

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1 Problema

El problema del medio actual es el tiempo, costo y estabilidad estructural en la construcción de tanques elevados. El apuntalado para el encofrado del vaso de tanque elevado es muy tedioso y costoso, además que en el proceso de construcción no se cuenta con un cronograma de hormigonado y una verificación de esfuerzos que garantice la estabilidad estructural. Naturalmente se lo realiza de una forma empírica el proceso constructivo.

Esta falencia en el medio presenta la oportunidad para la realización de un trabajo de investigación al respecto, que aporte lineamientos y recomendaciones para el procedimiento constructivo de tanques elevados Tipo Copa.

1.1.1 Planteamiento

Desde el punto de vista de la ingeniería reducir el tiempo y costo de construcción de una estructura es un reto para el ingeniero, ya que son variables preponderantes al momento de construir.

Por lo tanto se plantea un procedimiento constructivo que permita reducir el costo y tiempo de construcción para tanques elevados Tipo Copa, garantizando la estabilidad estructural mediante la verificación de esfuerzos en el proceso constructivo, realizar un cronograma de hormigonado.

1.1.2 Formulación

El propósito de la ingeniería es diseñar y construir estructuras resistentes, confortables y económicas por lo tanto la actualización, verificación y mejora de los métodos de diseño y construcción debe ser una búsqueda constante, y al poder identificar un punto endeble en los diseños de nuestro medio es necesario responder a la necesidad con el conocimiento técnico necesario, desarrollando apropiadamente la metodología de diseño y construcción para futuras referencias

1.1.3 Sistematización

Para realizar un procedimiento constructivo que optimice el encofrado de tanque elevado Tipo Copa y la verificación de esfuerzos, se utilizara un software de diseño estructural comercial que sea común en nuestro medio. El software principal a utilizar será el SAP2000 v18.01.1.

1.2 Objetivos

1.2.1 General

- Cálculo y diseño estructural del encofrado tradicional apoyado sobre estructuras metálicas.

1.2.2 Específicos

- Verificar esfuerzos internos de los elementos de encofrado, en el proceso constructivo de tanque elevado.
- Determinar el costo de los encofrados en estudio.
- Determinar el tiempo de los encofrados en estudio.
- Plantear una alternativa de apuntalado, para el encofrado de la losa inferior del vaso de tanque elevado, garantizando la estabilidad estructural.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

Desarrollar una línea de investigación estableciendo correctamente la forma de cómo se realizó el cálculo de los elementos de encofrados, costo y tiempo de construcción. Optimizando el encofrado para tanque elevado Tipo Copa que posteriormente pueda ser puesta en práctica si lo ven conveniente.

1.3.2 Técnica

Aportar un análisis que brinde un procedimiento práctico para la construcción de tanques elevados Tipo Copa, aclarando la metodología y entregando resultados útiles que sirvan como referencia para estudios posteriores.

1.3.3 Social

Todas las obras de la ingeniería civil tienen una justificación social inherente en ellas dado que se realizan para cubrir una demanda, mejorar el proceso constructivo de tanques elevados Tipo Copa. Este objetivo debe cubrir una demanda de la mejor forma posible, en el caso de “Optimización de encofrado en el procedimiento constructivo de tanque elevado Tipo Copa (Estudio de caso)”, significará la reducción de tiempo y costo constructivo, mediante la verificación de esfuerzos con aplicación de SAP2000.

1.4 Marco de referencia

1.4.1 Espacial

Toda la investigación se realizara en la ciudad de Tarija Bolivia, consultando con asesores del medio, y su vez con un tutor también local. Pero el alcance de los resultados al ser una investigación netamente teórica aplicada rutinaria no está limitada a la ciudad de Tarija, sino a prácticamente quedara abierto a cualquier usuario interesado en este tipo de construcciones, siempre y cuando se respeten las

equivalencias en unidades, valores de las propiedades mecánicas de los materiales y la normativa aplicada para su verificación.

1.4.2 Temporal

Toda la información con la que se trabaje será la más reciente disponible, referente a los métodos o criterios adoptados en distintas bibliografías se buscara trabajar con las ediciones más recientes de cada una. Respecto a los valores de las propiedades mecánicas de los materiales se tomaran los adoptados por las normativas vigentes.

1.5 Alcance del perfil de la investigación

1.5.1 Hipótesis de trabajo

La utilización de encofrados tradicionales apoyados sobre estructuras metálicas genera una disminución en tiempo y costo constructivo en comparación a la utilización del encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural.

1.5.2 Variable independiente

Análisis, diseño estructural y estimación de costos de los elementos de encofrado tradicional apoyados sobre terreno natural y de los elementos de encofrado apoyado sobre estructuras metálicas.

1.5.3 Variable dependiente

Tiempo y Costo constructivo, significativo de los encofrados de tanques elevados tipo copa.

1.5.4 Tipo de estudio

Dentro de la rama de la investigación aplicada, esta investigación clasifica como estudio deductivo aplicado, ya que cumple a cabalidad el criterio dado que se busca aplicar el conocimiento técnico para resolver un problema particular, en este caso la falta de un procedimiento constructivo que permita optimizar el encofrado de tanque elevado Tipo Copa (estudio de caso), mediante la verificación de esfuerzos.

1.5.5 Resultados a lograr

Plantear una alternativa de apuntalado para optimizar el encofrado en el proceso constructivo de tanque elevado Tipo copa. Verificar esfuerzos internos de cada elemento de encofrado, establecer el tiempo y costo de construcción de los encofrados en cuestión.

1.5.6 Restricciones

Todo el análisis se limitará únicamente, al estudio de optimización de encofrado en el procedimiento constructivo de tanque elevado Tipo copa (estudio de caso).

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Marco teórico

2.1.1 Tanques elevados

Son estanques de almacenamiento de agua que se encuentran por encima del nivel del terreno Natural y son soportados por columnas y pilotes o por paredes.

Desempeñan un Rol importante en los sistemas de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico, así como del funcionamiento hidráulico del sistema y del mantenimiento de un servicio eficiente.

Los tanques elevados cumplen dos propósitos fundamentales:

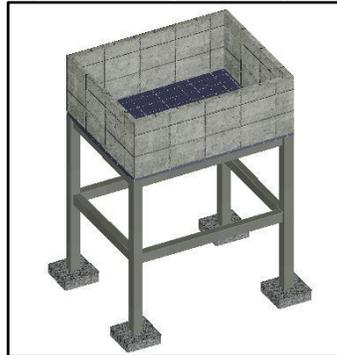
- a) Compensar las variaciones de consumo que se producen durante el día.
- b) Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.

2.1.2 Tipos de tanques elevados de hormigón armado

2.1.2.1 Tanques elevados rectangulares

Son tanques de hormigón armado, cuyos reservorios de agua se caracterizan por ser rectangulares, debido a su facilidad de construcción. Compuestos por zapatas, columnas, vigas de arrioste y losas.

Figura #1 Tanque rectangular.



Fuente: Elaboración propia.

2.1.2.2 Tanques elevados tipo Intze

Tanques de hormigón armado, el cuerpo del vaso tiene una sección troncocónica. Compuesto por zapatas, fuste, anillos de compresión y losas.

Figura #2 Tanque tipo Intze.



Fuente: <http://www.elsantafesino.com/opinión/2006/05/03/4518>.

2.1.2.3 Tanques elevados tipo copa

También conocidos como tanques tipo fuste, son reservorios de hormigón armados que tienen una sección de vaso troncocónica, conformado a su vez por una Zapata, fuste, losas y vigas o anillos de compresión.

La capacidad de los tanques elevados Tipo Copa, aproximadamente es de 300 a 12000 m³.

Figura #3 Tanque tipo Copa.



Fuente: Elaboración propia.

2.1.3 Encofrados

Los encofrados se usarán donde sea necesario para confinar el concreto, dándole forma de acuerdo a las dimensiones requeridas. Deberán tener buena resistencia para soportar el peso, la presión lateral y las cargas de construcción. Deberán tener buena rigidez, para asegurar que las secciones y alineamiento del concreto terminado se mantengan dentro de las tolerancias admisibles.

Los encofrados pueden estar hechos con madera o metal u otros materiales.

2.1.4 Sistemas de encofrados

2.1.4.1 Sistema tradicional

Cuando se elabora en obra utilizando piezas de madera aserrada y rolliza o contrachapada, es fácil de montar pero lenta de ejecución cuando las estructuras son grandes. Se usa principalmente en obras de poca o mediana importancia, donde los costes de mano de obra son menores que los del alquiler de encofrados modulares.

Dada su flexibilidad para producir casi cualquier forma, se usan bastante en combinación con otros sistemas de encofrados.

2.1.4.1.1 Encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural

Cuando todas las cargas de los encofrados son transmitidas a través de sus soportes o puntales sobre el terreno natural de apoyo.

Está conformado por puntales de madera rolliza, listones, costillas, bridas, crucetas, travesaños de madera y por moldes de Multilaminado fenólico.

Figura #4 Encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural.



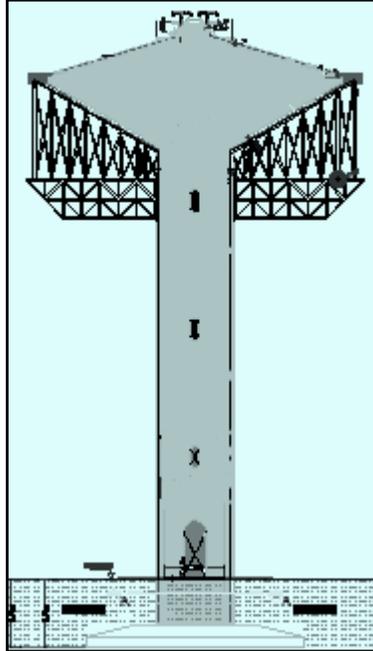
Fuente: <http://www.untitled.emaze.com>

2.1.4.1.2 Encofrado tradicional apoyado sobre estructuras metálicas

Todas las cargas de los encofrados estarán soportadas por una cercha metálica.

Esta conformados por puntales rollizos, travesaños, bridas, costillas, crucetas y listones de madera, además de una cercha metálica, placas curvas de acero y pernos de anclaje.

Figura #5 Encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural.



Fuente: Elaboración propia.

2.1.4.2 Encofrado modular o sistema normalizado

Cuando está conformado de módulos prefabricados, principalmente de metal o plástico. Su empleo permite rapidez, precisión y seguridad utilizando herrajes de ensamblaje y otras piezas auxiliares necesarias. Es muy útil en obras de gran volumen.

Figura #6 Encofrado modular.



