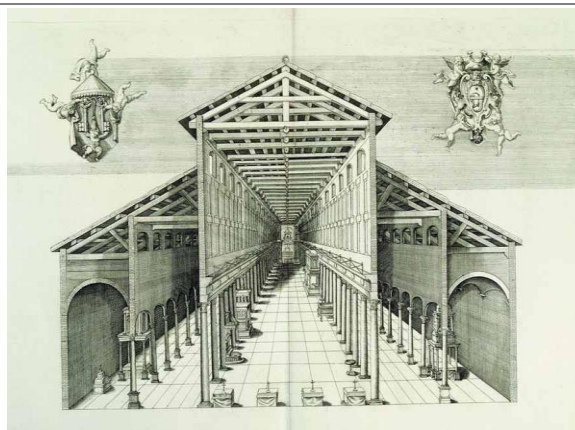


Fig. 2.6b

Figura 2.6

Fuente: (wikipedia, s.f.)

En la Fig. 2.6a y 2.6b se observa la Pintura en fresco de la Basílica, donde se muestra la configuración estructural basada en dos Laterales y una Nave central. Sin embargo, el dato más importante, para nuestro análisis evolutivo en estudio, la dimensión Transversal de 24.00ml, es lo que, en mayor medida, nos lleva a replantear la teoría de las cerchas limitadas por la dimensión de los troncos de gran porte. Sin duda alguna, para cubrir tal dimensión de luz, es inevitable afirmar que el empleo de troncos de madera es inviable, por tal razón el uso de entramados ensamblados y atirantados es indudable; por dos razones:

- 1) La dimensión de los muros (Transversalmente), eran insuficientes para soportar cargas laterales provocadas por un entramado arqueado.
- 2) El uso del Rayo de Júpiter y otros métodos de entalladura eran empleados por los romanos. Por tanto, es muy probable que cubrir estas luces, exigían el conocimiento avanzado de entramados ensamblados y atirantados.

Entonces, si volvemos al inicio de nuestro análisis, el origen evolutivo de dichas estructuras empleados en los recintos medievales; parte del elemento estructural más simple conformado por tres barras, El Tijeral, anteriormente explicado y analizado. Sin embargo, conforme las necesidades de cubrir luces de mayor magnitud, el empleo de dichos sistemas, fue presentando un nuevo fenómeno en los pares, o barras de apoyo: FLEXIÓN, ver Fig. 2.7a

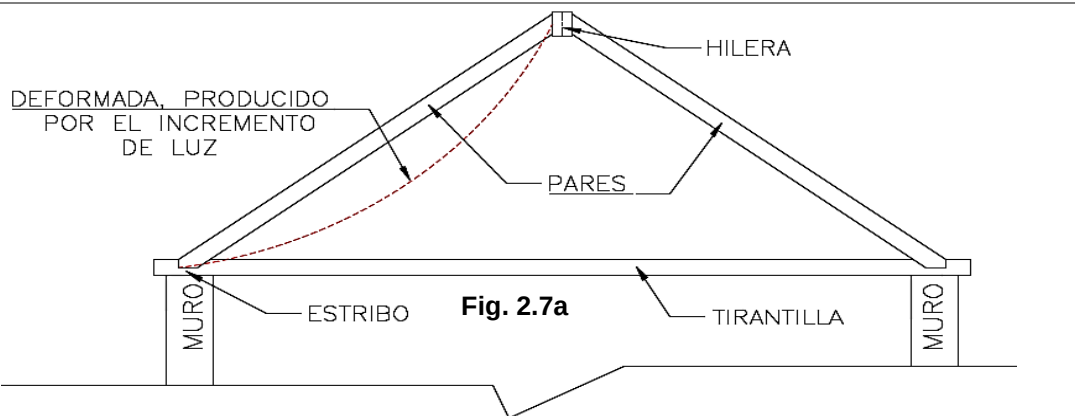


Figura 2.7a
Fuente: elaboración propia.

El incremento en las luces, hizo que los pares de dichos tijerales, presentarán flexiones o flechas contrapuestas en la parte central, para tal problema se creía conveniente ubicar una barra o descuelgue en el elemento más próximo de la estructura, El Tirante, manteniéndose lo más cercano a los apoyos o muros, para evitar el incremento de flexión en el Tirante; sin embargo, esto implicaba considerar secciones más considerables para los tirantes, y de esta manera evitar el “pandeo” de dicho elemento. Por tal razón la solución encontrada fue la de apuntalar los pares entre sí para evitar las deformaciones contrapuestas, usando una barra horizontal, denominado nudillo como se muestra en la Fig.2.7b

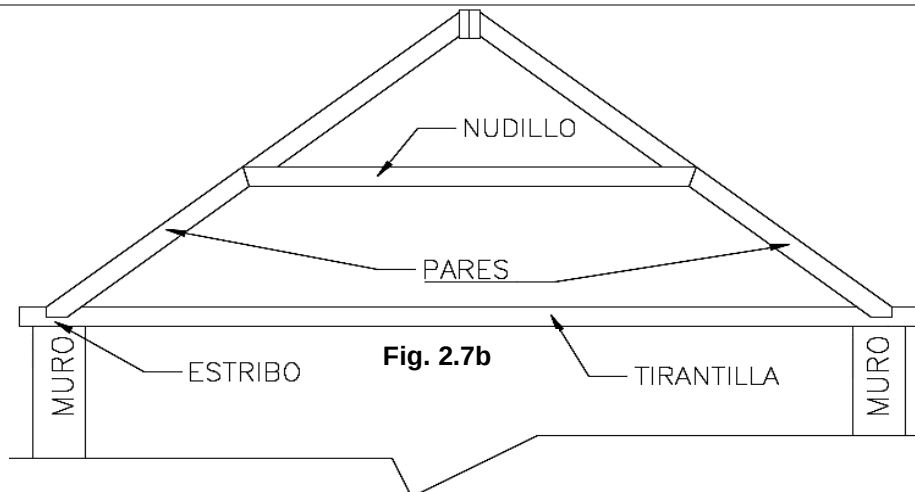


Figura 2.7b
Fuente: elaboración propia.

El avance de los diferentes modelos estructurales para los tijerales, se ve interrumpida repentinamente por la aparición de la construcción de Bóvedas, ante esto la pendiente de las coberturas sufren un cambio total y radical para poder adaptarse a la forma

abovedada de la superficie. Ante estas variaciones, el diseño en los entramados sufre un cambio inevitable, se convierten en sistemas más complejos y confusos, buscando rigidizar los pórticos, de tal forma que, teniendo una pendiente tan pronunciada, el uso de los tirantes pueden eliminarse automáticamente, manteniendo la diafanidad espacial de la bóveda.

Sin embargo, el cambio en la pendiente de las coberturas, se deba más a una condición climática Centroeuropea, como la de intentar desalojar la carga de nieve existentes en determinadas épocas. A esta razón le damos existencia a las armaduras de Palomillas, cuyas estructuras generan entramados que van acercándose a la forma de Arco, intentando centrar todas las cargas en lo posible para evitar perder el equilibrio en los muros, eso implicó que la sección de muros aumenta considerablemente.

En España se buscó generar formas de arcos con las armaduras de 07 paños Fig.2.8, donde además del nudillo aparecen los elementos que llegan por debajo de la corona del muro para concentrar la carga céntricamente sobre el muro y así evitar el uso de los Tirantes.

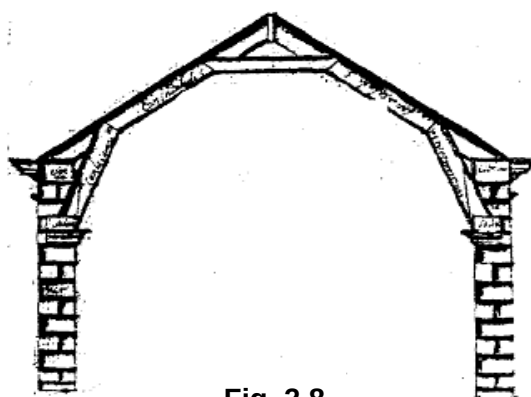


Fig. 2.8

Figura 2.8

Fuente: (FERNÁNDEZ, 1996)

Para finalizar con el origen y evolución de las cerchas, según (GARCIA, 2009) *“las cerchas han sido parte sustancial de las cubiertas durante casi dos mil años aunque no es posible establecer el momento de su aparición con exactitud, especialmente el profesor Trevor-Hodge, afirma que la primera cercha podría haberse utilizado en el Partenón de Atenas o en el templo de Zeus Olímpico en Agrigento (...) sin embargo es comúnmente aceptado que las primeras cerchas pertenecieron las basílicas romanas del siglo II a.c., si bien se atribuye éste desarrollo a la influencia de la construcción griega”* (pag.14).

2.1.3. ESTADO ACTUAL:

La evolución de las naves industriales va en paralelo con los avances de los tijerales, cabe mencionar que existen naves industriales sin la necesidad de elementos principales (tijerales) y elementos secundarios (correas o largueros), como es el caso de las naves industriales con cubiertas Auto portantes, a continuación, se describen las naves industriales más utilizadas en nuestro entorno.

En la Fig.2.9a, se muestra una nave del colegio Clavero en la ciudad de Iquitos, se observa una cubierta a dos aguas con elementos principales, en este caso las vigas en celosía o alma abierta, estos elementos se apoyan entre sí, con una pendiente fuerte, con el fin de evitar los desplazamientos en los apoyos. En la Fig.2.9b, se observa elementos principales tipo viga alma abierta con geometría de arco, esta construcción pertenece a la central térmica de Iquitos, ubicada al margen izquierdo del río Amazonas, es importante recordar que las naves se diseñan de acuerdo al servicio de la estructura, como es el caso fig.2.9b, una cobertura con una altura libre considerable, probablemente para almacenar los equipos de generación de energía eléctrica, esta casuística el proyectista prefirió optimizar los elementos principales y la cobertura, se diseñó una cubierta con pendiente mínima, esto implica aumentar la sección de los apoyos, por el empuje que ejerce la viga hacia los apoyos, caso contrario de la fig.2.9a, se aprecia que los apoyos se construyeron mediante columnas chatas de concreto armado, en este caso el proyectista optimizó la altura de las columnas, mas no los elementos principales y la cobertura.



Fig. 2.9a. Cubierta a dos aguas (Colegio Embl. Manuel Clavero)



Fig. 2.9b. Cubierta curva (CTIN-Iquitos)

Figura. 2.9. Forma de techo en edificios Industriales y Edificios Públicos.
Fuente: Elaboración propia.

Las estructuras principales en estos pueden ser vigas de alma abierta, vigas de alma llena o armaduras (figura 2.10), y como correas para soporte de la cobertura se emplean perfiles tipo "Canal (C)". (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)



Fig. 2.10a. Viga de alma abierta



Fig.2.10b. Armadura



Fig.2.10c.Cubierta Plana.

Figura 2.10

Fuente: wikipedia

Como se mencionó en los apartados anteriores, la armadura tipo Howe son uno de los más utilizados en la actualidad, en la Fig.2.11 se muestra una cubierta con elementos principales hecho de madera y correas del mismo material.



Fig. 2.11

Figura 2.11.

Fuente: Experiencia propia, construcción del relleno sanitario del distrito de San Juan Bautista, provincia de Maynas.

Como se mencionó anteriormente, el acero como material de construcción ha revolucionado las cubiertas, claro ejemplo tenemos de las cubiertas Autoportantes también conocidos como Arcotecho o Arcochapa, en este sistema no se necesitan elementos como tijerales y correas, en este sistema la cobertura tiene la capacidad de comportarse como un elemento estructural, los ingenieros lo llamaron las Chapas,

estos elementos son fabricados a base de acero galvanizado, cincalum o prepintado, como se muestra en la Fig.2.12, claramente no se aprecian tijerales mucho menos correas, en estos sistemas y tecnologías de construcción, se optimizan todas las variables que es nuestro objeto de estudio, como el peso mínimo, obviamente un techo sin tijerales y correas pesan menos; costo mínimo, está comprobado que esta tecnología cuesta menos que los convencionales; sin la necesidad de confeccionar las cerchas, se optimizan tiempo en su construcción y para terminar con esta parte, por tener una geometría curvo abovedada se optimiza la máxima operación por parte del propietario.



Fig. 2.12

Figura 2.12
Fuente: (BURCAZO, 1852)

En la Fig.2.13 se muestran la geometría de cada diseño en función de la luz requerida y la altura neta del techo en milímetros, se observa que la máxima luz recomendada no debe exceder de 35 m.

Esquema de galpones en las medidas proporcionales de altura y anchura (mm).

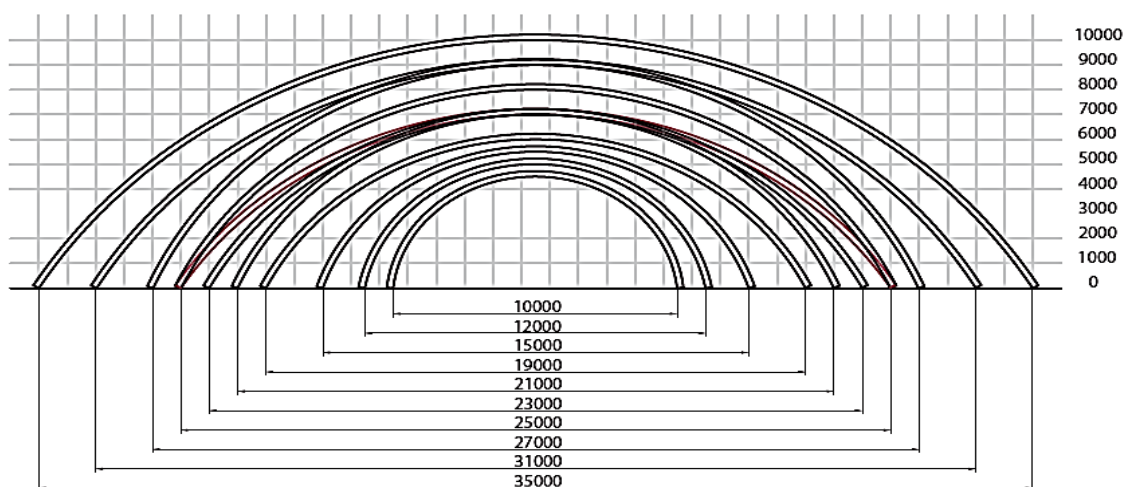


Fig. 2.13

Figura 2.13
Fuente: (BURCAZO, 1852)

2.1.4. IMPORTANCIA:

En nuestro País, existen muchas Coberturas industriales de Acero, cuyo ensamblaje puesto en obra o fabricado in situ, no se empleó un proceso de optimización adecuado, esto debido al error común de tener como referencia la experiencia como único criterio de diseño y construcción, recurriendo a soluciones que son clonaciones, las cuales pueden no ser adecuadas para casos particulares, de tal manera que no se selecciona una estructura de techo que presente la funcionalidad adecuada y que cumpla con los objetivos económicos y de durabilidad un proyecto industrial particular y con condiciones únicas. (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)

Las estructuras de cobertura (Sistemas de Armaduras), deben ser analizado con la seriedad que se merece; debido a que, en el transcurso de su vida útil, estará sometido a diferentes tipos de cargas, como las gravitacionales, sea carga viva (carga por montaje y lluvia) o muerta (carga por peso propio), o cargas accidentales como sismo y viento, los cuales son los principales agentes externos de eliminar total o parcialmente la funcionalidad por la cual fue creado. Mostramos los efectos generados por estas cargas accidentales. (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)

2.1.4.1. VIENTO: Daños comunes.

Presión o Succión son los principales agentes que generan el colapso total de las coberturas, en la imagen (Fig. 2.14) se puede observar el daño producido en la cobertura que produce el desprendimiento total de la cobertura del apoyo donde se encontraba. (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)

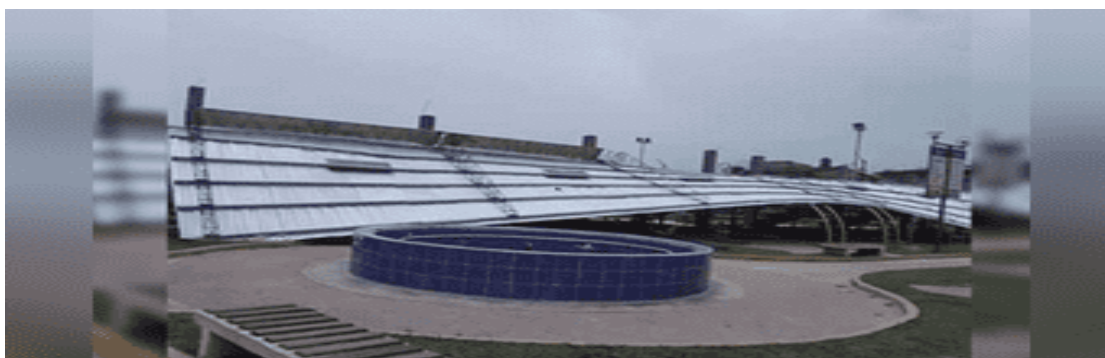


Figura 2.14

Fuente: República, Ciudad Iquitos – Carretera Iquitos Nauta, centro de Recreación.

Cuando las coberturas se someten a diferentes cargas, presentarán diferentes fallas, una de las más comunes es el pandeo local en vigas de alma abierta que ocurre en la cuerda comprimida entre dos soldaduras consecutivas y que por su configuración

puede considerarse como un elemento aislado. En la viga de alma abierta de la imagen (ver Fig. 2.15) la cuerda inferior se ha comprimido al soportar succión por carga de viento lo cual genera el pandeo entre las celosías de la viga, la celosía por su parte al so portar los esfuerzos producidos por el cortante estará sometida a esfuerzos de compresión axial por lo que puede fallar por pandeo. (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)



Fig. 2.15 Pandeo local en vigas de Alma abierta,
Fuente: [Wikipedia.org/Fallas centro de Recreación](https://es.wikipedia.org/wiki/Fallas_centro_de_Recreaci3n).

Cuando el pandeo ocurre en la longitud no arriostrada a lo largo del elemento este es llamado pandeo total. En vigas de alma abierta la cuerda superior cuando está sometido a presión de viento y la carga muerta está en su totalidad sometida a esfuerzos de compresión la cual puede generar el pandeo sin que el elemento alcance su límite de fluencia debido a la esbeltez de las cuerdas (ver Fig. 2.16). (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)

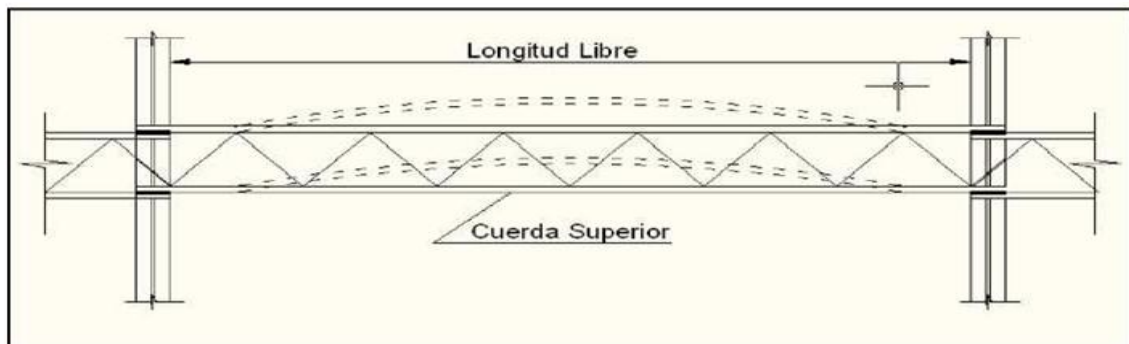


Fig. 2.16. Pandeo total (vista en planta)
Fuente: (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)

Las armaduras se caracterizan por la configuración articulada de sus elementos los cuales están compuestos de elementos conectados, al tiempo que esto estará sometidos a esfuerzos axiales, La cuerda Inferior está sometida usualmente a Tensión, mientras que la cuerda superior, a compresión, por otro lado, los montantes y diagonales, presentan condiciones variables de estados de esfuerzos. En los elementos sometidos a compresión axial es donde puede presentarse la falla por pandeo total como podemos ver en la imagen (figura 2.17) al generarse la falla en el

montante las cuerdas superiores e inferiores ya no se comportarán como elementos sometidos a cargas axiales, por ende, tendrán que soportar la flexión y al no estar diseñados para resistir tales esfuerzos fallan por flexión, como efecto se produce el daño en la cobertura. (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)



Fig. 2.17. Pandeo en elemento a compresión en armadura de techo ocasionada por presión.

Fuente: *Fotografía propia nave industrial CTIN*

2.1.4.2. SISMO: Daños comunes.

Los principales daños ocasionados por sismo, están relacionados directamente con los desplazamientos, con la estructura y el plano de análisis, esto sucede siempre y cuando la estructura no esté debidamente conectado a los sistemas resistente de cargas laterales, como muros de corte (Placas de concreto) o Albañilería Confinada, marcos de concreto reforzado o acero estructural), el agrietamiento es el principal efecto ocasionado en (ver Fig. 2.18) en los apoyos o desligarse de la estructura principal causando severos problemas en el nivel inferior al techo. Se tiene también el problema de volteo durante los movimientos sísmicos en elementos de gran peralte, como armaduras; para las cuales se debe colocar elementos arriostrantes o tensores, los cuales además de tener la función de estabilizar lateralmente dichos elementos, sirven para incrementar la rigidez de la estructura de techo. (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)

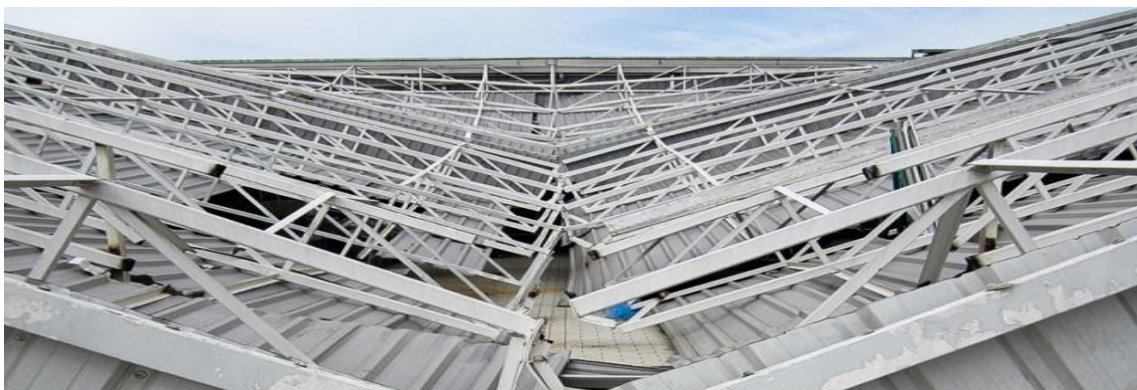


Fig. 2.18. Colapso total de estructura de techo por carga sísmica. **Fuente:** <https://www.ibertis.es>

CAPÍTULO III

3. MATERIALES Y MÉTODO:

A continuación se procederá a mostrar el proceso de diseño empleado en este estudio. Dicha información fue obtenida a partir de fuentes específicas, que van desde libros, tesis y publicaciones en diarios.

Respecto a la fase analítica (fase numérica o fase de cálculo estructural), han sido calculados mediante el método matricial de la rigidez. Así mismo se empleó el método de resistencia última, para el diseño de los elementos.

La información fue procesada en forma computarizada utilizando el paquete computacional MICROSOFT OFFICE WORD; para el dibujo de las figuras se usó el software AutoCAD y para la comprobación de los valores se empleó el software Sap 2000.

3.1. METODOLOGÍA.

Consiste en una serie de pasos mostrados a continuación:

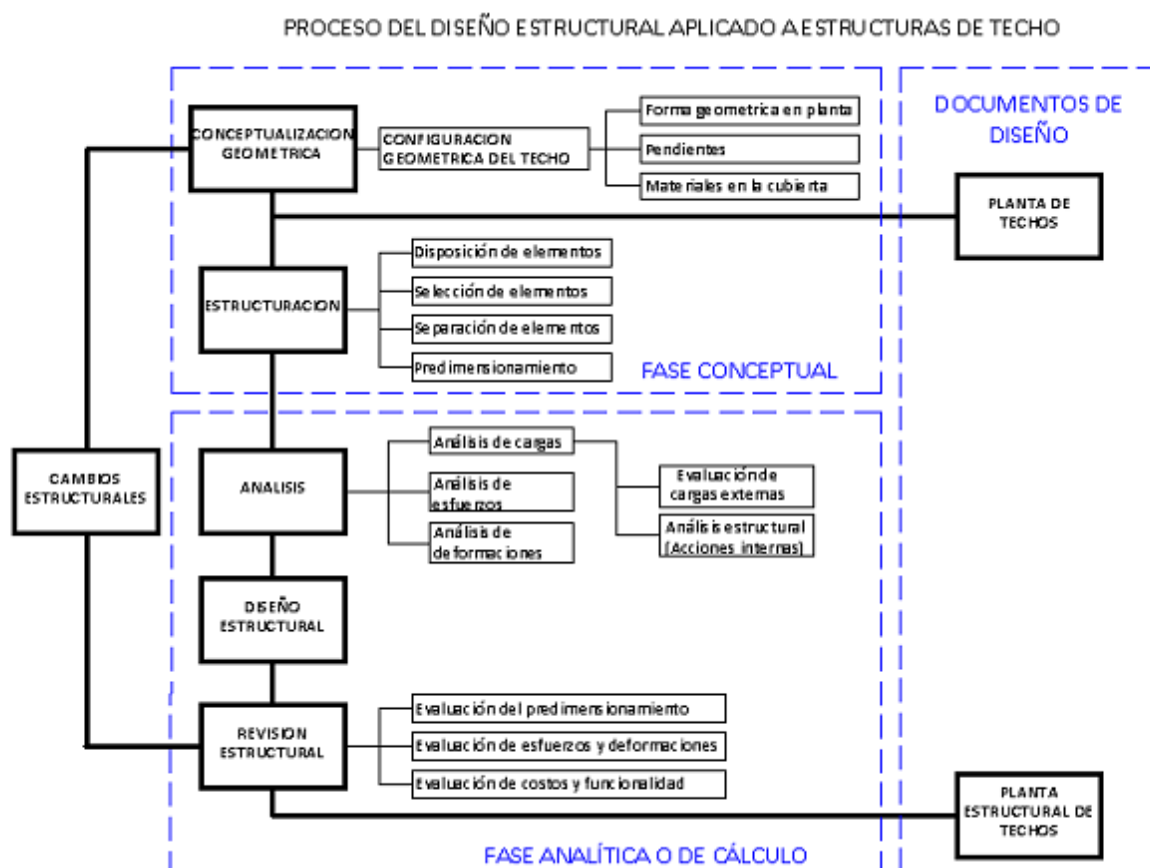


Diagrama 1.0. Componentes de las estructuras de techo metálicas.
Fuente: (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)

Los procesos de Diseño para la optimización comprenden: **Fase conceptual** y **Fase analítica**.

La **fase conceptual** profundiza sobre la idea preliminar del diseño a nivel estético, consiste en establecer la disposición general de la estructura de la nave con un estudio de posibles tipos, formas y materiales de construcción, que representan soluciones factibles para la conformación del proyecto.