Fuente: <http://www.untitled.emaze.com>

2.1.4.3 Encofrado deslizantes

Es un sistema que se utiliza para construcciones de estructuras verticales u horizontales de sección constante o sensiblemente similares, permitiendo neutralizar el mismo encofrado a medida que el edificio crece en altura o extensión. Este encofrado también dispone de espacio para andamios, maquinaria, etc.

Figura #7 Encofrado deslizante.

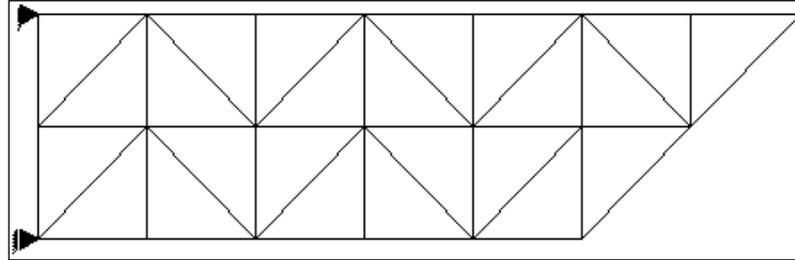


Fuente: <http://www.untitled.emaze.com>

2.1.5 Cercha

Es una composición de barras rectas unidas entre sí en sus extremos para constituir una armazón rígida de forma triangular, capaz de soportar cargas en su plano, particularmente aplicadas sobre las uniones denominadas nodos , en consecuencia todos los elementos se encuentran trabajando a tracción o compresión.

Figura #8 Cercha.



Fuente: Elaboración propia.

2.1.6 Esfuerzos

2.1.6.1 Flexión

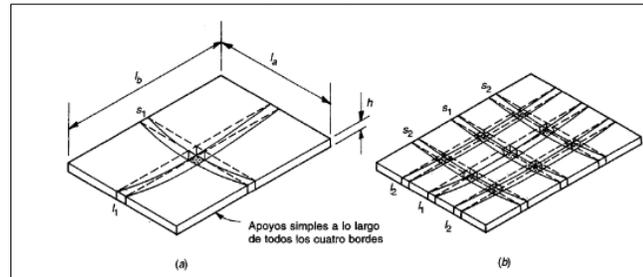
Las losas se encuentran sometidas fundamentalmente a esfuerzos de flexión, el trabajo de la flexión en las losas exige que estas sean, como ya se ha dicho, delgada. Si la relación del canto a la menor dimensión de la losa, h/a es superior a $1/5$, la losa puede considerarse gruesa, apareciendo un estado triaxial de tensiones de difícil estudio, por esta razón se recomienda que para un elemento bidireccional sea considerado como losa debe cumplirse que la luz mínima sea mayor que cuatro veces el espesor medio de la losa. Por otra parte las flechas en una losa

Deberán ser pequeñas con respecto al canto ya que de lo contrario, pueden aparecer importantes tensiones de membrana que se superponen con las flexiones

Las losas pueden diferenciarse por su forma de contorno poligonal o circular, macizas o con huecos, por disposición de los apoyos sean losas aisladas apoyadas en el contorno, losas en voladizo, losas continuas en una o dos direcciones, por el tipo de apoyos puntuales o lineales y por coacción en los apoyos (apoyo simple, empotramiento, sustentación elástica).

Cada losa puede, además, estar sometida a distintos tipos de cargas, como carga puntual, uniforme, triangular (paredes de depósitos), etc. Todos estos factores generan una gran variedad de problemas en las losas.

Figura #9 flexión.



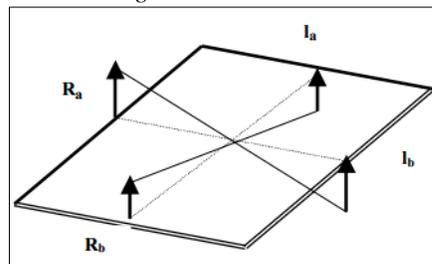
Fuente: Elaboración propia.

Para la determinación de los esfuerzos en losas en una o dos direcciones, se utiliza comúnmente el método de los coeficientes, que analizan las condiciones de borde de la losa y mediante tablas se obtiene un coeficiente que se aplicara al valor del momento negativo o positivo dando así el valor de momento último.

2.1.6.2 Cortante

Fuerza interna que desarrolla un cuerpo como respuesta a una fuerza cortante y que es tangencial a la superficie sobre la que actúa.

Figura #10 Cortante.



Fuente: Elaboración propia.

El esfuerzo cortante se define como la relación entre las cargas de valor igual a $F/2$ y el área y el área a través de la cual se produce el deslizamiento, donde la fuerza es paralela al área. El esfuerzo cortante (τ) ser calculado como:

Esfuerzo cortante = Cargas/Área donde se produce el deslizamiento

$$\tau = \frac{V}{A}$$

Dónde:

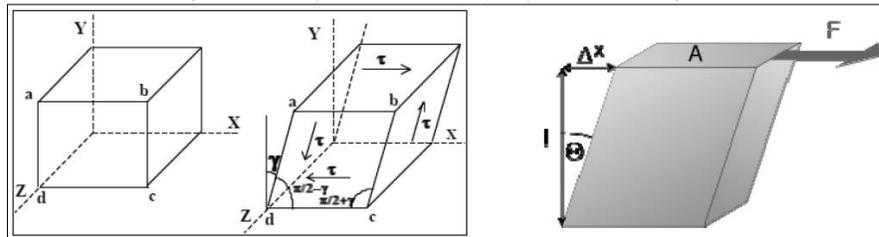
τ = esfuerzo cortante.

V= Es la fuerza que produce el esfuerzo cortante (F/2)

A= Es el área sometida a esfuerzo cortante.

Para tener una mejor idea de este concepto considérese que el elemento de material de dimensiones X, Y, Z que se presenta en la figura.

Figura #11 Esfuerzo cortante y deformación angular.



Fuente: Elaboración propia.

2.1.6.3 Fuerza Axial

Cuando un elemento recto de sección constante, se somete a un par de fuerzas axiales, F, aplicadas en el centroide de la sección transversal, se producen esfuerzos normales en todo el elemento. Bajo algunas condiciones adicionales (dadas más adelante), se dice que este elemento está sometido a carga axial, soportando un esfuerzo uniforme dado por:

$$S = \pm \frac{F}{A}$$

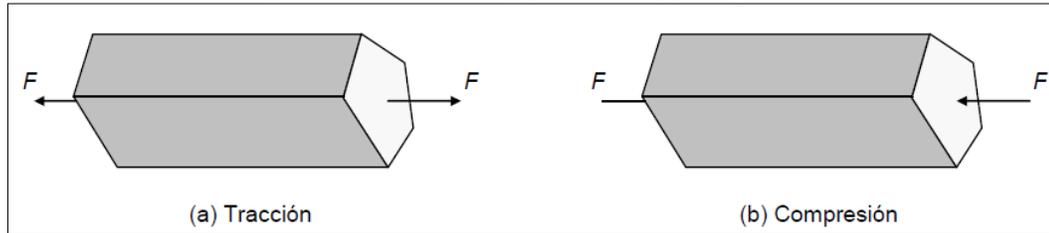
Dónde:

A= es el área de la sección transversal.

F= Fuerza axial paralela al eje de la barra.

El signo es positivo si el esfuerzo es de tracción, es decir, cuando la carga es de tracción. Se toma el signo negativo para esfuerzos de compresión, producidos al aplicar una carga de compresión

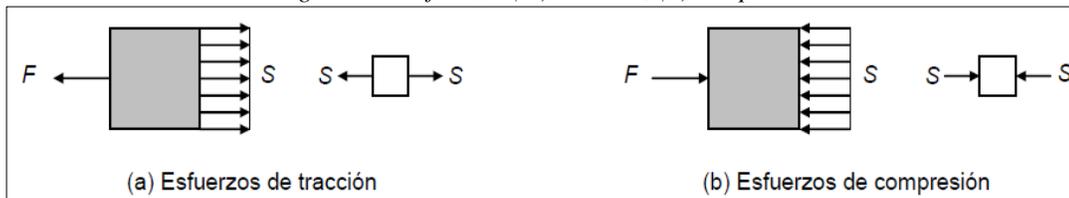
Figura #12 Fuerza axial (a) Tracción, (b) compresión.



Fuente: Elaboración propia.

Al hacer un corte en una sección cualquiera del elemento. Se obtiene una distribución uniforme de esfuerzos en dicha sección. El estado de esfuerzo en cualquier punto de la sección es un axial (sólo hay esfuerzo en una dirección).

Figura #13 Esfuerzos (a.)Tracción, (b) compresión.



Fuente: Elaboración propia.

2.1.7 Juntas en los tanques de concreto reforzado

Las juntas en el concreto de los tanques son discontinuidades en la construcción de un muro, una losa o una cubierta. Tienen por objeto la liberación de esfuerzos, tales como los ocasionados por los cambios de temperatura, esfuerzos que son una consecuencia de la contracción o de la dilatación que experimenta la estructura. Normalmente, el concreto experimenta pequeños cambios en sus dimensiones, como consecuencia de su exposición al ambiente o a causa de las cargas que se le imponen a la estructura. Suelen también ocurrir cambios de volumen en el concreto, que generalmente son provocados por la contracción o la expansión, como respuesta al flujo plástico (la fluencia), a los cambios de temperatura o a causa del contenido de humedad. Como resultado de estos cambios, el concreto experimenta movimientos en los extremos de los elementos estructurales, que pueden ser permanentes o temporales.

Si los movimientos de contracción se restringen excesivamente, se presentará el agrietamiento en el elemento estructural. La restricción del movimiento de expansión

puede tener por resultado la distorsión y el agrietamiento del elemento o la trituración de sus extremos, así como la transmisión de fuerzas no previstas a los apoyos de la estructura.

Una manera de reducir al mínimo estos efectos perjudiciales al funcionamiento de la estructura, es la de dotarla de juntas, en las cuales se asimilen los movimientos que experimenta dicha estructura. También es costumbre dejar juntas deliberadas en el concreto al quedar terminada una etapa de colado.

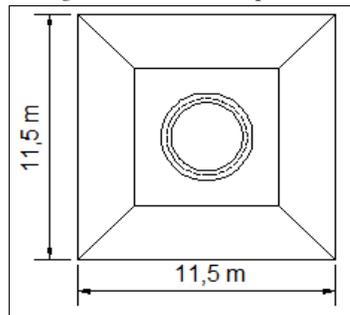
2.2 Geometría y ergonomía del tanque elevado tipo copa y sus elementos de encofrados

Las características geométricas del tanque elevado tipo copa ya están definidas, para el cual se procederá a nombrar cada elemento con sus dimensiones correspondientes, se entrara más a detalles en los elementos del encofrado del tanque elevado en cuestión.

2.2.1.1 Fundación (Zapata aislada)

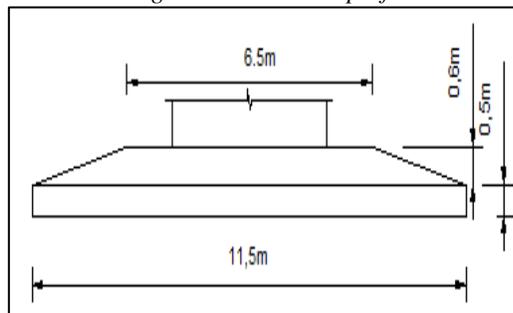
Se consideran zapatas aisladas por que son estructuras simples que soportan una sola columna. En nuestro caso es una zapata aislada cuadrada, cuya resistencia característica del hormigón a compresión es de $f'c = 35 \text{ Mpa}$ y La resistencia característica del acero a fluencia es de $f_y = 420 \text{ Mpa}$, su función es de soportar los esfuerzos a punzonamiento, corte por flexión, hundimiento, estabilidad general del conjunto del tanque elevado.

Figura #14 Vista en planta.



Fuente: Elaboración propia.

Figura #15 Vista en perfil



Fuente: Elaboración propia.

2.2.1.2 Fuste cilíndrico

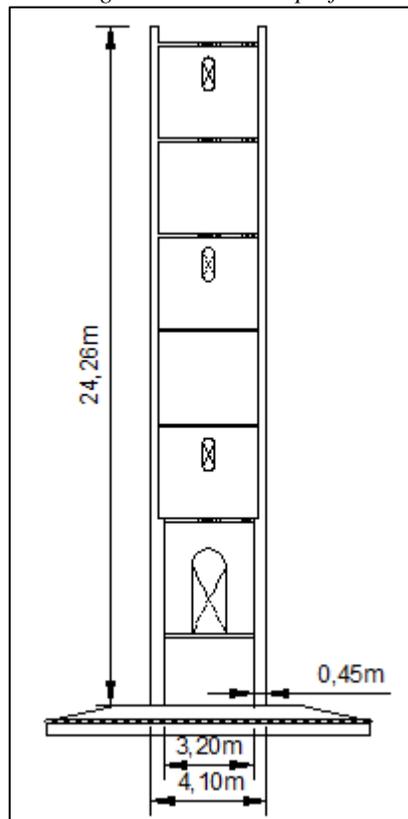
Parte de una columna o pilar comprendida entre la base y el capitel.

Es un elemento del tanque que soporta las cargas vivas y muertas del vaso del tanque y lo transmite a la zapata y esta al terreno de fundación.

La resistencia característica del hormigón a compresión es de $f'c = 35$ Mpa.

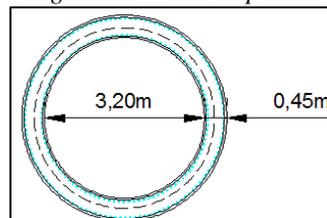
La resistencia característica del acero a fluencia es de $fy = 420$ Mpa.

Figura #16 Vista en perfil



Fuente: Elaboración propia.

Figura #17 Vista en planta.

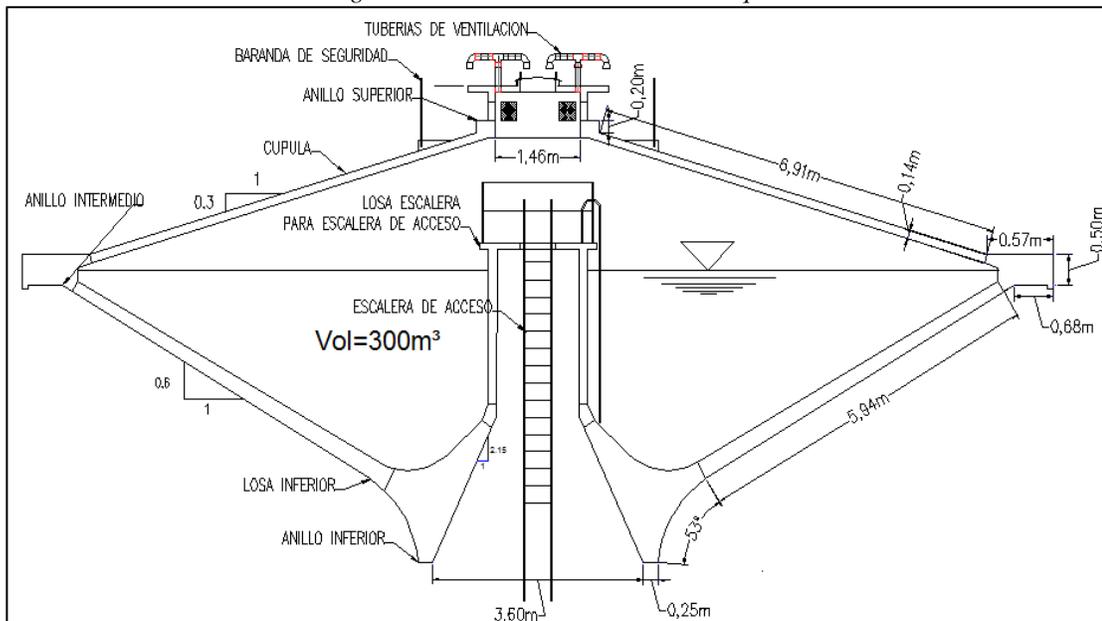


Fuente: Elaboración propia.

2.2.1.3 Vaso del tanque

Reservorio circular que ha de contener el agua para el cual fue concebido, a su vez está compuesto por un anillo superior, anillo intermedio, anillo inferior, cúpula o losa superior, losa inferior, tuberías de ventilación, losa para escalera de acceso y escalera de acceso. Las características geométricas del vaso de tanque son del tipo copa. La resistencia característica del hormigón a compresión es de $f'c = 35$ Mpa y la resistencia característica del acero a fluencia es de $f_y = 420$ Mpa.

Figura #18 Elementos del vaso del tanque

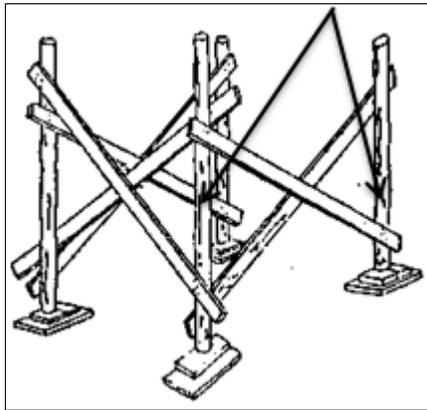


Fuente: Elaboración propia.

2.2.2 Puntales

Son elementos que sustentan los encofrados y cuya función es la de servirles de apoyo y recibir las cargas por el propio peso de los moldes, así como también las producidas por el concreto que posteriormente ha de vaciarse. Por lo expuesto, puede apreciarse la gran importancia que tiene para el encofrador, conocer los diferentes tipos de puntales adecuado para cada caso como también los sistemas, técnicas y normas que rigen para su construcción y montaje.

Figura #19 puntales

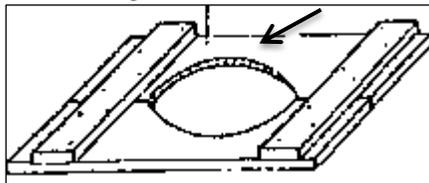


Fuente: Elaboración propia.

2.2.3 Camones

Son aquellos elementos que forman los cepos para columnas circulares u otros encofrados, se componen de dos tablas ensambladas por medio de traviesas. No son elementos de resistencia.

Figura #20 Camones.

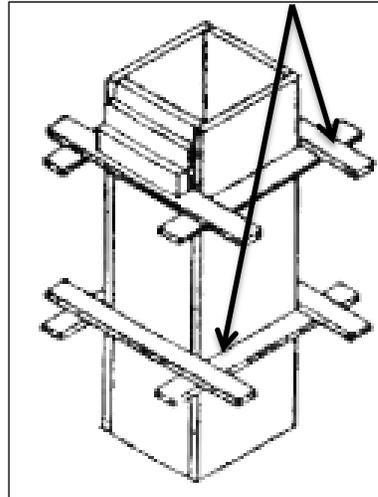


Fuente: Elaboración propia.

2.2.4 Cepo

Son elementos de madera colocados en el encofrado de columnas y otros elementos similares con la finalidad de reforzarlos.

Figura #21 Cepo.

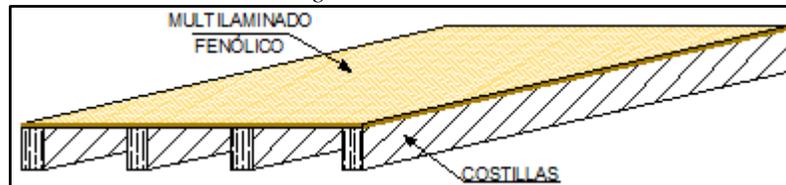


Fuente: Elaboración propia.

2.2.5 Costillas

Son aquellos elementos formados por listones colocados en forma vertical u horizontal que permiten que los tableros sean clavados sobre ellos, dándoles una mayor rigidez al encofrado.

Figura #22 Costillas.



Fuente: Elaboración propia.

2.2.6 Multilaminado fenólico

Tablero contrachapado de uso exterior, el cual se caracteriza por su gran resistencia a la humedad, estabilidad y solidez lo cual permite su utilización en una amplia gama de aplicaciones constructivas de tipo estructural.

Las resinas fenólicas (Cola marina) utilizadas como adhesivos en la elaboración del Multilaminado fenólico permiten resistir adecuadamente los efectos tanto del clima como la de las humedades más altas.

Para multiplicar su uso como madera de encofrados, se recomienda proteger la cara expuesta al hormigón con un rendimiento de aceite de linaza o similares, que aseguren su durabilidad.

Figura #23 Multilaminado fenólico.

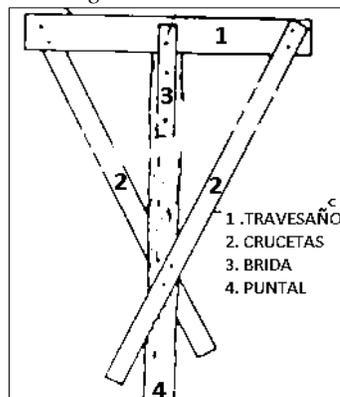


Fuente: Elaboración propia.

2.2.7 Muletas

Son puntales con travesaños en su parte superior y dos crucetas que lo refuerzan. Son elementos donde se apoya el encofrado de una viga, destinados a soportar el peso del concreto. Se utilizan en vigas livianas.

Figura #24 Muletas.