- **Conceptualización geométrica** en la cual se establece el tamaño, la forma en planta y elevación, pendientes y materiales a emplear en la cubierta de techo. Esta etapa es desarrollada por los arquitectos, quienes realizan una serie de diseños conceptuales de acuerdo a las necesidades del propietario de la edificación, restricciones físicas, monetarias o estéticas.
- **Conceptualización estructural o estructuración:** en la cual se identifican los tipos y formas estructurales, ubicación relativa de los elementos estructurales, se establecen claros libres, se conceptualizan uniones y se efectúa cierto dimensionamiento preliminar de los elementos estructurales.

La **fase analítica** (fase numérica o fase de cálculo estructural) radica en los cálculos y análisis estructurales de la estructura propuesta en la **FASE CONCEPTUAL**, en esta fase se verifica la estructura de acuerdo a los estados límites de servicios y falla, si la estructura no cumple con los límites, se procede a un pre – dimensionamiento, más abajo se describen los procedimientos de esta fase.

- **Etapas de análisis:** se cuantifican las cargas que actúan sobre el sistema de techo y en cada uno de los elementos estructurales que lo conforman y evaluar los efectos inducidos por la aplicación de estas y los posibles cambios de forma que su puedan esperar. La etapa de análisis a su vez se puede descomponer en: (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)
- **Análisis de cargas:** consiste en evaluar las cargas actuantes a partir de eventos externos en la estructura de techo, las cuales en su mayoría se encuentran establecidas por las autoridades competentes. Esta etapa consta de la evaluación de cargas externas sobre las estructuras de techos, las cuales inducen acciones internas en los elementos que la conforman; dichas acciones internas se determinan mediante un análisis estructural. Para el presente estudio se toman como referencias las especificaciones expuestas en el **"Reglamento Nacional de Edificaciones"** de nuestro país, en la

determinación de las cargas externas sobre las estructuras de techo. (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)

- **Análisis de esfuerzos:** consiste en analizar el comportamiento de la estructura bajo los efectos de la aplicación de cargas externas, las cuales producen acciones internas en los elementos (momentos flexionantes, fuerzas axiales, cortantes, etc.) que dependen de la condición de apoyo y de los claros. (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)
- **Análisis de deformaciones:** consiste en revisar la respuesta de los elementos de la estructura a la acción de las cargas, a través de deflexiones y desplazamientos producidos en los miembros estructurales. (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)
- **Diseño estructural:** se establecen las dimensiones de los elementos en base a la revisión de esfuerzos y deformaciones resultantes producto de la aplicación de cargas; esto es, cumplir con los requerimientos establecidos en las especificaciones basadas en un método de diseño. En el presente estudio se toman las especificaciones establecidas en el *"Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005, 13th Edition"* con el método de diseño por resistencia última LRFD. (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)
- **Revisión estructural:** en esta etapa existe la posibilidad de cambios estructurales, cuando el dimensionamiento preliminar o pre dimensionamiento no se convierte en el dimensionamiento definitivo de la estructura. Se evalúa también si la estructura cumple los requerimientos del reglamento, además de realizar una evaluación de los costos, disponibilidad de los materiales, apariencia, mantenimiento, tiempo de ejecución y otras consideraciones, de manera que se repiten las etapas del proceso hasta que la estructura sea satisfactoria. (CRUZ, FIGUEROA, & HERNANDEZ, 2012)

3.2. TIPO DE ESTUDIO

Trabajo Por Modalidad Suficiencia Profesional – Proyecto Profesional

3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.3.1. POBLACIÓN

La presente investigación toma como población a todo el territorio del Perú, excepto en zonas donde existen cargas de nieve.

3.3.2. MUESTRA

Se tomó como muestra la nave industrial planteada en la tesis “Estructuración, Análisis Y Diseño Estructural De Elementos De Techo Con Perfiles Metálicos Utilizando El Método LRFD” de la Universidad De El Salvador, de esta investigación se citó el tijeral crítico además de sus cargas, se dejó de tomar en cuenta la carga de lluvia por motivos que la Norma 0.30 menciona que cada techo debe tener la capacidad de evacuar las aguas depositadas en las superficies, menciona, que para la evacuación de las aguas sean efectiva, depende de la pendiente del techo y la contra-flecha aplicada a los elementos.

3.4. MATERIALES

Planos de la nave industrial tanto en 3d y 2d, consta de las siguientes características:

Área techada = 1174.24m²

Área de construcción = 1174.24m²

Largo = 36.80ml

Ancho = 36.80ml

Altura libre = 8ml

Material = acero ASTM – A36

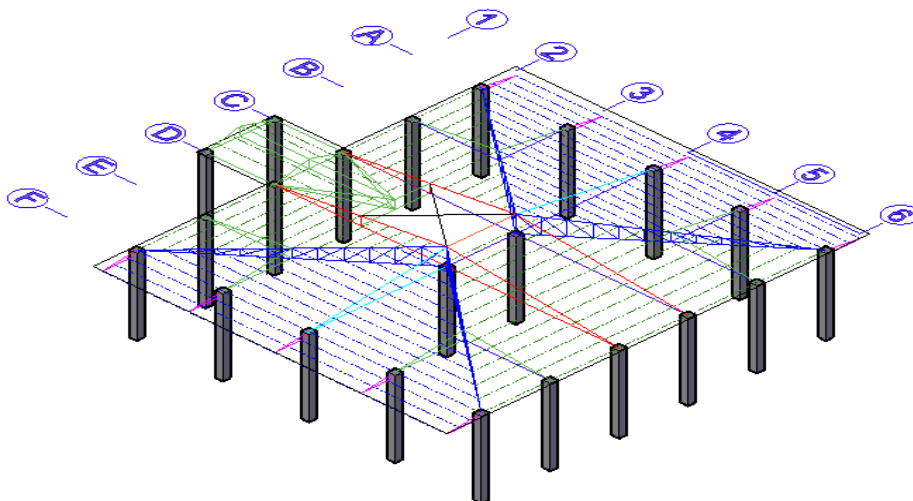


Figura 3.1 modelo conceptual de nave
Fuente: Elaboración Propia

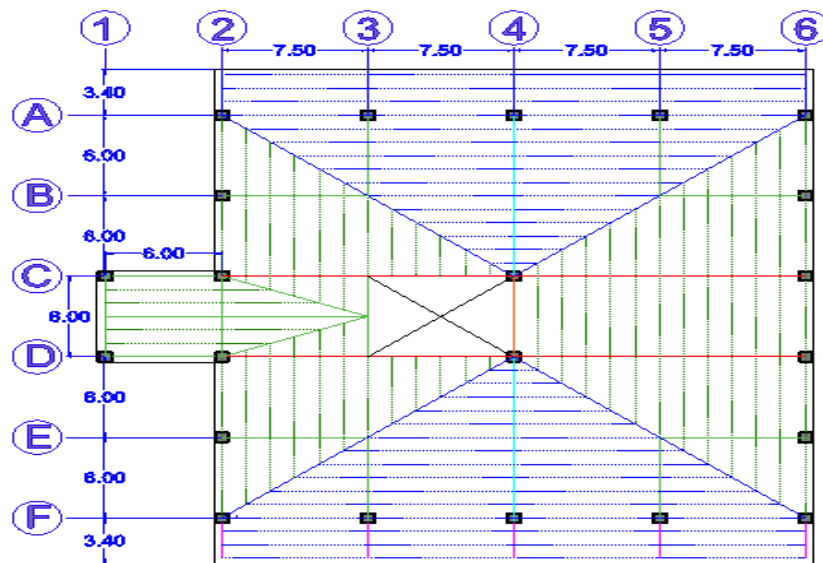


Figura 3.2 características geométricas de nave industrial

Fuente: Elaboración Propia

3.5. EQUIPOS

A continuación se mencionan los equipos necesarios que hicieron posible el trabajo de investigación:

- 1) Un ordenador HP i5 con memoria RAM de 4GB.
 - A) SAP 2000 V19
 - B) AUTOCAD 2016
 - C) EXCEL
 - D) WORD
- 2) Normas técnica Peruana (NTP – NORMA 0.2).
- 3) Manual ASIC – LRFD
- 4) Calculadora científica de bolsillo

3.6. MÉTODOS

3.6.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE TIJERAL

Se pre-dimensiono el tijeral, en función a su luz a cubrir, separación de correas e inclinación de techo con la idea obtener la distribución de los nodos y el peralte, se tomaron en cuenta las siguientes relaciones:

- 1) El peralte es igual a $L/24$
- 2) Relación peralte claro (H/L) debe ser entre $1/5$ a $1/10$
- 3) Distancia mínima entre largueros

3.6.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este punto, se realizó dos tipos de análisis, el primero por el método manual y moderno, como es el método matricial de rigideces y para la verificación de resultados se optó por el método digital aplicando el SAP2000V19.

3.6.2.1. MÉTODO MATRICIAL DE RIGIDECES

Es un método moderno que apareció en los años 1945 – 1955, centrándonos en la aplicación de elementos sometidos a cargas axiales, como es el caso de los tijerales, a continuación se mencionan los procedimientos para la aplicación de este método:

- 1) Conocer perfectamente la estructura a analizar, su comportamiento, puntos críticos y su distribución de cargas.
- 2) Utilizar una hoja de cálculo, se recomienda utilizar el programa Excel por ser versátil y fácil uso.
- 3) Enumerar los nodos, de preferencia enumerar los nodos de desplazamiento desconocido primero y por ultimo enumerar los nodos de desplazamientos conocidos, esto se hace para no tener complicaciones en el ordenamiento de filas y columnas de la matriz general de la estructura.
- 4) Colocar ejes locales a cada elemento.
- 5) Colocar la dirección de los elementos, de preferencia, desde arriba hacia abajo y de izquierda a derecha.
- 6) Para el análisis preliminar de la estructura se recomienda considerar $AE=1$, esto para simplificar el cálculo en la hoja de Excel.

3.6.2.1.1. MATRIZ DE RIGIDEZ PARA ELEMENTOS CARGADOS AXIALMENTE.

Cada elemento de la estructura contiene una matriz de rigidez en relación de la carga aplicada y las deformaciones que presenta, se presenta la matriz de rigidez de un elemento sometido a cargas axiales.

$$[K] = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} u_i & v_i & u_j & v_j \\ c^2 & cs & -c^2 & -cs \\ cs & s^2 & -cs & -s^2 \\ -c^2 & -cs & c^2 & cs \\ -cs & -s^2 & cs & s^2 \end{bmatrix}$$

Figura 3.4a matriz de rigidez para un elemento sometido a cargas axiales
Fuente: (URIBE, 1992)

En donde:

$$\begin{aligned} C &= \cos(\phi) \\ S &= \sin(\phi) \\ CS &= \cos(\phi) * \sin(\phi) \end{aligned}$$

El ángulo ϕ es medido de forma anti-horario, desde el eje X positivo hacia la dirección del elemento, como se muestra en la figura:

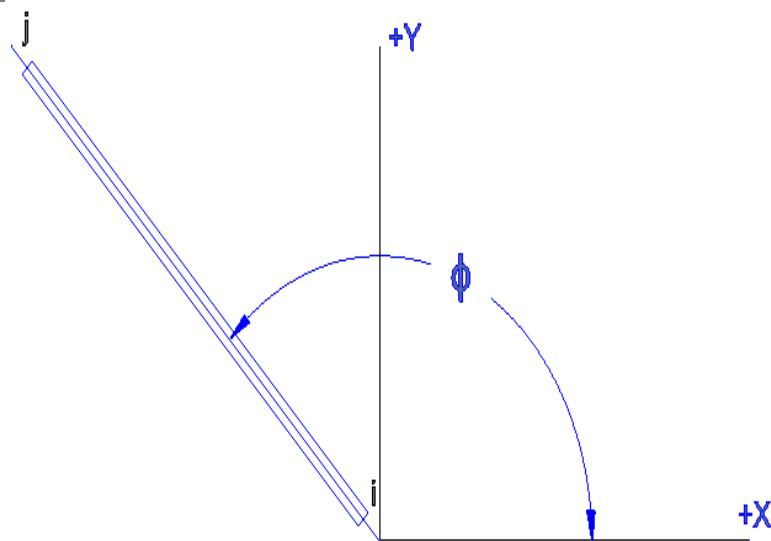


Figura 3.4b dirección de un elemento tipo barra en ejes locales
Fuente: (URIBE, 1992)

Calculo de fuerzas internas en barras, se calcularan de acuerdo a la siguiente expresión matricial:

$$S_{ij} = \frac{AE}{L} [c \quad s]_{ij} \begin{bmatrix} u_j - u_i \\ v_j - v_i \end{bmatrix}$$

Figura 3.4c matriz para calcular fuerzas axiales internas
Fuente: (URIBE, 1992)

En donde el último vector corresponde a los desplazamientos relativos de los extremos del elemento en consideración.

3.6.3. APLICACIÓN DE SAP 2000 V19

Para la verificación de las fuerzas internas, se utilizó el programa de análisis de estructuras SAP 2000 V19, solo para verificar los desplazamientos y el comportamiento de la estructura a las solicitaciones dispuestas.