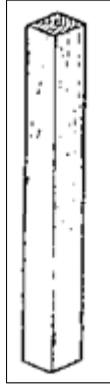


Fuente: Elaboración propia.

2.2.8 Cuartones

Elementos de madera más robustos que los listones, aserrados en forma cuadrada y diferentes escuadrías.

Figura #25 cuartones.

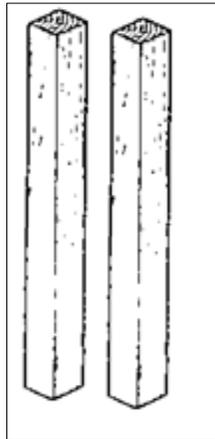


Fuente: Elaboración propia.

2.2.9 Listones

Elementos de madera aserrados en forma rectangular y diferentes escuadrías.

Figura #26 Listones.

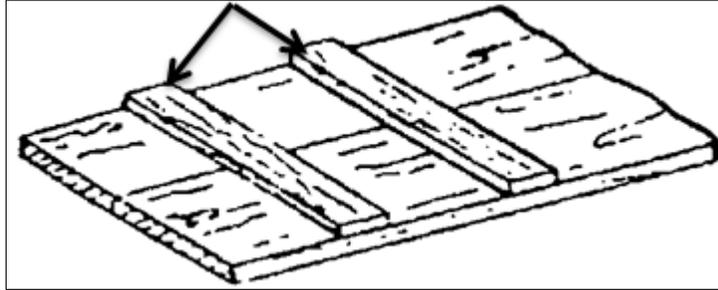


Fuente: Elaboración propia.

2.2.10 Traviesas

Son aquellos elementos que impiden que se deformen los tableros y sirven para el ensamblado de estos. En algunos casos sirven de apoyo a las vigas.

Figura #27 Traviesas



Fuente: Elaboración propia.

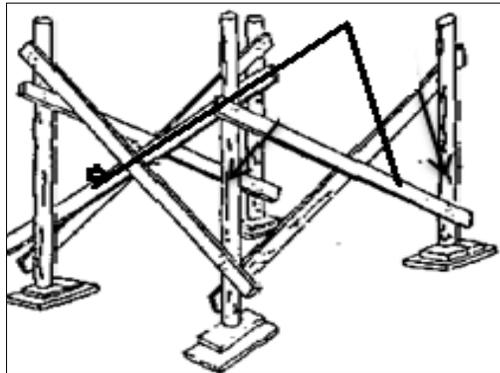
2.2.11 Riostras

Este va en función del diámetro y altura de los puntales que se estén utilizando.

Su función es la de disminuir la luz libre y el desplazamiento lateral del puntal, aumentando de esta manera la resistencia del mismo.

Existen dos formas de arriostrar los puntales, una es en forma de “X” conocida como “Cruces de San Andrés” que impide el movimiento lateral. Otra en forma horizontal, colocando las riostras perpendiculares entre sí, que disminuye la luz libre del elemento.

Figura #28 Riostras.

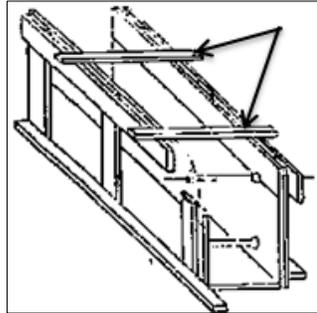


Fuente: Elaboración propia.

2.2.12 Codales

Son piezas destinadas a garantizar la separación correcta entre los tableros de encofrados. Son fabricados en plástico, metal. Van colocados en el interior de los tableros y quedan atrapados por el concreto una vez que este es vaciado.

Figura #29 Codales.



Fuente: Elaboración propia.

2.3 Materiales

2.3.1 Hormigón

Es la mezcla de varios elementos mediante la cual se obtiene como resultado un elemento muy cercano a una roca artificial, los materiales que en el concreto se involucran son gravas, cemento, arena y agua. Las gravas y las arenas constituyen el cuerpo del concreto y el agua y el cemento son componentes que químicamente reaccionan creando un efecto de aglomeración de todos los demás materiales participante en esta mezcla y creando de esta forma una masa sólida.

Esta mezcla se vierte en formaletas que tiene como fin moldear la masa formada con la mezcla descrita en el párrafo anterior, el agua que se debe emplear en un concreto no es únicamente la necesaria para que el cemento reaccione químicamente sino que debe aplicársele una dosificación correcta para que la relación entre agua y cemento sea la correcta tanto para que el concreto alcance su capacidad compresiva como para que la mezcla sea trabajable y al ser vertida en las formaletas tenga la capacidad de adaptarse a su forma y poder rodear el acero que se encontrara embebido en este tipo de estructuras.

La resistencia característica del hormigón a compresión es de $f'c = 35$ Mpa.

2.3.2 Acero

Debido a que el concreto aunque presenta grandes capacidades de resistencia compresiva se ha determinado que sus características mecánicas no son iguales ante esfuerzos de tensión, además que debido a su gran rigidez este material se considera altamente frágil, estas características son las que limitan el empleo del concreto en todo tipo de estructuras. En el caso de los sistemas de escaleras se ha determinado que son sistemas a los cuales se les inducen esfuerzos flexionantes que incurren en una combinación de esfuerzos compresivos y tensionantes en sus fibras internas, es por ello que se emplean el acero de refuerzo ya que este es un material dúctil que tiene gran capacidad de resistir esfuerzos tensionantes y en combinación con el concreto permiten a los elementos estructurales ser empleados en sitios en los que la capacidad portante del elemento se expone al máximo. La resistencia característica del acero a fluencia es de $f_y = 420 \text{ Mpa}$.

2.3.3 Madera

La madera es un material de construcción, notable por su belleza y por su facilidad de empleo. Tiene una larga historia de uso con fines estructurales. La deforestación con propósito agrícola causó la pérdida de los bosques primigenios, principalmente desaparecieron una gran cantidad de maderas duras. Desde la colonia se inició la construcción con madera. La industria de la madera sigue siendo en la actualidad un recurso importante en la construcción de viviendas y en las cimbras para concreto, la madera se usa como producto industrial y recibe un considerable tratamiento previo a su empleo.

2.3.3.1 Densidad y Peso específico

La relación que existe entre la masa y el volumen de un cuerpo se llama densidad. Por costumbre cuando se usa el sistema métrico se toma la masa como el peso del cuerpo. El peso de la madera es la suma del peso de parte sólida más el peso del agua. El volumen de la madera es constante cuando están en el estado verde, el volumen disminuye cuando el contenido de humedad es menor que el punto de saturación de las fibras y vuelve a ser constante cuando se ha alcanzado el estado

anhidro o seco al horno. Se pueden distinguir en consecuencia cuatro densidades para una misma muestra de madera: Densidad verde, seca al aire, anhidra y básica.

El peso específico es la relación entre el peso de la madera, a un determinado contenido de humedad, y el peso del volumen de agua desplazado por el volumen de la madera. Considerando que el agua tiene densidad igual a 1 puede decidirse que la relación entre la densidad de la madera dividida entre la densidad del agua igualan a su peso específico. En el sistema métrico la densidad y el peso específico tienen el mismo valor.

Según el Manual de Diseño en Maderas del Grupo Andino, las maderas se clasifican en los siguientes grupos:

- GRUPO A $\rightarrow \gamma \cong (750 - 850) \text{ k/m}^3$.
- GRUPO B $\rightarrow \gamma \cong (700 - 750) \text{ k/m}^3$.
- GRUPO C $\rightarrow \gamma \cong (600 - 750) \text{ k/m}^3$.

2.3.3.2 Contracción e Hinchamiento

La madera cambia de volumen según la humedad que contiene. Cuando pierde agua, se contrae o merma, siendo mínima en la dirección axial o de las fibras, no pasa del 0.8 por ciento; de 1 a 7.8 por ciento, en dirección radial, y de 5 a 11.5 por ciento, en la tangencial.

La contracción es mayor en la albura que en el corazón, originando tensiones por desecación que agrietan y alabean la madera.

El hinchamiento se produce cuando absorbe humedad. La madera sumergida aumenta poco de volumen en sentido axial o de las fibras, y de un 2.5 al 6 por ciento en sentido perpendicular; pero en peso, el aumento oscila del 50 al 150 por ciento. La madera aumenta de volumen hasta el punto de saturación (20 a 25 por ciento de agua), y a partir de él no aumenta más de volumen, aunque siga absorbiendo agua. Hay que tener muy presente estas variaciones de volumen en las piezas que hayan de estar sometidas a oscilaciones de sequedad y humedad, dejando espacios necesarios para que los empujes que se produzcan no comprometan la estabilidad de la obra.

2.3.3.3 Dureza

La dureza de la madera es la resistencia que opone al desgaste, rayado, clavado, etc. Depende de su densidad, edad, estructura y si se trabaja en sentido de sus fibras o en el perpendicular. Cuanta más vieja y dura es, mayor la resistencia que opone. La madera de corazón tiene mayor resistencia que la de albura: la crecida lentamente obtiene una mayor resistencia que la madera que crece de prisa.

En nuestro medio la comercialización de la madera estructural se realiza según su dureza, y se clasifican en:

- (a) Duras: almendrillo, quebracho, verdolago.
- (b) Semiduras; palo maría, yesquero, jororí, palo román.
- (c) Blandas: ochoó.

2.3.3.4 Hendibilidad

Se llama también facilidad a la raja y es la aptitud de las maderas a dividirse en el sentido longitudinal bajo la acción de una cuña. El rajado es más fácil, en sentido de los radios.

Como madera muy hendible se acostumbra citar el castaño, como madera hendible, el roble, y como madera poco hendible, el carpe.

2.3.3.5 Conductividad

La madera seca es mala conductora del calor y electricidad, no así cuando está húmeda.

La conductividad es mayor en el sentido longitudinal que en radial o transversal, y más en las maderas pesadas que en las ligeras o porosas, por lo cual se emplean como aisladores térmicos en las paredes.

2.3.3.6 Dilatación térmica

El coeficiente de dilatación lineal de la madera es muy pequeño, pudiendo ser despreciado.

2.3.3.7 Métodos de Diseño

Actualmente se utilizan 2 métodos principales de diseño que son:

2.3.3.7.1 El método tradicional

Que se conoce como diseño por esfuerzos de trabajo admisibles. En este método se utilizan relaciones básicas derivadas de la teoría clásica del comportamiento elástico de los materiales; la adecuación o seguridad de los diseños se mide al comparar con respecto a dos límites principales: un aceptable para el esfuerzo máximo y un nivel tolerable para el alcance de la deformación. Estos límites se calculan tal como se presentan en respuestas a las cargas de servicio; es decir a las cargas producidas por las condiciones de uso normal de la estructura, los movimientos tolerables se llamaban deflexiones admisibles, alargamiento admisible, etc. En esencia el método de los esfuerzos de trabajo consiste en diseñar una estructura para trabajar a algún porcentaje apropiado establecido de su capacidad total. Sin embargo lo que es verdaderamente apropiado como una condición de trabajo tiene mucho de especulación teórica.