3.6.4. APLICACIÓN DE MANUAL AISC – LRFD

Las especificaciones del manual AISC proporciona dos métodos aceptables, para diseño de estructuras de acero, como son el método LRFD (diseño con factores de carga y resistencia) y al ASD (diseño por esfuerzos admisibles), en este trabajo se aplicara el primero, en forma general el método LRFD se resumen con la idea de que las cargas se mayoran y los esfuerzos se minoran ($P_u \leq \phi \cdot P_n$); a continuación se muestran las ecuaciones que se utilizaran para la etapa de cálculo:

3.6.4.1. COMBINACIÓN DE CARGA SEGÚN EL MÉTODO LRFD

Según el manual AISC décimo tercera edición, se tiene las siguientes ecuaciones:

- 1) $1.4D$
- 2) $1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 3) $1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
- 4) $1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5) $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$
- 6) $0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$

3.6.4.2. MIEMBROS SOMETIDOS A TRACCIÓN AXIAL

Se llaman así a los elementos que sufren alargamiento dentro del límite elástico, su cara interna se le llama carga tracción o tensión, el manual AISC –LRFD, especifica

que la resistencia de diseño de un elemento a tracción, $\phi * P_n$, será el menor de los valores obtenidos con las siguientes expresiones:

- 1) Para estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir alargamientos excesivos) se tiene:

$$P_u = \phi * F_y * A_g \quad \text{con } \phi = 0.90$$

- 2) Para la fractura en la sección neta en la que se encuentran los agujeros de tornillos o remaches, se tiene:

$$P_u = \phi * F_u * A_e \quad \text{con } \phi = 0.75 \text{ y } A_e = U * A_n$$

3.6.4.3. MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESIÓN AXIAL

Se denomina así, cuando una barra sometida a una carga axial que tiende a acortar o pandear la longitud de esta. En esta sección se debe tener en cuenta la longitud del elemento y las propiedades geométricas de la sección a escoger.

En esta sección se diseñaran los elementos, tomando una relación efectiva de esbeltez igual a 50, con el fin de lograr nuestra primera iteración. A continuación establecidas en el manual AISC décimo tercera edición:

- 1) Resistencia de diseño:

$$P_u = \phi * P_n = \phi * A_g * F_{cr}$$

Donde $\phi=0.90$

- 2) Parámetro de esbeltez:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

- 3) Fórmulas para F_{cr} :

Para pandeo inelástico (columnas cortas e intermedia)

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.5$$

Para pandeo elástico en columnas largas

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) * F_y \quad \text{para } \lambda_c > 1.5$$

3.7. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.

3.7.1. VERIFICACIÓN DE CLAROS Y SELECCIÓN TENTATIVA DE TIJERALES

De acuerdo a los planos, se verifico que la luz más desfavorable en la nave industrial, es de 19.21ml, el principal objetivo es salvar grandes luces, la selección tentativa seria la armadura tipo PRATT O HOWE, teniendo en cuenta que los elementos a diseñar son a base de acero, cabe destacar que este material se comporta mejor a esfuerzos de tracción axial, entonces existe la opción de escoger la armadura tipo PRATT debido a que la mayoría de sus elementos están sometidos a tracción axial, por otro lado la armadura tipo HOWE, no sería conveniente por tener mayor números de elementos sometidos a compresión; se finaliza escogiendo la armadura tipo PRATT por tener las ventajas ya mencionadas, además de tener una geometría fácil de confeccionar, por ende se optimiza el tiempo de fabricación y el peso.

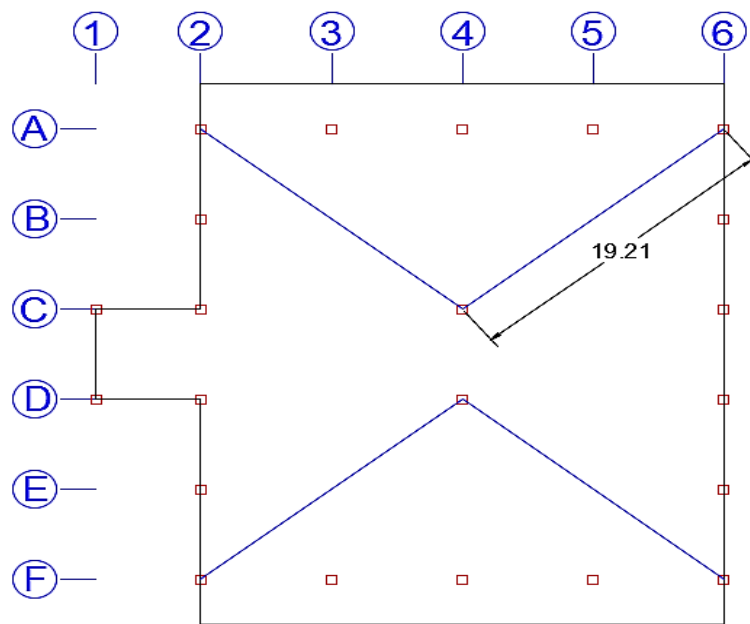


Figura 3.5a ubicación de tijeral crítico
Fuente: Elaboración Propia.

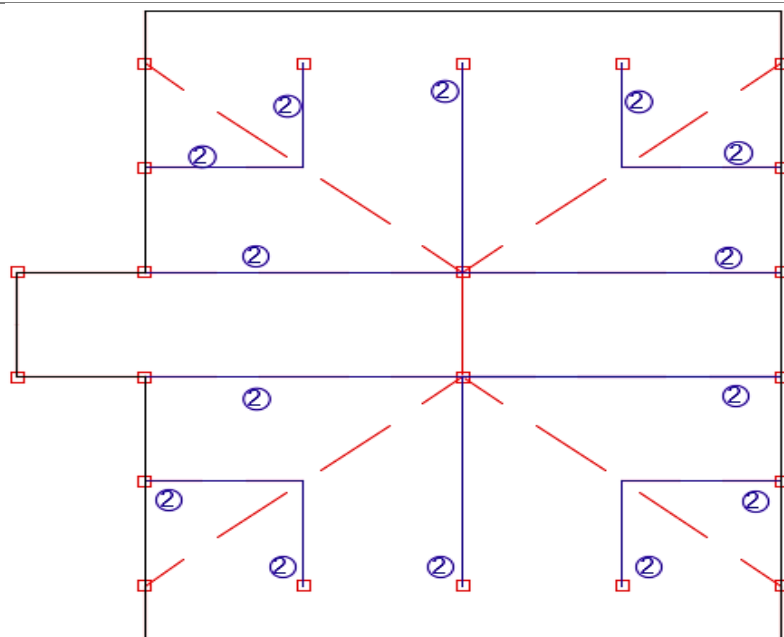


Figura 3.5b tijerales principales de nave industrial
Fuente: Elaboración Propia.

3.7.2. UBICACIÓN Y SEPARACIÓN DE ELEMENTOS SECUNDARIOS (CORREAJE)

Los elementos secundarios o correas de techo, deben ser colocados perpendicular a la superficie del techo o en dirección de la pendiente de caída, en este caso la geometría de la nave sugiere cuatro caídas de aguas principales, para los cuales es

necesario que los largueros coincidan en un punto en los tijerales principales ubicados en las aristas de la cobertura, como se muestra en la figura.

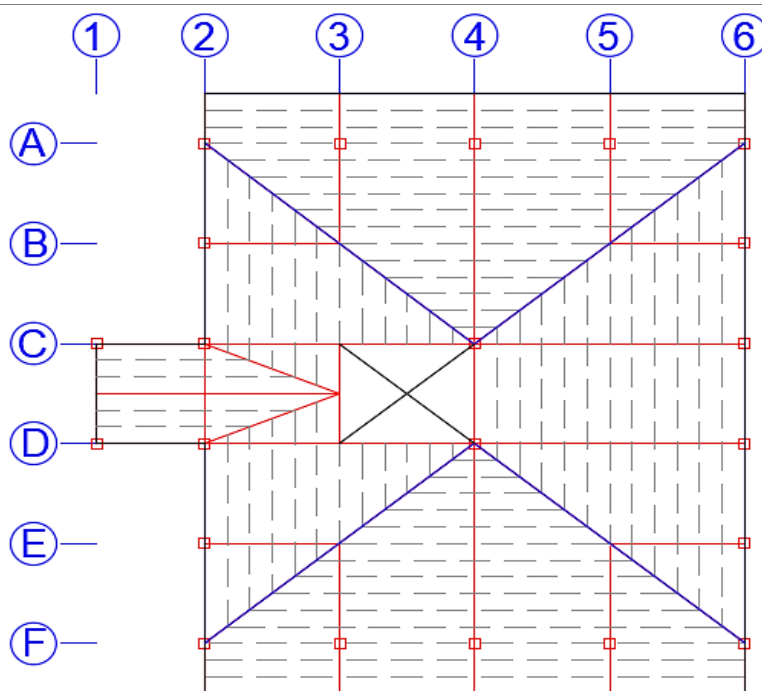


Figura 3.6 ubicación de elementos secundarios
Fuente: Elaboración Propia.

Es recomendable que los correaje estén separados entre 0.60 y 1.80 metros, en sí esta separación depende de la cubierta y el tipo de material de ella, para este caso tenemos cubierta zinc, lo cual es recomendable colocar correas cada 0.80metros como mínimo, en este caso se utilizara 1.25m con el fin de optimizar los elementos estructurales adicionales en el tijeral, entonces se puede decir que a menor separación de correas, mayor elementos barras para la confección del tijeral, lo que lleva a tener mayor peso, costo y tiempo de confección; y por el contrario a mayor separación de correaje, se optimiza muchas variables, siempre teniendo en cuenta que la cubierta se tiene que fijar de manera perfecta en las correas.

- Angulo de la armadura diagonal con respecto al eje lateral:

$$\theta = \text{TAN}^{-1} \left(\frac{12}{15} \right) \approx 38.66^\circ$$

- Separación de largueros en dirección de la armadura:

$$S = \frac{1.25}{\cos 38.66^\circ} = 1.601 \text{ metros}$$

En base a esta última separación, se proyecta la configuración geométrica de la armadura, antes de esto es necesario establecer la altura de la armadura en función de la pendiente:

- Claro de la armadura: 19.21 metros.
- Pendiente dirección Norte - Sur: 12 %
- Altura máxima de armadura: $15 \text{ mts} \times 0.12 = 1.80 \text{ metros}$.

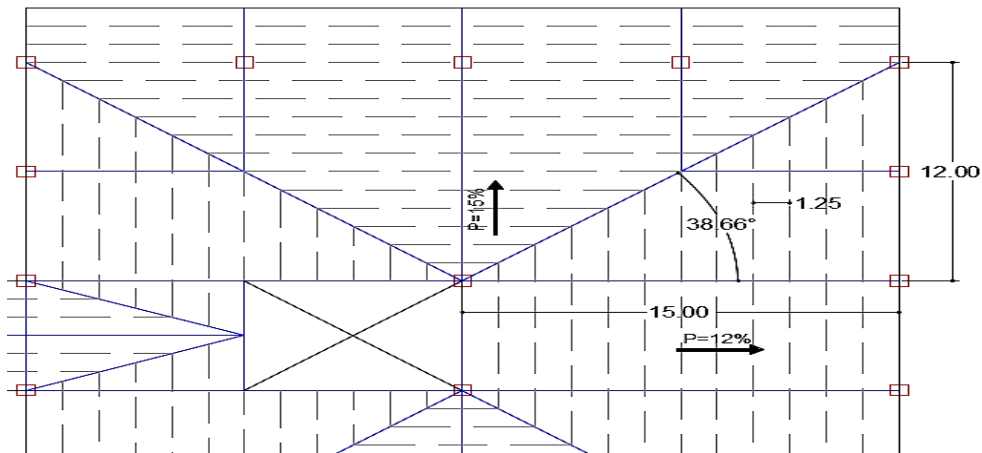


Figura 3.7a proyección de separación de correaje
Fuente: Elaboración Propia.

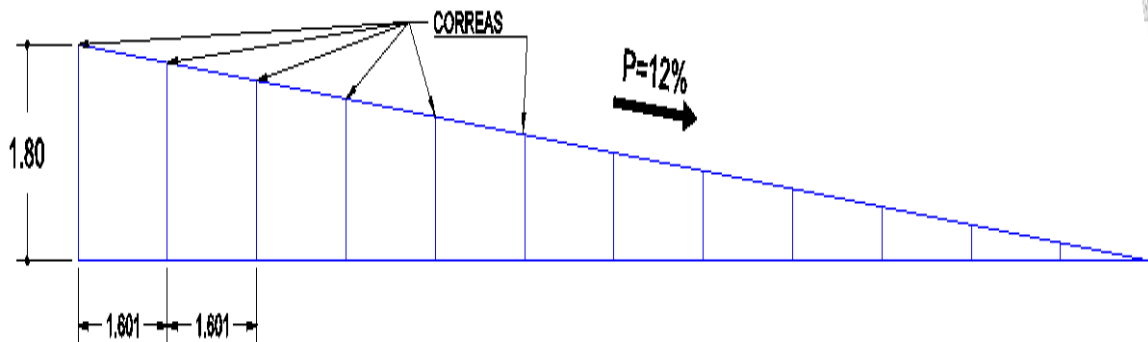


Figura 3.7b separación de paneles y dimensiones del tijeral a analizar
Fuente: Elaboración Propia.

En la dirección Oriente - Poniente se observa que la altura de 1.80 metros de la armadura coincide con la pendiente establecida de 15%:

$$Pendiente_{o-p} = \left(\frac{1.80}{12} \right) * 100 = 15\%$$

3.7.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS PRINCIPALES

En las armaduras es necesario revisar la relación altura - claro cuyo rango recomendable se establece de 1/10 a 1/5, con el fin de controlar las deflexiones, para este ejemplo:

- Claro libre = 19.21 metros
- Altura = 1.80 metros
- Relación altura - claro: $\frac{h}{L} = \frac{1.80}{19.21} = 0.09$
- Relación límite: $\frac{1}{10} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{5} \rightarrow 0.10 \leq \frac{h}{L} \leq 0.20$

Justificación: el valor de la relación peralte-luz, es aceptable debido a que se encuentra cerca del mínimo.