Con el objeto de establecer en forma convincente ambos límites de esfuerzo y deformación, fue necesario ejecutar ensayos de estructuras reales.

Este método de diseño constituye en su mayoría a los reglamentos de diseño, y en especial el Manual de diseño para maderas del Grupo Andino, la cual es la que se usa en nuestro medio.

2.3.3.7.2 Método de la resistencia o LRFD

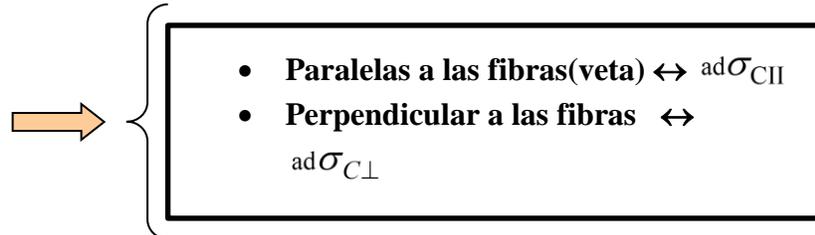
En el cual se usan **límites de falla** para el trabajo de diseño. El método de la resistencia consiste en **diseñar una estructura para fallar**, pero para una condición de carga más allá de lo que debería experimentar durante su uso. Una razón principal para favorecer los métodos de resistencia es que la falla de una estructura se demuestra con relativa facilidad mediante pruebas físicas.

2.3.3.8 Esfuerzos que resiste la madera

La acción de las cargas somete a las maderas a los siguientes esfuerzos:

2.3.3.8.1 Compresión

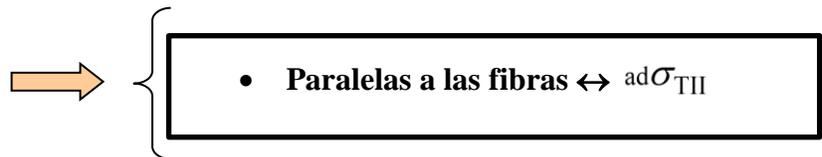
Este esfuerzo se produce cuando una fuerza tiende a comprimir o aplastar un miembro. Este esfuerzo se presenta en las columnas de edificaciones, así como en algunas barras que conforman distintos tipos de armaduras.



2.3.3.8.2 Tracción

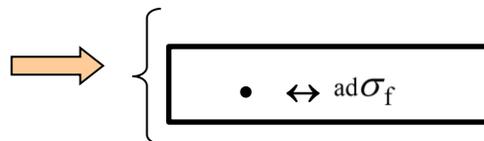
Es un esfuerzo que se produce cuando una fuerza tiende a estirar o alargar un miembro. La cuerda inferior y ciertas almas de miembros de armaduras y cables atirantados trabajan a tracción. Si se conoce la fuerza total de tracción axial (denotado por P) en un miembro, así como el área de su sección transversal (denotado por A), el esfuerzo unitario de tracción se encuentra a partir de la fórmula básica del esfuerzo directo:

$$\sigma_T = \frac{P}{A}$$



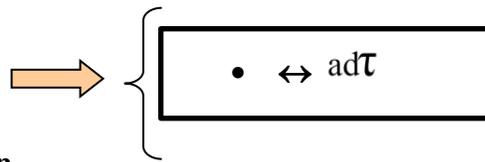
2.3.3.8.3 Flexión

Este tipo de esfuerzo por lo común se genera por la aplicación de momentos llamados momentos flexionantes (sobre todo en vigas), produciendo esfuerzos flexionantes (tanto de compresión como de tracción).



2.3.3.8.4 Corte

Se produce un esfuerzo cortante cuando dos fuerzas iguales, paralelas y de sentido contrario tienden a hacer resbalar, una sobre otra, las superficies contiguas del miembro. Este esfuerzo que es muy común se presenta en la mayoría de los elementos estructurales, y por ejemplo en vigas cabe señalar que existen 2 tipos de esfuerzo cortante, el vertical y el horizontal; y por lo general las fallas por cortante en vigas de madera se deben al esfuerzo cortante horizontal, y no al vertical.



2.3.3.8.5 Deformación

La deformación es el cambio de tamaño o forma que siempre sufre un cuerpo que está sometido a una fuerza. Cuando las fuerzas son de compresión y de tracción axial, las deformaciones son acortamientos o alargamientos, respectivamente. Cuando una fuerza actúa en un miembro flexionándolo (como lo hacen las cargas en las vigas), la deformación se llama flecha.

A diagram consisting of an orange arrow pointing to the right, which is enclosed in a large curly bracket. To the right of the arrow, inside the bracket, is a rectangular box with a black border. Inside this box, the text reads: \leftrightarrow **Flechas**; este fenómeno en las maderas es extremadamente peligroso, las flechas admisibles dependen del grupo de las maderas:

- Grupo A $\leftrightarrow adf \cong \frac{L \text{ (cm)}}{250 - 300}$
- Grupo B $\leftrightarrow adf \cong \frac{L \text{ (cm)}}{225 - 275}$
- Grupo C \leftrightarrow No debe utilizarse para resistir cargas (sólo para estructuras provisionales).

2.4 Cargas

Las cargas a considerarse para la optimización de encofrado de tanques elevados tipo copa son las siguientes.

2.4.1 Carga muerta

Son cargas que permanecerán activas en todo el proceso de encofrado.

2.4.1.1 Peso propio hormigón

Es una carga muerta que está en función a las propiedades del hormigón y la geometría de un determinado elemento de la estructura del tanque.

2.4.1.2 Peso propio del encofrado

Peso propio del encofrado que afecta a diferentes elementos de soporte y son cargas que están en función a las propiedades geométricas y físico-químicas del elemento.

2.4.2 Cargas vivas

Son Cargas que estarán activas un determinado tiempo en el encofrado y que luego desaparecen.

2.4.2.1 Cargas de viento

Cargas accidentales que actuaran en solo sentido del tanque, en dirección horizontal.

2.4.2.2 Cargas de impacto

Cargas accidentales que aparecen al momento del vertido del hormigón en los encofrados, estos dependen mucho de la altura de vertido del hormigón.

2.4.2.3 Sobrecarga de uso

Cargas del personal de trabajo de servicio y mantenimiento, especialmente para operaciones de limpieza en fachadas.

2.4.2.4 Combinaciones de cargas

2.4.2.4.1 Según normativa ACI

De acuerdo al apartado “9.2 Resistencia requerida” la combinación de cargas es:

$$U = 1.2 * D + 1.6 * L$$

Dónde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

U: Resistencia requerida para cargas mayoradas

2.5 Métodos de cálculos

2.5.1 El método tradicional

Que se conoce como diseño por esfuerzos de trabajo admisibles. En este método se utilizan relaciones básicas derivadas de la teoría clásica del comportamiento elástico de los materiales; la adecuación o seguridad de los diseños se mide al comparar con respecto a dos límites principales: un aceptable para el esfuerzo máximo y un nivel tolerable para el alcance de la deformación. Estos límites se calculan tal como se presentan en respuestas a las cargas de servicio; es decir a las cargas producidas por las condiciones de uso normal de la estructura, los movimientos tolerables se llamaban deflexiones admisibles, alargamiento admisible, etc. En esencia el método de los esfuerzos de trabajo consiste en diseñar una estructura para trabajar a algún porcentaje apropiado establecido de su capacidad total. Sin embargo lo que es verdaderamente apropiado como una condición de trabajo tiene mucho de especulación teórica.

Con el objeto de establecer en forma convincente ambos límites de esfuerzo y deformación, fue necesario ejecutar ensayos de estructuras reales.

Este método de diseño constituye en su mayoría a los reglamentos de diseño, y en especial el **Manual de diseño para maderas del Grupo Andino**, la cual es la que se usa en nuestro medio.

2.5.2 Método de la resistencia o LRFD

En el cual se usan **límites de falla** para el trabajo de diseño. El método de la resistencia consiste en **diseñar una estructura para fallar**, pero para una condición de carga más allá de lo que debería experimentar durante su uso. Una razón principal para favorecer los métodos de resistencia es que la falla de una estructura se demuestra con relativa facilidad mediante pruebas físicas.

2.6 Cálculo estructural

2.6.1 Diseño de elementos sometidos a compresión

Se entiende como miembros a compresión a aquellos elementos que se encuentran principalmente solicitados por cargas de compresión, como columnas y entramados; pero en general un elemento estructural es solicitado por más de un tipo de esfuerzo, por lo que en la realidad casi todas las columnas estructurales trabajan a compresión y flexión combinadas (flexo-compresión).

Las columnas son elementos donde las cargas principales actúan paralelas al eje del elemento, y por lo tanto trabaja principalmente a compresión; cuya longitud es varias veces mayor que su dimensión lateral más pequeña. El esfuerzo de compresión es muy peligroso en este tipo de elemento estructural, por la presencia de pandeo, que es una falla por inestabilidad.

El tipo de columna que se usa con mayor frecuencia es la columna sólida sencilla, que consiste en una sola pieza de madera, cuya sección transversal es cuadrada u oblonga.

Las columnas sólidas de sección transversal circular son usadas con menos frecuencia. Una columna formada por varios miembros es un ensamble de dos o más miembros cuyos ejes longitudinales son paralelos; se impide que se toquen los elementos mediante unos bloques separadores colocados en los extremos y punto medio de su longitud.

Otros tipos de columnas son las llamadas columnas compuestas, que están conectadas mediante sujetadores mecánicos. Los pie-derechos en marcos ligeros de madera y en entramados también son columnas.

En el procedimiento de diseño del “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino” de deben de seguir los siguientes pasos:

2.6.1.1 Esbeltez

En estructuras de madera la esbeltez de una columna maciza simple aislada es la relación entre la longitud efectiva y la dimensión del lado menor de su sección transversal (para columnas rectangulares; tomar el diámetro si fuese columna redonda), expresada en ecuación sería:

$$\lambda = \frac{L_{ef}}{d}$$

Dónde:

L_{ef} : longitud efectiva de la columna

d : Lado menor de la columna

Cuando se tenga una columna rectangular donde la longitud efectiva varié en sus dos direcciones (de su sección transversal), se debe calcular la esbeltez para ambas direcciones, y se debe usar para el diseño la esbeltez que sea **mayor**. La esbeltez para columnas macizas simples está limitada a $\lambda = 50$; para columnas formadas por varios miembros la esbeltez está limitada a $\lambda = 80$.