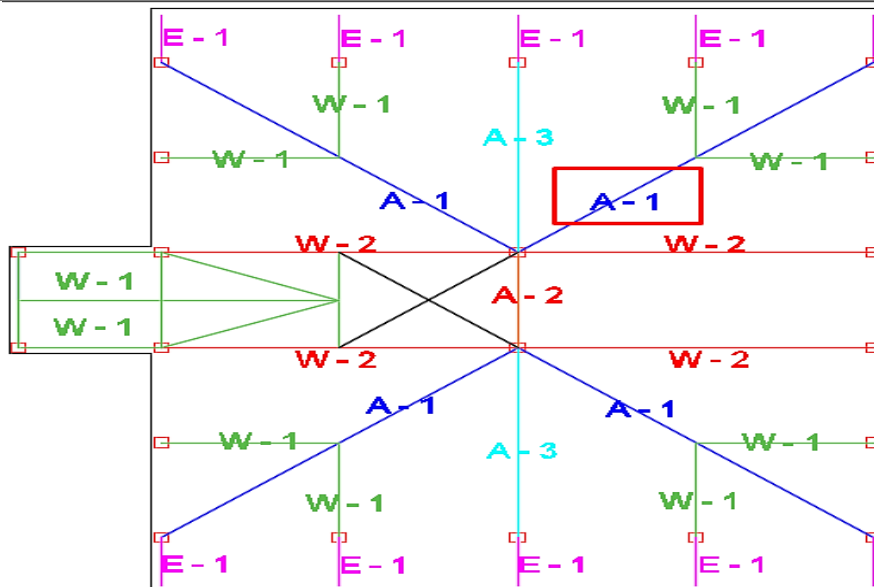


Figura 3.8 Ubicación de elementos Primarios (A-1) – Armadura
Fuente: Elaboración Propia.

Tijeral Metálico tipo A-1

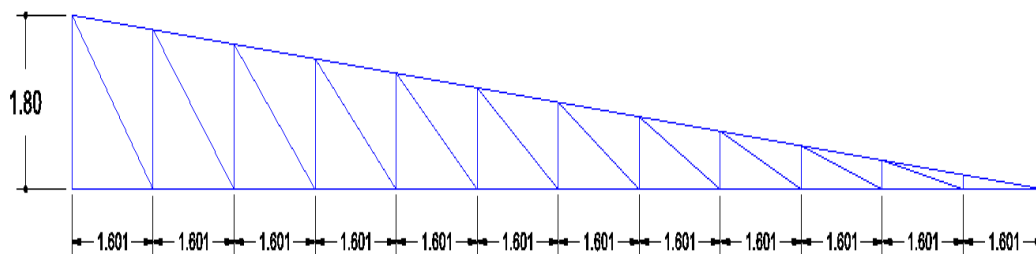


Figura 3.9 Pre dimensionamiento del tijera A-1
Fuente: Elaboración Propia.

3.7.4. CARGAS EXTERNAS EN TIJERAL METÁLICO.

Mediante un cálculo anterior, teniendo en cuenta las áreas, brazos tributarios y los valores de carga por unidad de area dispuesto en la Norma 0.20, se calculó los valores de carga externa como son cargas muertas, vivas, viento y sismo, a continuación se muestra cada condición de carga en las siguientes imágenes.

1) CARGA MUERTA:

CARGA MUERTA TABLA 3.1							
SÍMBOLO	q1(15%)	L1	q2(12%)	L2	DISTANCIA AL PUNTO 24	Qj + Pp	M24
D13	39.71	7.50	49.54	6.00	0.00	327.28	0
D12	39.71	6.25	49.54	5.00	1.60	272.73	436.368
D11	39.71	5.00	49.54	4.00	3.20	218.20	698.24
D10	39.71	3.75	49.54	3.00	4.80	163.65	785.52
D9	39.71	2.50	49.54	2.00	6.40	109.10	698.24
D8	39.71	1.25	49.54	1.00	8.00	54.55	436.4
D7	39.71	7.50	49.54	6.00	9.60	1936.66	18591.936
D6	39.71	6.25	49.54	5.00	11.20	272.73	3054.576
D5	39.71	5.00	49.54	4.00	12.80	218.20	2792.96
D4	39.71	3.75	49.54	3.00	14.40	163.65	2356.56
D3	39.71	2.50	49.54	2.00	16.00	109.10	1745.6
D2	39.71	1.25	49.54	1.00	17.60	54.55	960.08
D1	39.71	0.00	49.54	0.00	19.20	2869.10	55086.72
Y25					19.20	0.00	0
SUMA=						6769.50	87643.20
						Y25=	4564.75
						Y24=	2204.75

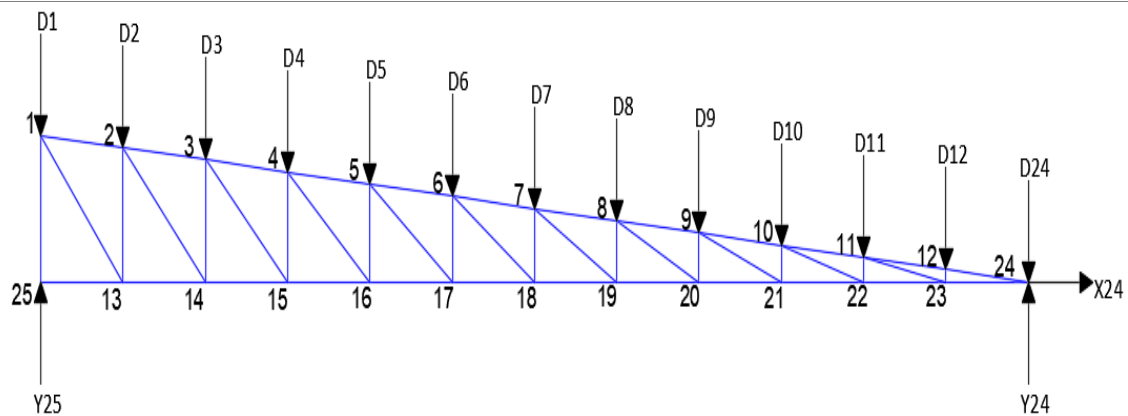


Figura 3.10a Distribución de cargas muertas
Fuente: Elaboración Propia.

2) CARGA VIVA:

CARGA VIVA TABLA 3.2							
SÍMBOLO	q1(15%)	L1	q2(12%)	L2	DISTANCIA AL PUNTO 24	Qj	M24
L13	20.20	7.50	25.20	6.00	0.00	136.35	0
L12	20.20	6.25	25.20	5.00	1.60	113.63	181.808
L11	20.20	5.00	25.20	4.00	3.20	90.90	290.88
L10	20.20	3.75	25.20	3.00	4.80	68.18	327.264
L9	20.20	2.50	25.20	2.00	6.40	45.45	290.88
L8	20.20	1.25	25.20	1.00	8.00	22.73	181.84
L7	20.20	7.50	25.20	6.00	9.60	879.09	8439.264
L6	20.20	6.25	25.20	5.00	11.20	113.63	1272.656
L5	20.20	5.00	25.20	4.00	12.80	90.90	1163.52
L4	20.20	3.75	25.20	3.00	14.40	68.18	981.792
L3	20.20	2.50	25.20	2.00	16.00	45.45	727.2
L2	20.20	1.25	25.20	1.00	17.60	22.73	400.048
L1	526.81	0.00	544.56	0.00	19.20	1071.37	20570.304
Y25					19.20	0.00	0
					SUMA=	2768.59	34827.46
						Y25=	1813.93
						Y24=	954.66

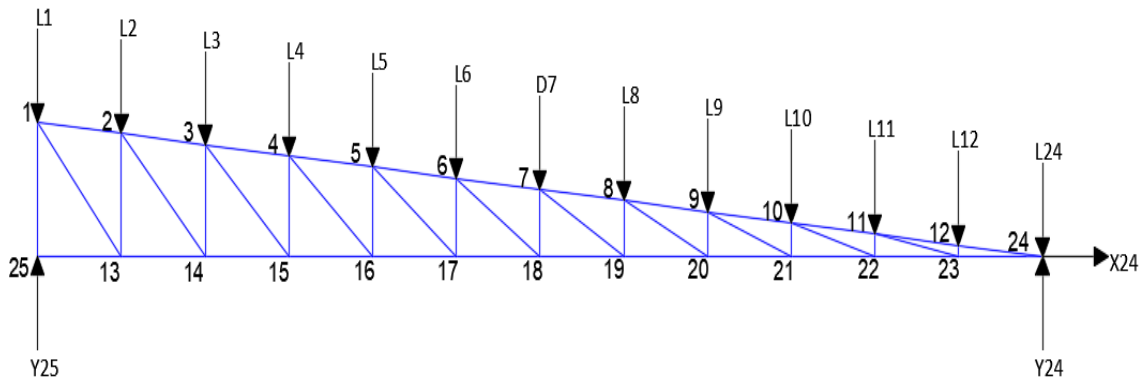


Figura 3.10b Distribución de cargas vivas
Fuente: Elaboración Propia.

3) CARGA DE VIENTO:

CARGA DE VIENTO TABLA 3.3							
SÍMBOLO	q1(15%)	L1	q2(12%)	L2	DISTANCIA AL PUNTO 24	Qj	M24
W13	-25.57	7.50	-29.54	6.00	0.00	-184.81	0.000
W12	-25.57	6.25	-29.54	5.00	1.60	-154.01	-246.416
W11	-25.57	5.00	-29.54	4.00	3.20	-123.21	-394.272
W10	-25.57	3.75	-29.54	3.00	4.80	-92.40	-443.52
W9	-25.57	2.50	-29.54	2.00	6.40	-61.60	-394.24
W8	-25.57	1.25	-29.54	1.00	8.00	-30.80	-246.4
W7	-25.57	7.50	-29.54	6.00	9.60	1017.99	-9772.704
W6	-25.57	6.25	-29.54	5.00	11.20	-154.01	-1724.912
W5	-25.57	5.00	-29.54	4.00	12.80	-123.21	-1577.088
W4	-25.57	3.75	-29.54	3.00	14.40	-92.40	-1330.56
W3	-25.57	2.50	-29.54	2.00	16.00	-61.60	-985.6
W2	-25.57	1.25	-29.54	1.00	17.60	-30.80	-542.080
W1	-689.42	0.00	-673.55	0.00	19.20	1362.97	-26169.020
Y25					19.20	0.00	0.000
SUMA=						-	-
						3489.81	-43826.81
						Y25=	-2282.65
						Y24=	-1191.92
						X24=	-325.39

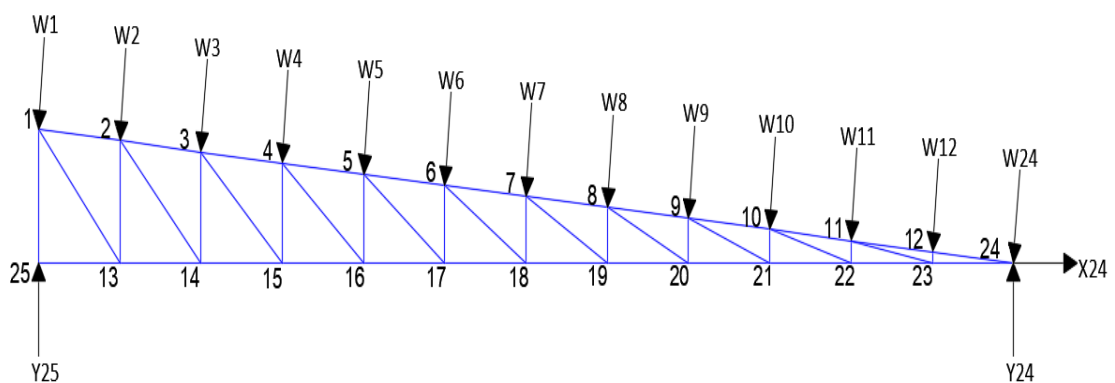


Figura 3.10c Distribución de cargas de viento.
Fuente: Elaboración Propia.

4) CARGA DE SISMO:

CARGA DE SISMO TABLA 3.4						
SÍMBOLO	CARGA MUERTA	DISTANCIA VERTICAL	DISTANCIA HORIZONTAL	FACTOR	Ei	M6
E13	327.28	0.00	0.00	0.36	117.82	0.00
E12	272.73	0.15	1.60	0.36	98.18	14.73
E11	218.20	0.30	3.20	0.36	78.55	23.57
E10	163.65	0.45	4.80	0.36	58.91	26.51
E9	109.10	0.60	6.40	0.36	39.28	23.57
E8	54.55	0.75	8.00	0.36	19.64	14.73
E7	1936.66	0.90	9.60	0.36	697.20	627.48
E6	272.73	1.05	11.20	0.36	98.18	103.09
E5	218.20	1.20	12.80	0.36	78.55	94.26
E4	163.65	1.35	14.40	0.36	58.91	79.53
E3	109.10	1.50	16.00	0.36	39.28	58.92
E2	54.55	1.65	17.60	0.36	19.64	32.41
E1	2869.10	1.80	19.20	0.36	1032.88	1859.18
Y25			19.20			0.00
SUMA=					2437.02	2957.96
					Y25=	154.06
					Y24=	154.06
					X24=	2437.02

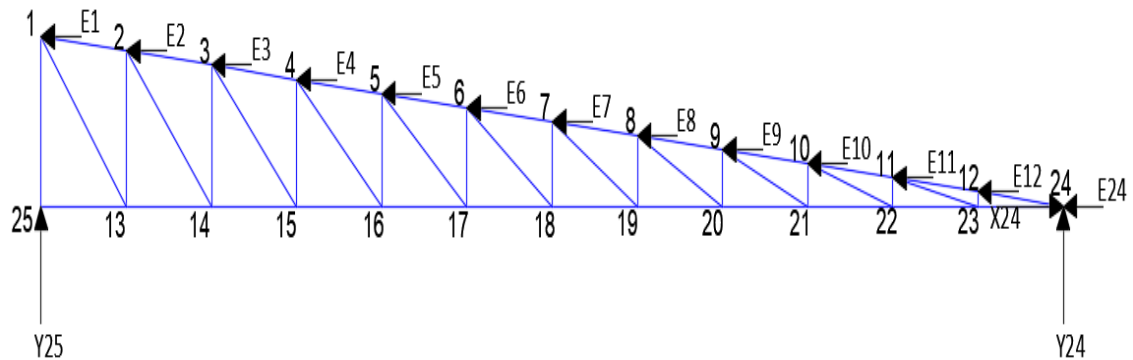


Figura 3.10d Distribución de cargas de sismo.
Fuente: Elaboración Propia.

3.7.5. ENUMERACIÓN DE NODOS Y FIJACIÓN DE DIRECCIÓN DE ELEMENTOS.

Para la aplicación del método matricial de rigideces, es necesario enumerar los nodos y fijar dirección a los elementos tipo barra del tijeral, como se muestra en la siguiente imagen:

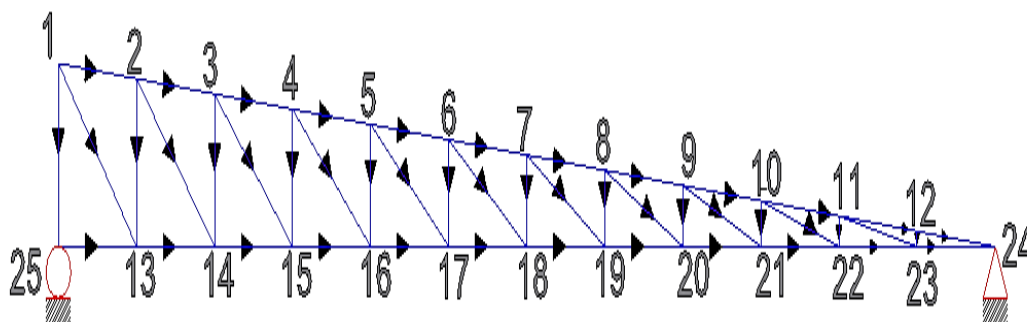


Figura 3.11 Enumeración de nodos y dirección de elementos
Fuente: Elaboración Propia.

CAPITULO IV

4. RESULTADOS:

4.1. RESULTADOS DE FUERZAS INTERNAS DEL TIJERAL.

Para la obtención de las fuerzas internas, fue necesario aplicar método matricial de rigideces, se calculó una matriz de rigidez para cada elemento estructural, con la idea de armar una matriz de toda la estructura, como resultado se obtuvo los desplazamientos en cada nudo, teniendo los desplazamientos es posible calcular las fuerzas internas del tijeral, cabe mencionar que las fuerzas negativas indican compresión y las positivas de tracción.

4.1.1. FUERZAS INTERNAS POR ACCIÓN DE CARGA MUERTA

a) CÁLCULO DE FUERZAS INTERNAS:

$$F1 - 2 = EA(0.619 \quad -0.058) * \begin{pmatrix} \frac{-42020.86}{EA} \\ \frac{-419978.97}{EA} \end{pmatrix} = -1,652.33KG(C)$$

$$F2 - 3 = EA(0.619 \quad -0.058) * \begin{pmatrix} \frac{-44622.07}{EA} \\ \frac{-414575.05}{EA} \end{pmatrix} = -3,576.65 KG(C)$$

b) RESUMEN:

RESUMEN DE FUERZAS AXIALES INTERNAS POR ACCIÓN DE CARGA MUERTA TABLA 3.5							
CORDON SUPERIOR		DIAGONALES		MONTANTES		CORDON INFERIOR	
ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)
F1-2	-1,652.33	F1-13	2,475.52	F1-25	-4,564.75	F25-13	0.00
F2-3	-3,576.65	F2-14	2,751.46	F2-13	-1,849.80	F13-14	1,645.12
F3-4	-5,798.67	F3-15	3,031.76	F3-14	-1,974.78	F14-15	3,561.05
F4-5	-8,356.91	F4-16	3,331.89	F4-15	-2,072.97	F15-16	5,773.38
F5-6	-11,311.96	F5-17	3,677.01	F5-16	-2,147.99	F16-17	8,320.46
F6-7	-14,764.79	F6-18	4,111.29	F6-17	-2,205.47	F17-18	11,262.62
F7-8	-15,446.96	F7-19	779.17	F7-18	-2,254.87	F18-19	14,700.40
F8-9	-16,324.03	F8-20	964.33	F8-19	-381.85	F19-20	15,379.59
F9-10	-17,396.00	F9-21	1,139.80	F9-20	-409.12	F20-21	16,252.83
F10-11	-18,662.85	F10-22	1,310.22	F10-21	-400.03	F21-22	17,320.13
F11-12	-20,124.55	F11-23	1,480.65	F11-22	-354.57	F22-23	18,581.46
F12-24	-20,124.55			F12-23	-272.73	F23-24	20,036.78

4.1.2. FUERZAS INTERNAS POR ACCIÓN DE CARGA VIVA

A) CALCULO DE FUERZAS INTERNAS:

$$F1 - 2 = EA(0.619 - 0.058) * \left(\frac{\frac{-18450.37}{EA}}{\frac{-184435.83}{EA}} \right) = -723.59 \text{ KG}(C)$$

$$F2 - 3 = EA(0.619 - 0.058) * \left(\frac{\frac{-19592.22}{EA}}{\frac{-182076.94}{EA}} \right) = -1,567.53 \text{ KG}(C)$$

B) RESUMEN:

RESUMEN DE FUERZAS AXIALES POR CARGA VIVA TABLA 3.6							
CORDON SUPERIOR		DIAGONALES		MONTANTES		CORDON INFERIOR	
ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)
F1-2	-723.59	F1-13	1,084.08	F1-25	-1,813.93	F25-13	-0.00
F2-3	-1,567.53	F2-14	1,206.70	F2-13	-810.07	F13-14	720.43
F3-4	-2,544.89	F3-15	1,333.52	F3-14	-866.07	F14-15	1,560.70
F4-5	-3,675.23	F4-16	1,472.17	F4-15	-911.80	F15-16	2,533.79
F5-6	-4,989.33	F5-17	1,635.16	F5-16	-949.07	F16-17	3,659.20
F6-7	-6,538.46	F6-18	1,844.56	F6-17	-980.77	F17-18	4,967.57

RESUMEN DE FUERZAS AXIALES POR CARGA VIVA TABLA 3.6							
CORDON SUPERIOR		DIAGONALES		MONTANTES		CORDON INFERIOR	
ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)
F7-8	-6,822.67	F7-19	324.62	F7-18	-1,011.66	F18-19	6,509.95
F8-9	-7,188.06	F8-20	401.75	F8-19	-159.08	F19-20	6,792.91
F9-10	-7,634.66	F9-21	474.86	F9-20	-170.44	F20-21	7,156.71
F10-11	-8,162.44	F10-22	545.85	F10-21	-166.66	F21-22	7,601.36
F11-12	-8,771.44	F11-23	616.90	F11-22	-147.72	F22-23	8,126.84
F12-24	-8,771.44			F12-23	- 113.63	F23-24	8,733.19

4.1.3. FUERZAS INTERNAS POR ACCIÓN DE CARGA DE VIENTO

A) CALCULO DE FUERZAS INTERNAS:

$$F1 - 2 = EA(0.619 \quad -0.058) * \left(\frac{\begin{matrix} -22996.87 \\ EA \\ -231660.52 \\ EA \end{matrix}}{EA} \right) = -798.82KG(C)$$

$$F2 - 3 = EA(0.619 \quad -0.058) * \left(\frac{\begin{matrix} -24468.76 \\ EA \\ -228828.13 \\ EA \end{matrix}}{EA} \right) = -1,874.61KG(C)$$

B) RESUMEN:

RESUMEN DE FUERZAS AXIALES POR CARGA DE VIENTO TABLA 3.7							
CORDON SUPERIOR		DIAGONALES		MONTANTES		CORDON INFERIOR	
ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)
F1-2	-798.82	F1-13	1,388.13	F1-25	-2,319.76	F25-13	-0.00
F2-3	-1,874.61	F2-14	1,542.33	F2-13	-1,037.26	F13-14	922.49
F3-4	-3,113.54	F3-15	1,698.29	F3-14	-1,106.96	F14-15	1,996.47
F4-5	-4,536.41	F4-16	1,864.44	F4-15	-1,161.21	F15-16	3,235.74
F5-6	-6,175.90	F5-17	2,054.41	F5-16	-1,201.96	F16-17	4,661.02
F6-7	-8,086.51	F6-18	2,292.15	F6-17	-1,232.24	F17-18	6,304.86
F7-8	-8,372.93	F7-19	441.88	F7-18	-1,257.14	F18-19	8,221.50
F8-9	-8,867.45	F8-20	546.89	F8-19	-216.55	F19-20	8,606.68
F9-10	-9,469.62	F9-21	646.41	F9-20	-232.02	F20-21	9,101.92
F10-11	-10,179.46	F10-22	743.09	F10-21	-226.87	F21-22	9,707.21
F11-12	-10,996.95	F11-23	839.78	F11-22	-201.09	F22-23	10,422.57
F12-24	-10,982.52			F12-23	-154.68	F23-24	11,247.99

4.1.4. FUERZAS INTERNAS POR ACCIÓN DE CARGA DE SISMO

A) CALCULO DE FUERZAS INTERNAS

$$1 - 2 = EA(0.619 - 0.058) * \left(\frac{\frac{2923.22}{EA}}{\frac{14278.81}{EA}} \right) = 981.67 \text{ KG}(C)$$

$$F2 - 3 = EA(0.619 - 0.058) * \left(\frac{\frac{2715.04}{EA}}{\frac{12835.73}{EA}} \right) = 936.48 \text{ KG}(C)$$

B) RESUMEN

RESUMEN DE FUERZAS AXIALES POR CARGA DE SISMO TABLA 3.8							
CORDON SUPERIOR		DIAGONALES		MONTANTES		CORDON INFERIOR	
ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)	ELEMENTO	P(KG)
F1-2	981.67	F1-13	83.51	F1-25	-153.98	F25-13	0.00
F2-3	936.48	F2-14	92.81	F2-13	-62.40	F13-14	55.49
F3-4	900.98	F3-15	102.27	F3-14	-66.61	F14-15	120.12
F4-5	873.85	F4-16	112.39	F4-15	-69.93	F15-16	194.75
F5-6	853.07	F5-17	124.03	F5-16	-72.46	F16-17	280.67
F6-7	835.20	F6-18	138.68	F6-17	-74.40	F17-18	379.91
F7-8	1,512.45	F7-19	26.28	F7-18	-76.06	F18-19	495.88
F8-9	1,502.59	F8-20	32.53	F8-19	-12.88	F19-20	518.79
F9-10	1,505.88	F9-21	38.45	F9-20	-13.80	F20-21	548.25
F10-11	1,522.31	F10-22	44.20	F10-21	-13.49	F21-22	584.25
F11-12	1,551.90	F11-23	49.94	F11-22	-11.96	F22-23	626.79
F12-24	1,650.51			F12-23	-9.20	F23-24	675.88

4.1.5. Cuadro general de cargas internas.

TABLA 3.9					ELEMENTOS DEL CORDON SUPERIOR
ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	CARGA DE VIENTO	CARGA DE SISMO	
F1-2	-1652.33	-723.59	-798.82	981.67	
F2-3	-3576.65	-1567.53	-1874.61	936.48	
F3-4	-5798.67	-2544.89	-3113.54	900.98	
F4-5	-8356.91	-3675.23	-4536.41	873.85	
F5-6	-11311.96	-4989.33	-6175.90	853.07	
F6-7	-14764.79	-6538.46	-8086.51	835.20	
F7-8	-15446.96	-6822.67	-8372.93	1512.45	

TABLA 3.9					
ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	CARDA DE VIENTO	CARGA DE SISMO	
<i>F8-9</i>	-16324.03	-7188.06	-8867.45	1502.59	
<i>F9-10</i>	-17396.00	-7634.66	-9469.62	1505.88	
<i>F10-11</i>	-18662.85	-8162.44	-10179.46	1522.31	
<i>F11-12</i>	-20124.55	-8771.44	-10996.95	1551.90	
<i>F12-24</i>	-20124.55	-8771.44	-10982.52	1650.51	
<i>F1-13</i>	2475.52	1084.08	1388.13	83.51	ELEMENTOS DIAGONALES
<i>F2-14</i>	2751.46	1206.70	1542.33	92.81	
<i>F3-15</i>	3031.76	1333.52	1698.29	102.27	
<i>F4-16</i>	3331.89	1472.17	1864.44	112.39	
<i>F5-17</i>	3677.01	1635.16	2054.41	124.03	
<i>F6-18</i>	4111.29	1844.56	2292.15	138.68	
<i>F7-19</i>	779.17	324.62	441.88	26.28	
<i>F8-20</i>	964.33	401.75	546.89	32.53	
<i>F9-21</i>	1139.80	474.86	646.41	38.45	
<i>F10-22</i>	1310.22	545.85	743.09	44.20	
<i>F11-23</i>	1480.65	616.90	839.78	49.94	ELEMENTOS MONTANTES
<i>F1-25</i>	-4564.75	-1813.93	-2319.76	-153.98	
<i>F2-13</i>	-1849.80	-810.07	-1037.26	-62.40	
<i>F3-14</i>	-1974.78	-866.07	-1106.96	-66.61	
<i>F4-15</i>	-2072.97	-911.80	-1161.21	-69.93	
<i>F5-16</i>	-2147.99	-949.07	-1201.96	-72.46	
<i>F6-17</i>	-2205.47	-980.77	-1232.24	-74.40	
<i>F7-18</i>	-2254.87	-1011.66	-1257.14	-76.06	
<i>F8-19</i>	-381.85	-159.08	-216.55	-12.88	
<i>F9-20</i>	-409.12	-170.44	-232.02	-13.80	
<i>F10-21</i>	-400.03	-166.66	-226.87	-13.49	ELEMENTOS DEL CORDON INFERIOR
<i>F11-22</i>	-354.57	-147.72	-201.09	-11.96	
<i>F12-23</i>	-272.73	-113.63	-154.68	-9.20	
<i>F25-13</i>	0.00	0.00	0.00	0.00	
<i>F13-14</i>	1645.12	720.43	922.49	55.49	
<i>F14-15</i>	3561.05	1560.70	1996.47	120.12	
<i>F15-16</i>	5773.38	2533.79	3235.74	194.75	
<i>F16-17</i>	8320.46	3659.20	4661.02	280.67	
<i>F17-18</i>	11262.62	4967.57	6304.86	379.91	
<i>F18-19</i>	14700.40	6509.95	8221.50	495.88	
<i>F19-20</i>	15379.59	6792.91	8606.68	518.79	
<i>F20-21</i>	16252.83	7156.71	9101.92	548.25	
<i>F21-22</i>	17320.13	7601.36	9707.21	584.25	
<i>F22-23</i>	18581.46	8126.84	10422.57	626.79	
<i>F23-24</i>	20036.78	8733.19	11247.99	675.88	