2.6.1.1.1 Clasificación de las columnas según su esbeltez

Según el “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino” (Pág. 9-5) se clasifica a las columnas macizas simples en función a su esbeltez en:

Tabla#1 clasificación de la esbeltez.

CLASIFICACIÓN	ESBELTEZ
➤ Columnas Cortas :	$\lambda < 10$
➤ Columnas Intermedias :	$10 < \lambda < C_k$
Dónde:	$C_k = 0.7025 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$
➤ Columnas Largas :	$C_k < \lambda < 50$
¡NO DEBEN UTILIZARSE COMO COLUMNAS MACIZAS SIMPLES, ELEMENTOS CUYA ESBELTEZ SEA MAYOR QUE 50!	
Ref.: PAG 9-5 del Manual Para Diseño para Maderas Del Grupo Andino	

De la anterior tabla C_k es la relación de esbeltez para la cual la columna, considerada como columna larga, tiene una carga admisible igual a dos tercios de la carga de aplastamiento: $2/3Af_c$, donde A es la sección transversal y f_c es el esfuerzo admisible máximo a compresión paralela a las fibras. Los valores de C_k para cada uno de los tres grupos estructurales se presentan a continuación.

Tabla# 2 esfuerzo admisible máximo a compresión paralela.

GRUPO	COMPRESIÓN PARALELA f_c	TRACCIÓN PARALELA f_t	FLEXIÓN f_m
A	145	145	210
B	110	105	150
C	80	75	100

Ref.: TABLA 9.2 DE Pág. 9-6 del Manual Para Diseño De Maderas Del Grupo Andino

Para el diseño de columnas se debe usar los valores de módulo de elasticidad $E_{0.05}$ que es el modulo mínimo, que según el manual de diseño en maderas del grupo andino, corresponde a una probabilidad de hasta 5% que el módulo de elasticidad este por

debajo del valor considerado; esto para el grupo estructural de madera elegido para conformar el elemento. Para el diseño de *pie-derechos* para entramados, se debe usar el valor de E_{promedio} , el cual es mayor que $E_{0.05}$, debido a que en un entramado los elementos actúan de una manera más solidaria, garantizando así la seguridad.

A continuación se muestran los valores de módulo de elasticidad según su grupo estructural:

Tabla#3: módulo de elasticidad (kg/cm²)

GRUPO	$E_{0.05}$	E_{promedio}
A	95,000	130,000
B	75,000	100,000
C	55,000	90,000

Fuente: manual para el diseño de madera del grupo andino.

2.6.1.2 Capacidad de carga para columnas sometidas a compresión (carga admisible a compresión)

Según el “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino” la capacidad de carga varía de acuerdo a la clasificación realizada en función de su esbeltez.

2.6.1.2.1 Para Columnas Cortas.

La carga admisible a compresión se calcula como:

$$N_{\text{adm}} = f_c \cdot A$$

Dónde:

A: área de la sección transversal

f_c : esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a la fibra.

N_{adm} : carga axial máxima admisible.

2.6.1.2.2 Para Columnas Intermedias

La carga admisible a compresión se calcula como:

$$N_{adm} = f_c \cdot A \left[1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right]$$

Dónde:

A: área de la sección transversal

f_c: esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a la fibra

λ : esbeltez del elemento (considerar solo la mayor).

C_k: relación de esbeltez

N_{adm}: carga axial máxima admisible.

2.6.1.2.3 Para Columnas Largas

La carga admisible a compresión se calcula como:

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * A}{\lambda^2}$$

Dónde:

A: área de la sección transversal

λ : esbeltez del elemento (considerar solo la mayor).

E: módulo de elasticidad

N_{adm}: carga axial máxima admisible.

2.6.1.3 Capacidad de carga para columnas sometidas a flexo compresión

Los elementos sometidos a flexo compresión deben diseñarse para cumplir la siguiente relación.

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m \cdot |M|}{Z \cdot f_m} < 1$$

N: Carga axial solicitante

N_{adm}: Es la carga axial admisible

k_m: es un factor de magnificación de momentos debido a la presencia de carga axial

M: momento flector máximo en el elemento (en valor absoluto)

Z: módulo de la sección transversal con respecto al eje del cual se produce la flexión

f_m: Esfuerzo admisible en flexión.

Los valores de **N** y **|M|** son conocidos (hallados del análisis de esfuerzos). El valor de **N_{adm}** se halla de la misma manera que para columnas sometidas a compresión.

El valor del factor de amplificación de momentos **k_m** se halla con la ecuación:

$$k_m = \frac{1}{1 - 1,5 \cdot \frac{N}{N_{cr}}}$$

Dónde: **N_{cr}** es la carga crítica de Euler en la dirección en que se aplican los momentos de flexión. La carga crítica de Euler se halla con la ecuación:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{ef}^2}$$

2.6.2 Diseño de elementos sometidos a flexión

Una viga es un elemento estructural que resiste cargas transversales. Generalmente, las cargas actúan en ángulo recto con respecto al eje longitudinal de la viga. Las cargas aplicadas sobre una viga tienden a flexionarla y se dice que el elemento se encuentra a flexión. Por lo común, los apoyos de las vigas se encuentran en los extremos o cerca de ellos y las fuerzas de apoyo hacia arriba se denominan reacciones.

2.6.2.1 Propiedades de las secciones

Además de la resistencia de la madera, caracterizada por los esfuerzos unitarios admisibles, el comportamiento de un miembro estructural también depende de las dimensiones y la forma de su sección transversal, estos dos factores se consideran dentro de las propiedades de la sección.

2.6.2.1.1 Centroide

El centro de gravedad de un sólido es un punto imaginario en el cual se considera que todo su peso está concentrado o el punto a través del cual pasa la resultante de su peso. El punto en un área plana que corresponde al centro de gravedad de una placa muy delgada que tiene las mismas áreas y forma se conoce como el centroide del área.

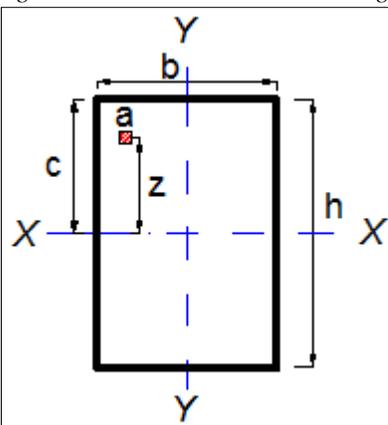
Cuando una viga se flexiona debido a una carga aplicada, las fibras por encima de un cierto plano en la viga trabajan en compresión y aquellas por debajo de este plano, a tensión. Este plano se conoce como la superficie neutra. La intersección de la superficie neutra y la sección transversal de la viga se conoce como el eje neutro.

2.6.2.1.2 Momento de inercia

En la figura 30 se ilustra una sección rectangular de ancho b y alto h con el eje horizontal $X-X$ que pasa por su centroide a una distancia $c = h/2$ a partir de la cara superior. En la sección, a representa un área infinitamente pequeña a una distancia z del eje $X-X$. Si se multiplica esta área infinitesimal por el cuadrado de su distancia al eje, se obtiene la cantidad $(a \times z^2)$. El área completa de la sección estará constituida por un número infinito de estas pequeñas áreas elementales a diferentes distancias por arriba y por debajo del eje $X-X$.

Entonces, el momento de inercia se define como la suma de los productos que se obtienen al multiplicar todas las áreas infinitamente pequeñas por el cuadrado de sus distancias a un eje.

Figura#30 sección transversal de viga



Fuente: Pag. 26 Diseño de vigas "U.M.S.S."

Los dos ejes principales de la figura son $X-X$ y $Y-Y$, pasan por el centroide de la sección rectangular, con respecto a un eje que pasa por el centroide y es paralelo a la base es $I_{X-X} = bh^3/12$, con respecto al eje vertical, la expresión sería $I_{Y-Y} = hb^3/12$.

2.6.2.1.3 Radio de Giro

Esta propiedad de la sección transversal de un miembro estructural está relacionada con el diseño de miembros sujetos a compresión. Depende de las dimensiones y de la forma geométrica de la sección y es un índice de la rigidez de la sección cuando se usa como columna.

Donde I es el momento de inercia y A el área de la sección. Se expresa en centímetros porque el momento de inercia está en centímetros a la cuarta potencia y el área de la sección transversal está en centímetros cuadrados. El radio de giro no se usa tan ampliamente en el diseño de madera estructural como en el diseño de acero estructural. Para las secciones rectangulares que se emplean comúnmente en las columnas de madera, es más conveniente sustituir el radio de giro por la dimensión lateral mínima en los procesos de diseño de columnas.

2.6.2.2 Deflexiones admisibles

Se llama flecha o deflexión a la deformación que acompaña a la flexión de una viga, vigueta o entablado. La flecha se presenta en algún grado en todas las vigas, y el ingeniero debe cuidar que la flecha no exceda ciertos límites establecidos. Es importante entender que una viga puede ser adecuada para soportar la carga impuesta sin exceder el esfuerzo flexionante admisible, pero al mismo tiempo la curvatura puede ser tan grande que aparezcan grietas en los cielos rasos suspendidos revestidos, que acumule agua en las depresiones de las azoteas, dificulte la colocación de paneles prefabricados, puertas o ventanas, o bien impida el buen funcionamiento de estos elementos.

Las deflexiones deben calcularse para los siguientes casos:

Combinación más desfavorable de cargas permanentes y sobrecargas de servicio.

Sobrecargas de servicio actuando solas.

Se recomienda que para construcciones residenciales estas no excedan los límites indicados en la siguiente Tabla:

Tabla#4 Deflexiones máximas admisibles

Carga Actuante	(a) con cielo raso de yeso	(b) sin cielo raso de yeso
Cargas permanentes + sobrecargas	L/300	L/250
Sobrecarga	L/350	L/350

Fuente: TABLA 8.1 de Pág. 8-3 del “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

L es la luz entre caras de apoyos o la distancia de la cara del apoyo al extremo, en el caso de volados. Los valores indicados en la columna (a) deben ser utilizados cuando se tengan cielos rasos de yeso u otros acabados que pudieran ser afectados por las deformaciones: en otros casos deben utilizarse los valores de la columna (b).

Aunque las consideraciones para definir la flecha pueden ser importantes, la determinación precisa de la flecha es un objetivo inalcanzable por las siguientes razones:

- La determinación de las cargas siempre incluye algún grado de aproximación.
- El módulo de elasticidad de cualquier pieza individual de madera siempre es un valor aproximado.
- Existen diferentes restricciones en la deformación estructural debido a la distribución de cargas, resistencias en las uniones, rigidez debida a elementos no estructurales de la construcción, etc.