4.2. DISEÑO DE TIJERAL METÁLICO

4.2.1. COMBINACIONES DE CARGA

Se obtuvieron las fuerzas internas por cada condición de carga, ahora es necesario realizar la combinación de carga a cada elemento, las combinaciones de cargas se calcularan de acuerdo al manual AISC – LRFD Décimo tercera edición, con las siguientes ecuaciones:

- 1) $1.4D$
- 2) $1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 3) $1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
- 4) $1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5) $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$
- 6) $0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$

Ejemplo práctico para la barra F1-2:

$$D = -1652.33 = 1652.33(C)$$

$$Lr = -723.59 = 723.59(C)$$

$$W = -798.82 = 798.82(C)$$

$$E = 981.67 = 981.67(T)$$

$$1) 1.4D = 1.4(-1652.33) = -2313.26kg$$

$$2) 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) = 1.2(-1652.33) + 0.5(-723.59) = -2344.59kg$$

$$3) 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W) \\ = 1.2(-1652.33) + 1.6(-723.59) + 0.8(-798.82) = -3779.59kg$$

$$4) 1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \\ = 1.2(-1652.33) + 1.6(-798.82) + 0.5(-723.59) = -3622.70kg$$

$$5A) 1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S = 1.2(-1652.33) + 1.0(981.67) = -1001.13kg$$

$$5B) 1.2D - 1.0E + 0.5L + 0.2S = 1.2(-1652.33) - 1.0(981.67) = -2964.46$$

NOTA: se observa en la tabla anterior del cuadro general de fuerzas internas, las cargas de viento y sismo son semejante, difieren poco, por esa tal razón no es recomendable utilizar el valor mayor de estas cargas, se calcularan como se sigue:

$$6A) 0.9D + 1.0E = 0.9(-1652.33) + 1.0(981.67) = -505.43kg$$

$$6B) 0.9D - 1.0E = 0.9(-1652.33) - 1.0(981.17) = -2468.76kg$$

$$6C) 0.9D + 1.6W = 0.9(-1652.33) + 1.6(-798.82) = -2765.21kg$$

$$6D) 0.9D - 1.6W = 0.9(-1652.33) - 1.6(-798.82) = -208.98kg$$

Para calcular las combinaciones de carga fue necesario tener en cuenta todas las ecuaciones previstas en el manual AISC – LRF, se calculó para cada elemento barra, de donde la carga de diseño es igual a la más crítica (se considera solo la magnitud de la carga) de las combinaciones, se muestran los resultados en la siguiente tabla:

TABLA 3.10 DE COMBINACIÓN DE CARGAS											ORIENTACION
	1)1.4D	2)1.2D+0.5(Lr)	3)1.2D+1.6(Lr)+(0.8W)	4)1.2D+1.6W+0.5(Lr)	5A)1.2D+1.0E	5A)1.2D-1.0E	6A)0.9D+1.0E	6B)0.9D-1.0E	6C)0.9D+1.6W	6D)0.9D+1.6W	
F1-2	-2313.26	-2344.59	-3779.59	-3622.70	-1001.13	-2964.46	-505.43	-2468.76	-2765.21	-208.98	ELEMENTOS DEL CORDON SUPERIOR
F2-3	-5007.31	-5075.75	-8299.72	-8075.13	-3355.50	-5228.46	-2282.51	-4155.47	-6218.37	-219.61	
F3-4	-8118.13	-8230.84	-13521.05	-13212.50	-6057.42	-7859.38	-4317.82	-6119.78	-10200.46	-237.14	
F4-5	-11699.68	-11865.91	-19537.78	-19124.16	-9154.44	-10902.15	-6647.37	-8395.07	-14779.47	-262.97	
F5-6	-15836.74	-16069.02	-26498.00	-25950.46	-12721.29	-14427.42	-9327.70	-11033.83	-20062.21	-299.32	
F6-7	-20670.71	-20986.98	-34648.50	-33925.40	-16882.55	-18552.95	-12453.11	-14123.52	-26226.73	-349.89	
F7-8	-21625.74	-21947.68	-36150.96	-35344.38	-17023.90	-20048.80	-12389.82	-15414.71	-27298.96	-505.57	
F8-9	-22853.64	-23182.86	-38183.69	-37370.78	-18086.25	-21091.42	-13189.04	-16194.21	-28879.54	-503.71	
F9-10	-24354.39	-24692.52	-40666.34	-39843.92	-19369.32	-22381.07	-14150.52	-17162.28	-30807.79	-505.01	
F10-11	-26127.99	-26476.64	-43598.90	-42763.78	-20873.11	-23917.74	-15274.25	-18318.88	-33083.71	-509.43	
F11-12	-28174.36	-28535.17	-46981.32	-46130.29	-22597.55	-25701.36	-16560.19	-19663.99	-35707.20	-516.98	
F12-24	-28174.36	-28535.17	-46969.77	-46107.20	-22498.94	-25799.97	-16461.58	-19762.60	-35684.12	-540.07	
F1-13	3465.73	3512.66	5815.65	5733.67	3054.13	2887.12	2311.47	2144.46	4448.97	6.96	ELEMENTOS DIAGONALES
F2-14	3852.04	3905.10	6466.33	6372.83	3394.56	3208.94	2569.13	2383.50	4944.04	8.59	
F3-15	4244.47	4304.88	7130.39	7022.15	3740.38	3535.85	2830.85	2626.32	5445.86	11.32	
F4-16	4664.65	4734.36	7845.30	7717.46	4110.66	3885.88	3111.10	2886.31	5981.81	15.60	
F5-17	5147.82	5229.99	8672.19	8517.05	4536.45	4288.38	3433.34	3185.28	6596.37	22.25	
F6-18	5755.81	5855.83	9718.56	9523.27	5072.23	4794.86	3838.85	3561.48	7367.60	32.72	
F7-19	1090.84	1097.31	1807.89	1804.32	961.29	908.72	727.54	674.97	1408.26	-5.75	

TABLA 3.10 DE COMBINACIÓN DE CARGAS											ORIENTACION
	1)1.4D	2)1.2D+0.5 (Lr)	3)1.2D+1.6 (Lr)+(0.8W)	4)1.2D+1.6 W+0.5(Lr)	5A)1.2D+1 .0E	5A)1.2D- 1.0E	6A)0.9D+1 .0E	6B)0.9D- 1.0E	6C)0.9D+1 .6W	6D)0.9D+ 1.6W	
F8-20	1350.06	1358.07	2237.51	2233.09	1189.73	1124.67	900.43	835.37	1742.92	-7.13	
F9-21	1595.72	1605.18	2644.65	2639.44	1406.20	1329.31	1064.26	987.37	2060.07	-8.44	
F10-22	1834.31	1845.19	3040.10	3034.14	1616.46	1528.07	1223.39	1135.00	2368.15	-9.75	
F11-23	2072.91	2085.23	3435.65	3428.89	1826.73	1726.84	1382.53	1282.64	2676.24	-11.07	
F1-25	-6390.65	-6384.67	-10235.80	-10096.29	-5631.68	-5323.72	-4262.26	-3954.29	-7819.90	-396.65	ELEMENTOS MONTANTE S
F2-13	-2589.72	-2624.79	-4345.67	-4284.41	-2282.16	-2157.36	-1727.22	-1602.42	-3324.44	-5.20	
F3-14	-2764.69	-2802.76	-4641.01	-4573.90	-2436.34	-2303.12	-1843.91	-1710.68	-3548.43	-6.16	
F4-15	-2902.16	-2943.47	-4875.41	-4801.40	-2557.49	-2417.64	-1935.60	-1795.75	-3723.61	-7.74	
F5-16	-3007.18	-3052.12	-5057.66	-4975.25	-2650.04	-2505.13	-2005.65	-1860.73	-3856.32	-10.06	
F6-17	-3087.66	-3136.95	-5201.58	-5108.53	-2720.96	-2572.17	-2059.32	-1910.53	-3956.50	-13.35	
F7-18	-3156.81	-3211.67	-5330.21	-5223.10	-2781.90	-2629.78	-2105.44	-1953.32	-4040.81	-17.95	
F8-19	-534.58	-537.76	-885.99	-884.24	-471.10	-445.33	-356.54	-330.78	-690.14	2.82	
F9-20	-572.77	-576.17	-949.27	-947.40	-504.74	-477.14	-382.01	-354.41	-739.44	3.02	
F10-21	-560.04	-563.36	-928.18	-926.35	-493.53	-466.54	-373.52	-346.53	-723.01	2.96	
F11-22	-496.39	-499.34	-822.70	-821.08	-437.44	-413.52	-331.07	-307.15	-640.86	2.64	
F12-23	-381.82	-384.09	-632.83	-631.59	-336.48	-318.08	-254.66	-236.26	-492.95	2.04	
F25-13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	ELEMENTOS DEL CORDON INFERIOR
F13-14	2303.17	2334.36	3864.83	3810.35	2029.64	1918.65	1536.10	1425.12	2956.60	4.63	
F14-15	4985.48	5053.61	8367.55	8247.96	4393.39	4153.14	3325.07	3084.83	6399.29	10.60	
F15-16	8082.73	8194.94	13570.70	13372.12	7122.80	6733.30	5390.79	5001.29	10373.22	18.86	
F16-17	11648.65	11814.16	19568.09	19271.79	10265.23	9703.89	7769.09	7207.75	14946.05	30.79	
F17-18	15767.67	15998.93	26507.15	26086.71	13895.06	13135.23	10516.28	9756.45	20224.13	48.59	
F18-19	20580.56	20895.45	34633.60	34049.86	18136.36	17144.60	13726.24	12734.48	26384.77	75.95	
F19-20	21531.43	21851.96	36209.51	35622.66	18974.30	17936.72	14360.42	13322.84	27612.32	70.94	

	TABLA 3.10 DE COMBINACIÓN DE CARGAS										
	1)1.4D	2)1.2D+0.5 (Lr)	3)1.2D+1.6 (Lr)+(0.8W)	4)1.2D+1.6 W+0.5(Lr)	5A)1.2D+1 .0E	5A)1.2D- 1.0E	6A)0.9D+1 .0E	6B)0.9D- 1.0E	6C)0.9D+1 .6W	6D)0.9D+ 1.6W	ORIENTACION
F20-21	22753.97	23081.76	38235.67	37644.82	20051.65	18955.15	15175.80	14079.30	29190.62	64.49	
F21-22	24248.18	24584.83	40712.10	40116.36	21368.40	20199.90	16172.36	15003.87	31119.65	56.58	
F22-23	26014.04	26361.17	43638.76	43037.29	22924.55	21670.96	17350.11	16096.52	33399.43	47.20	
F23-24	28051.49	28410.73	47015.62	46407.51	24720.02	23368.25	18708.98	17357.21	36029.88	36.32	

Con la finalidad de simplificar los cálculos, se optó por calcular los máximos y mínimos de cada combinación y así encontrar el más crítico en su región (orientación o cordón), se muestra la tabla siguiente de máximos y mínimos:

TABLA 3.11 FUERZA AXIAL DE DISEÑO (kg)				
ELEMENTO	MAXIMO	ELEMENTO	MINIMO	ORIENTACION
F1-2	-208.98	F11-12	- 46,981.32	CORDON SUPERIOR
F6-18	9,718.56	F11-23	-11.07	DIAGONALES
F9-20	3.02	F1-25	- 10,235.80	MONTANTES
F23-24	47,015.62	F25-13	0.00	CORDON INFERIOR

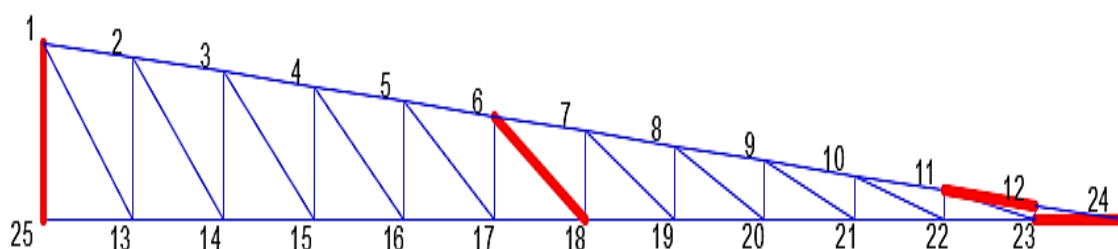


Figura 3.12 Elementos barra críticos del tijeral
Fuente: propia

4.2.2. DIMENSIONAMIENTO

Según la tabla de fuerza axial requerida mostrada anteriormente, se puede verificar que se cuenta con elementos críticos sometidos a carga de tracción, en el cordón de diagonales y cordón inferior, entonces se aplicara las ecuaciones de diseño estipulado por el manual AISC para diseño de elementos sometidos a tracción mostrados en el capítulo III expuesto en la sección 3.6.4.2.

a) DISEÑO DE ELEMENTOS DIAGONALES:

Elemento diseñado según la tabla 3.11

$$P_u = 9718.56 \text{ kg} = 21.43 \text{ kips}$$

Resistencia del material acero ASTM A36: $F_y=36 \text{ ksi}$, $F_u=58 \text{ ksi}$

De las siguientes expresiones se escoge el mayor área.

Fluencia en el área total:

$$A_g = \frac{P_u}{\phi * F_y}$$

$$A_g = \frac{21.43}{0.90 * 36} = 0.66 \text{pulg}^2$$

Fractura en el area neta:

Donde el factor de reducción es U=0.90, por tratarse de perfiles angulares.

$$A_n = \frac{P_u}{\phi * U * F_u}$$

$$A_n = \frac{21.43}{0.75 * 0.90 * 58} = 0.55 \text{pulg}^2$$

Del manual AISC tabla 1-7 se selecciona el perfil angular: L 2 x 2 x 3/16

(A=0.715pulg²)

b) DISEÑO DE ELEMENTOS DEL CORDÓN INFERIOR:

Elemento diseñado según la tabla 3.11

P_u = 47,015.62kg =103.65kips

Resistencia del material acero ASTM A36: **F_y**=36ksi, **F_u**=58ksi

De las siguientes expresiones se escoge el mayor area.

Fluencia en el area total:

$$A_g = \frac{P_u}{\phi * F_y}$$

$$A_g = \frac{103.65}{0.90 * 36} = 3.19 \text{pulg}^2$$

Fractura en el area neta:

Donde el factor de reducción es U=0.90, por tratarse de perfiles angulares.

$$A_n = \frac{P_u}{\phi * U * F_u}$$

$$A_n = \frac{103.65}{0.75 * 0.90 * 58} = 2.64 \text{pulg}^2$$

Del manual AISC tabla 1-7 se selecciona dos perfiles angulares de 2L 2 ½ X 2 ½ X 3/8

(A=3.46pulg²)

c) DISEÑO DE ELEMENTOS DE ELEMENTOS MONTANTES:

Elemento diseñado según la tabla 3.11

P_u = 10,235.80kg =22.57kips

Resistencia del material acero ASTM A36: **F_y**=36ksi, **F_u**=58ksi

L=1.80m=70.87pulg=5.90pies

K=1.00 por ser apoyo fijo en los extremos

suponemos una relacion de esbeltez efectiva igual a $\left(\frac{kl}{l}\right) = 50$

de tabla 4.22 del manual AISC se obtiene $\phi * F_{cr} = 28.4 \text{ksi}$

$$\text{Area requerida} = \frac{P_u}{\phi * F_{cr}} = \frac{22.57}{28.4} = 0.80 \text{pulg}^2$$

De la tabla 1-7 del manual AISC se escoge un perfil angular L 2 ½ x 2 x 3/16 (A=0.809pulg², rx=0.790 y ry=0.597) se rediseña con el ry por ser el eje más débil de la sección.

Parámetro de esbeltez:

$$\lambda_c = \frac{K * L}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{(1.00) * (70.87)}{0.597 * \pi} * \sqrt{\frac{36}{29\,000}} = 1.33 \leq 1.5 \text{ pandeo inelastico}$$

Esfuerzo de pandeo a la flexión:

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y = (0.658^{1.33^2}) * 36 = 17.17 \text{ksi}$$

Calculo de carga de diseño de la sección:

$$P_u = \phi * F_{cr} * A_g = 17.17 * 0.9 * 0.80 = 12.36 \text{kips} < 22.57 \text{ se rechaza el perfil}$$

Se deberá escoger una sección mayor, con el objetivo de optimizar el diseño probamos con el perfil angular L 2 ½ x 2 ½ x ¼ (A=1.19pulg², rx=0.764, ry=0.764), se trata de un perfil angular de lados iguales, por lo tanto tiene la misma relación de esbeltez en el eje X y Y.

Parámetro de esbeltez:

$$\lambda_c = \frac{K * L}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{(1.00) * (70.87)}{0.764 * \pi} * \sqrt{\frac{36}{29\,000}} = 1.04 \leq 1.5 \text{ pandeo inelastico}$$

Esfuerzo de pandeo a la flexión:

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y = (0.658^{1.04^2}) * 36 = 22.89 \text{ksi}$$

Calculo de carga de diseño de la sección:

$$P_u = \phi * F_{cr} * A_g = 22.89 * 0.9 * 1.19 = 24.52 \text{kips} < 22.57 \text{ ok!}$$

Entonces se escoge el perfil angular L 2 ½ x 2 ½ x ¼

d) DISEÑO DEL CORDON SUPERIOR:

Elemento diseñado según la tabla 3.11

$$P_u = 46\,981.32 \text{kg} = 103.59 \text{kips}$$

Resistencia del material acero ASTM A36: **F_y**=36ksi, **F_u**=58ksi

$$L = 1.60 \text{m} = 63.00 \text{pulg} = 5.23 \text{pies}$$

K=1.00 por ser apoyo fijo en los extremos

suponemos una relacion de esbeltez efectiva igual a $\left(\frac{kl}{l}\right) = 50$

de tabla 4.22 del manual AISC se obtiene $\phi * F_{cr} = 28.4 \text{ksi}$

$$Area\ requerida = \frac{Pu}{\phi * F_{cr}} = \frac{103.59}{28.4} = 3.64 pulg^2$$

De la tabla 1-7 del manual AISC se escoge un perfil angular doble 2L 3 ½ x 3 x 5/16 (A=3.86pulg², rx=1.09 y ry=0.90) se rediseña con el ry por ser el eje más débil de la sección.

Parámetro de esbeltez:

$$\lambda_c = \frac{K * L}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{(1.00) * (63)}{0.90 * \pi} * \sqrt{\frac{36}{29\,000}} = 0.76 \leq 1.5 \text{ pandeo inelastico}$$

Esfuerzo de pandeo a la flexión:

$$e) F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y = (0.658^{0.76^2}) * 36 = 28.27 ksi$$

Calculo de carga de diseño de la sección:

$$Pu = \phi * F_{cr} * A_g = 28.27 * 0.9 * 3.86 = 98.21 kips < 22.57 \text{ se rechaza el perfil}$$

Se deberá escoger una sección mayor, con el objetivo de optimizar el diseño probamos con dos perfiles angulares 2L 3 ½ x 3 ½ x 5/16 (A=4.18pulg², rx=1.08, ry=1.08), se trata de un perfil angular de lados iguales, por lo tanto tiene la misma relación de esbeltez en el eje X y Y.

Parámetro de esbeltez:

$$\lambda_c = \frac{K * L}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{(1.00) * (63)}{1.08 * \pi} * \sqrt{\frac{36}{29\,000}} = 0.65 \leq 1.5 \text{ pandeo inelastico}$$

Esfuerzo de pandeo a la flexión:

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y = (0.658^{0.65^2}) * 36 = 30.16 ksi$$

Calculo de carga de diseño de la sección:

$$Pu = \phi * F_{cr} * A_g = 30.16 * 0.9 * 4.18 = 113.46 kips < 22.57 \text{ ok!}$$

Se escoge el dos perfiles angulares 2L 3 ½ x 3 ½ x 5/16

4.3. RESULTADOS

En la siguiente tabla se muestran los perfiles adecuados para el tijeral:

Tabla 3.12		
CARGA DE DISEÑO(KG)	PERFIL SELECCIONADO	ORIENTACIÓN
- 10,235.80	L 2 ½ x 2 ½ x ¼	MONTANTE
47,015.62	2L 2 ½ x 2 ½ x 3/8	CORDON INFERIOR
- 46,981.32	2L 3 ½ x 3 ½ x 5/16	CORDON SUPERIOR
9,718.56	L 2 x 2 x 3/16	DIAGONALES

La tabla 3.12 muestra los perfiles seleccionados, se observa cuatro perfiles diversos, lo cual va a dificultar el ensamblaje del tijeral (más que todo en las conexiones), por

esta razón se realiza un pre dimensionamiento final, que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 3.13 DISEÑO FINAL		
CARGA DE DISEÑO(KG)	PERFIL SELECCIONADO	ORIENTACIÓN
- 10,235.80	L 2 x 2 x 3/16	MONTANTE
47,015.62	2L 3 ½ X 3 ½ X 1/4	CORDON INFERIOR
- 46,981.32	2L 3 ½ x 3 ½ x 5/16	CORDON SUPERIOR
9,718.56	L 2 x 2 x 3/16	DIAGONALES

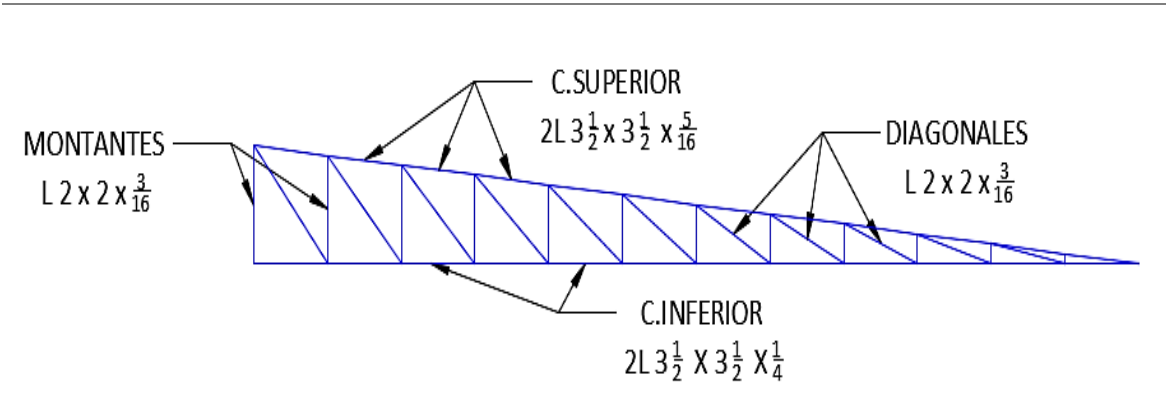


Figura 3.13 Diseño final del tijeral.
Fuente: Elaboración Propia.

CAPITULO V.

DISCUSIONES:

- La optimización de Diseño mediante el Método LRFD, desplaza al comportamiento estructural hacia una zona más segura, haciendo que la respuesta máxima bajo estos estados límites sea superior a las exigencias reales sometidas durante la vida útil de estas.
- Mientras el Método de los esfuerzos últimos, el ASD método, solo afecta los esfuerzos últimos de los materiales; LRFD amplía el margen de seguridad del Diseño estructural a las cargas actuantes y al del material.
- Los principales resultados de aplicar el Método factorizado de cargas y resistencias (LRFD) es la de optimizar los Diseños, desde una perspectiva de seguridad y funcionalidad en la estructura.

CAPITULO VI.

CONCLUSIONES.

Basándonos netamente de los resultados obtenidos se tienen como conclusiones:

- Para efectos de la investigación, el proceso de Optimización en el Diseño, influye de manera determinante en el cálculo de las secciones transversales de las barras.
- Las cargas internas obtenidas en su mayoría son esfuerzos de Tensión, aplicados a las barras diagonales.
- La armadura tipo Pratt, es el más adecuado para estructuras de acero, puesto que las diagonales trabajan mejor a tensión.
- Uno de los factores principales de fallas de coberturas es la ausencia de un proceso de optimización en el diseño.
- El predimensionamiento de los elementos de un sistema de cobertura son influyentes en las dimensiones finales y en el proceso de cálculo numérico.
- Es necesario acotar que el proceso de optimización de Diseño más allá de ser una idea únicamente cualitativa, deja de serlo cuando entramos en fase de Análisis y Diseño.

REFERENCIAS:

- ALGORTA, D., CAYLLAHUA, P., IVALA, M., MANYA, O., PALOMINO, B., & PARIONA, H. (2019). Diseño de Cubiertas Livianas. *Diseño de Acero y Mader (Trabajo Monográfico)*. Universidad Alas Peruanas, Ica.
- ALVAREZ, R. (1674). *Manuscrito*.
- BURCAZO. (1852). Cubiertas Autoportantes. *Cubiertas Autoportantes*. Arcochapas, Cubiertas Autoportantes., Buenos Aires, Argentina.
- CRUZ, C., FIGUEROA, P., & HERNANDEZ, C. (2012). Estructuración, Analisis Y Diseño Estructural De Elementos De Techo Con Perfiles Metalicos Utilizando El Metodo LRFD. *Tesis (Ingeniero Civil)*. Universidad de el Salvador, El Salvador.
- CUAYLA, Y., GUTIERREZ, C., & MORON, L. (2018). Diseño de una Armadura. *Trabajo Monográfico (Ingeniería Civil)*. Universidad José Carlos Mariategui., Juliaca.
- DIAZ, K. (2010). *Evaluación y Optimización En El Diseño De Estrcuturas Metálicas Aplicado A Cubiertas Según Las Especificaciones AISC - 2010 Por El Metodo LERF*. Cajamarca.
- FERNÁNDEZ, M. (1996). De Los Orígenes y Desarrollo de las Armaduras de Cubiertas Latinas. *Ensayo*. Actas del Primer Congreso Nacional de Historia de la Construcción., Madrid.
- FIGUERAS, M. (2018). Diseño de Estructuras Metálicas Para la Granja Avícola de Centeno Que Garantice Elevada Resistencia Mecánica. *Trabajo de Diploma (Ingeniero Mecánico)*. Universidad De MOA Dr. Antonio Núñez Jiménez, Moa Holguín.
- GARCIA, G. (2009). *Origen Y Evolución De Cercha*. Madrid.
- SANCHEZ, C. (2018). Evaluación y Optmización en el Diseño de Estructuras Metálicas Aplicada a Coverturas Según Método LRFD. *Proyecto de Tesis*. Universidad Alas Peruanas, Cuzco.
- URIBE, J. (1992). *ANALISIS DE ESTRUCTURAS* (SEGUNDA ed.). COLOMBIA: ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA.
- wikipedia. (s.f.). *wikipedia*. Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Antigua_bas%C3%ADlica_de_San_Pedro