Las deflexiones en vigas deben ser calculadas con el módulo de elasticidad E_{\min} del grupo de la madera estructural especificado.

Para entablados debe utilizarse el E_{promedio} , las deflexiones en viguetas y elementos similares pueden también determinarse con el E_{promedio} , siempre y cuando se tengan por lo menos cuatro elementos similares, y sea posible una redistribución de la carga.

Tabla#5Módulo de elasticidad (kg/cm^2)

	GRUPO A	GRUPO B	GRUPO C
$E_{\text{mínimo}}$	95,000	75,000	55,000
E_{promedio}	130,000	100,000	90,000

Fuente: TABLA 8.2 de Pág. 8-3 del “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

2.6.2.3 Requisitos de resistencia

2.6.2.3.1 Flexión

El momento flexionante es una medida de la tendencia de las fuerzas externas que actúan sobre una viga, para deformarla. Ahora se considerará la acción dentro de la viga que resiste flexión y que se llama *momento resistente*.

Para cualquier tipo de viga se puede calcular el momento flexionante máximo generado por la carga. Si se desea diseñar una viga para resistir esta carga, se debe seleccionar un miembro con una sección transversal de forma, área y material tales, que sea capaz de producir un momento resistente igual momento flexionante máximo; lo anterior se logra usando la fórmula de la *flexión*.

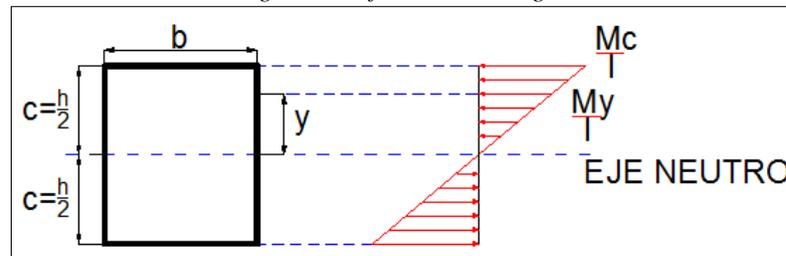
Por lo común la fórmula de la flexión se escribe como:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I}$$

Donde el tamaño y la forma de la sección transversal están representados por la inercia (I) y el material del cual está hecha la viga está representado por σ , la distancia del plano neutro a cualquier fibra de la sección esta representa por “y”, el esfuerzo en la fibra más alejada del eje neutro se le llama *esfuerzo de la fibra extrema* (c).

Para vigas rectangulares:

Figura#31 Esfuerzos en la viga.



Fuente: Elaboración propia.

Sustituyendo los datos para una viga rectangular y para obtener el esfuerzo de la fibra extrema tendremos:

$$\sigma = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{M \cdot \frac{h}{2}}{\frac{b \cdot h^3}{12}}$$



$$\sigma_f = \frac{6 \cdot M_{\max}}{b \cdot h^2}$$

Los esfuerzos de compresión y de tensión producidos por flexión (σ), que actúan sobre la sección transversal de la viga, no deben exceder el esfuerzo admisible, f_m , para el grupo de madera especificado.

Tabla#6 Esfuerzo máximo admisible en flexión, f_m (kg/cm²)

GRUPO A	210
GRUPO B	150
GRUPO C	100

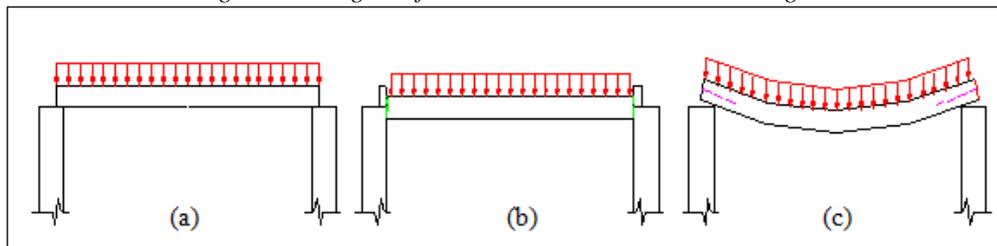
Fuente: TABLA 8.3 de Pág. 8-4 del "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino"

Estos esfuerzos pueden incrementarse en un 10% al diseñar entablados o viguetas si hay una acción de conjunto garantizada.

2.6.3 Diseño de elementos sometidos a corte

Se produce un *esfuerzo cortante* cuando dos fuerzas iguales, paralelas y de sentido contrario tienden a hacer resbalar, una sobre otra, las superficies contiguas de un miembro. En la figura 32 a se representa una viga con una carga uniformemente distribuida. Existe una tendencia en la viga a fallar colapsándose entre apoyos, como se indica en la figura 32 b. éste es un ejemplo de cortante vertical. En la figura 32 c se muestra, en forma exagerada, la flexión de una viga y la falla de partes de la viga por deslizamiento horizontal, este es un ejemplo de cortante horizontal. Las fallas por cortante en las vigas de madera se deben al esfuerzo cortante horizontal, no al vertical. Esto es verdad debida que la resistencia al esfuerzo cortante de la madera es mucho menor en el sentido paralelo a las fibras que en el transversal a éstas.

Figura#32 carga uniformemente distribuida sobre la viga.



Fuente: Pag. 28 Diseño de vigas "U.M.S.S."

Los esfuerzos cortantes unitarios horizontales no están uniformemente distribuidos sobre la sección transversal de una viga. El esfuerzo de corte en una sección transversal de un elemento a una cierta distancia del plano neutro puede obtenerse mediante:

$$\tau = \frac{V \cdot S}{b \cdot I}$$

En esta expresión se tiene:

τ = esfuerzo cortante unitario horizontal, en cualquier punto específico de la sección.

V = fuerza cortante vertical total en la sección elegida

S = momento estático con respecto al eje neutro del área de la sección transversal.

I = momento de inercia de la sección transversal de la viga con respecto a su eje neutro.

b= ancho de la viga en el punto en el que se calcula τ .

Para una viga de sección rectangular el máximo esfuerzo de corte resulta al sustituir:

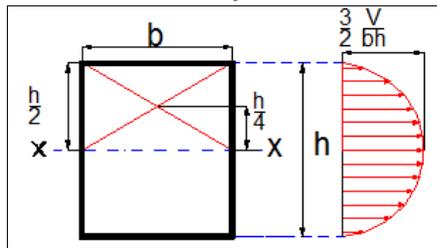
$$S = \left(b \times \frac{h}{2} \right) \times \frac{h}{4} = \frac{b \cdot h^2}{8}; \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot b} = \frac{V \times bh^2 / 8}{bh^3 / 12 \times b}$$

➔

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{\max}}{b \cdot h}$$

Figura#33 Generación del esfuerzo cortante en una viga



Fuente: Pag. 28 Diseño de vigas "U.M.S.S."

Los esfuerzos cortantes, τ , no deben exceder el esfuerzo máximo admisible para corte paralelo a las fibras, f_v , del grupo de madera estructura especificado.

Tabla#7 Esfuerzo máximo admisible para corte

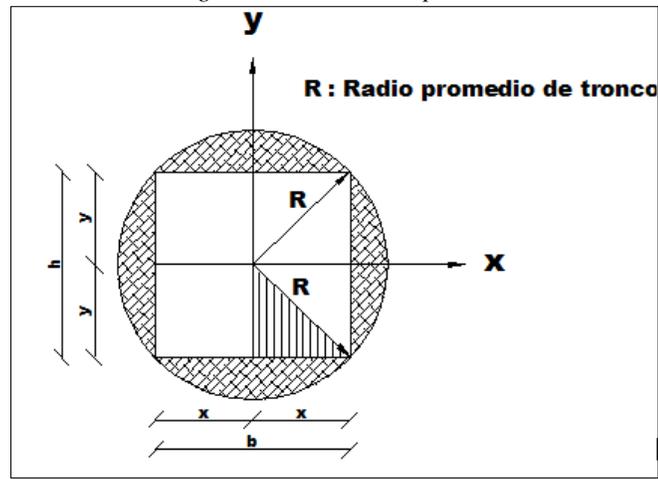
GRUPO A	15
GRUPO B	12
GRUPO C	8

Fuente: TABLA 8.4 de Pág. 8-5 del "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino"

Estos esfuerzos pueden incrementarse en un 10% al diseñar entablados o viguetas si hay una acción de conjunto garantizada.

2.6.3.1 Escuadría óptima

Figura#34 Escuadría óptima.



Fuente: Pag. 32 Diseño de vigas "U.M.S.S."

Se desea establecer una relación entre la base y la altura de una viga de sección rectangular, de tal manera que la capacidad resistente de esta viga sea la mayor posible, de esta forma se puede utilizar un tronco de madera con el menor desperdicio.

Como la deformación gobierna el diseño, entonces debe encontrarse dimensiones que generen el mayor momento de inercia posible.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$R^2 = x^2 + y^2$$

$$y^2 = R^2 - x^2$$

$$y = \sqrt{R^2 - x^2} \dots \dots \dots (1)$$

$$I = \frac{2x \cdot (2y)^3}{12}$$

$$I = \frac{4}{3} \cdot x \cdot (\sqrt{R^2 - x^2})^3$$

$$I = \frac{4}{3} \cdot x \cdot \sqrt{(R^2 - x^2)^3}$$

$$I = \frac{4}{3} \cdot \sqrt{x^2 \cdot (R^2 - x^2)^3}$$

Derivando la inercia en función de x:

Simplificando la expresión:

$$I'_x = \frac{4}{3} \cdot \frac{\left\{ \left[x^2 \cdot (3 \cdot (R^2 - x^2)^2) \cdot (-2x) \right] + \left[(R^2 - x^2)^3 \cdot (2x) \right] \right\}}{2 \cdot \sqrt{x^2 \cdot (R^2 - x^2)^3}}$$

Ahora se iguala a cero la expresión derivada, esto con el fin de encontrar el punto crítico, o sea para maximizar la inercia:

$$I'_x = \frac{4}{3} \cdot \frac{\left\{ \left[x^2 \cdot (3 \cdot (R^2 - x^2)^2) \cdot (-2x) \right] + \left[(R^2 - x^2)^3 \cdot (2x) \right] \right\}}{2 \cdot \sqrt{x^2 \cdot (R^2 - x^2)^3}} = 0$$

Simplificando la expresión:

$$I'_x = -x^2 \cdot (3 \cdot (R^2 - x^2)^2) + (R^2 - x^2)^3 = 0$$

$$I'_x = -3x^2 + (R^2 - x^2) = 0$$

$$R^2 = 4x^2$$

$$x = \frac{R}{2}$$

$$\therefore b = R$$

Reemplazando x en ecuación (1):

$$y = \sqrt{R^2 - \frac{R^2}{4}}$$

$$y = \sqrt{\frac{3}{4} \cdot R^2}$$

$$y = R \cdot \sqrt{\frac{3}{4}}$$

$y = 0,866R$ Ahora como $h = 2y$ entonces:

$$h = 1,73R$$

Y también como $b = R$:

$$\frac{h}{b} = 1,73$$

Nota: Toda vez que se asume una escuadría para el diseño de una viga se debe procurar que la altura sea 1.73 veces de la base.

2.6.4 Uniones clavadas

Por lo general las uniones clavadas son las más económicas, y son muy usadas en especial para viviendas y edificaciones pequeñas construidas en base a entramados.

Los clavos se fabrican en un amplio intervalo de tamaños y formas, según el uso que se quiera dar. Varían en tamaño desde las pequeñas tachuelas a gigantescas escarpías.

Los clavos se clavan mediante un martillo, sin embargo para clavar muchos clavos, actualmente se cuenta con una gran variedad de dispositivos mecánicos para clavar.

Todas las especies del grupo estructural C y muchas del grupo B pueden clavarse fácilmente, sobre todo cuando la madera se encuentra en condición verde; las maderas más densas y/o secas son por lo general más difíciles de clavar. Si se clavan maderas del grupo estructural A es conveniente hacer un pre-taladro con un diámetro del orden de 0.8 veces el diámetro del clavo, esto a menos que se usen clavos de alta resistencia, clavados mediante dispositivos mecánicos especiales.

Se debe hacer notar que en cualquier unión se debe usar como mínimo al menos 2 clavos.

2.6.4.1 Uniones sometidas a cizallamiento

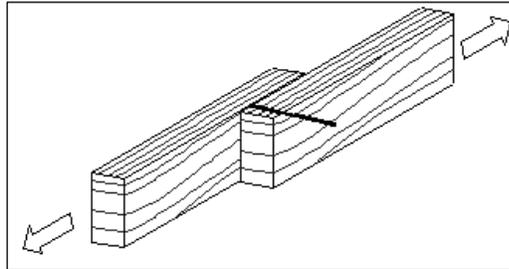
2.6.4.1.1 Cargas Admisibles

La carga admisible de una unión clavada depende de muchos factores, como el tipo de madera utilizada y su condición, la calidad, longitud y cantidad de clavos, espesores de los elementos de penetración, etc.

Las cargas admisibles en condiciones de servicio para un clavo se dan a continuación, y están en dependencia al tipo de Cizallamiento al que se encuentre los clavos en la unión.

2.6.4.1.1.1 Simple Cizallamiento

Figura#35 Unión clavada a simple cizallamiento



Fuente: Pag. 34 Diseño de vigas "U.M.S.S."

Para lo cual se da una tabla con los valores admisibles para un clavo perpendicular al grano y sometido a simple cizalle, y en esta tabla se considera la longitud y el diámetro del clavo, así como el grupo estructural de madera a utilizar:

Tabla#8 Carga admisible por clavo- simple cizallamiento

Longitud (L)		d	Carga Admisible, kg		
mm	pulg		Grupo A**	Grupo B	Grupo C
51	2	2.4	36	28	20
		2.6	40	31	22
		2.9	46	36	25
		3.3	53	42	30
63	2 1/2"	2.6	40	31	22
		2.9	46	36	25
		3.3	53	42	30
		3.7	61	48	35
76	3	3.3	53	42	30
		3.7	61	48	35
		4.1	70	54	39
89	3 1/2"	3.7	61	48	35
		4.1	70	54	39
		4.5	78	61	44
102	4	4.1	70	54	39
		4.5	78	61	44
		4.9	87	68	49

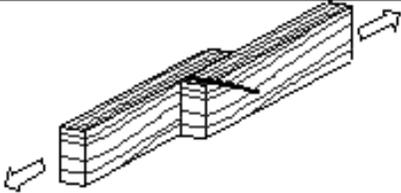
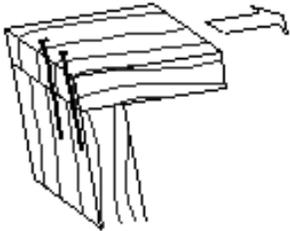
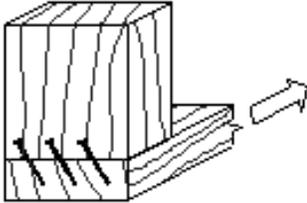
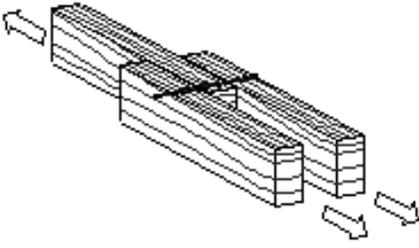
Fuente: Tabla 12.1 Pág. 12-4 "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino"

Cabe señalar que los valores de la anterior tabla son para maderas construidas con uniones húmedas (contenido de humedad mayor o igual al 30%); para uniones construidas con madera seca se puede mayorar las cargas admisibles en un 25%.

2.6.4.1.1.2 Otros Casos

Como por ejemplo un clavo sometido a *doble Cizallamiento*, *clavos lanceros*, y *clavos a tope*, se determina su carga admisible multiplicando los valores de la **tabla#8** por factores que corresponden a cada caso, y que se dan en la **tabla#9**.

Tabla#9 Factores modificatorios de las cargas admisibles para uniones clavadas sometidas a cizallamiento.

Tipo de Unión	Esquema	Factor
a. Cizallamiento simple, clavo perpendicular al grano		1.0
b. Cizallamiento simple, clavo a tope (paralelo al grano de la madera que contiene la punta)		0.67
c. Cizallamiento simple, clavos lanceros		0.83
d. Doble cizallamiento, clavo perpendicular al grano		1.80

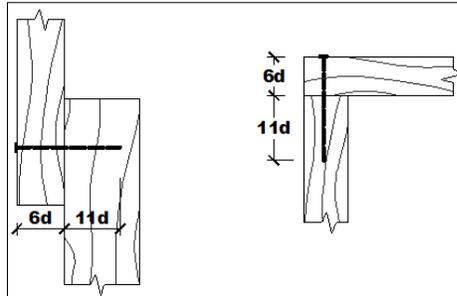
Fuente: Pág. 12-5 "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino"

2.6.4.1.2 Espesores mínimos y penetración de los clavos

2.6.4.1.2.1 Simple Cizallamiento

El espesor de la madera más delgado (que contiene la cabeza del clavo) debe ser por lo menos 6 veces el diámetro del clavo: $6d$. La penetración del clavo en el elemento que contiene la punta debe ser por lo menos 11 diámetros: $11d$.

Figura#36 Espesores mínimos y penetración de clavos sometidos a cizallamiento simple



Fuente: Tabla 12.2 Pág. 12-5 "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino"

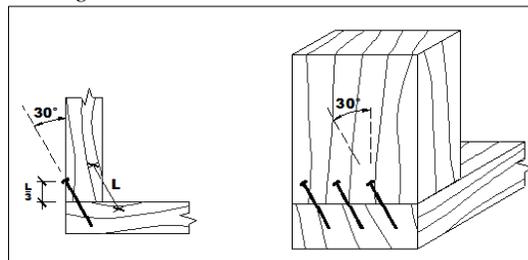
Si se tienen espesores o penetraciones menores, las cargas admisibles deben reducirse. El factor de reducción debe ser la menor de las relaciones:

- Esesor del elemento más delgado dividido entre $6d$.
- Penetración del elemento que contiene la punta dividido entre $11d$.

En ningún caso deben aceptarse espesores o penetraciones menores que el 50 % de los ($6d$, $11d$) antes indicados.

Para clavos lanceros estos mínimos no son aplicables. Los clavos lanceros deben ser introducidos en puntos ubicados a una distancia igual a $1/3$ de la longitud del clavo a partir del plano de unión y formando un ángulo aproximadamente de 30 grados con la dirección del grano, como se muestra a continuación:

Figura#36 Ubicación de clavos lanceros.

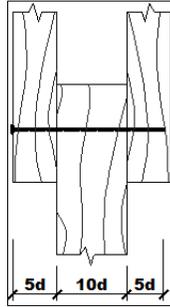


Fuente: Tabla 12.2 Pág. 12-5 "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino."

2.6.4.1.2.2 Doble Cizallamiento

El espesor del elemento central debe ser por lo menos igual a 10 veces el diámetro del clavo: $10d$. Tanto el espesor del elemento adyacente a la cabeza del clavo, como la penetración del clavo en el elemento que contiene la punta no deberán ser menores que 5 veces el diámetro del clavo: $5d$.

Figura#37 Espesores mínimos y penetración de clavos sometidos a cizallamiento doble



Fuente: Tabla 12.2 Pág. 12-5 “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

Si no se cumplen los requisitos expuestos anteriormente, las cargas admisibles deben reducirse. El factor de reducción debe ser la menor de las relaciones:

- Espesor del elemento central dividido entre $10d$
- Espesor del elemento adyacente a la cabeza dividido entre $5d$
- Penetración del elemento que contiene la punta dividido entre $5d$

En ningún caso deben aceptarse espesores o penetraciones menores que el 50 % de los ($5d$, $10d$) antes indicados.

Si se clavan la mitad de los clavos desde cada lado, el espesor del elemento adyacente a la cabeza y la penetración del clavo en la madera que contiene la punta pueden promediarse para efectos de establecer la relación con la longitud $5d$

2.6.4.1.3 Espaciamientos mínimos

Los espaciamientos mínimos especificados son necesarios para evitar rajaduras al clavar la madera. Con frecuencia estos requisitos obligan a utilizar elementos de madera de dimensiones mayores a las estrictamente necesarias por resistencia.

En uniones constituidas por elementos de madera orientados en direcciones diferentes se deben verificar por separado los requisitos de espaciamiento en cada uno de ellos, resultando para la unión los que sean mayores en cada dirección.

2.6.4.1.3.1 Simple Cizallamiento

La distancia entre clavos y a los bordes o extremos de las piezas de madera deben ser mayores o iguales a los indicados en la tabla#10

Tabla#10 Espaciamiento mínimo para simple cizallamiento o doble cizallamiento clavado de un solo lado.

Elementos cargados paralelamente al grano	A lo largo del grano	→	Espaciamiento entre clavos	→ 16d
			Distancia al extremo	→ 20d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	Perpendicular a la dirección del grano	→	Espaciamiento entre líneas de clavos	→ 8d
			Distancia a los bordes	→ 5d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	A lo largo del grano	→	Espaciamiento entre clavos	→ 16d
	Perpendicular a la dirección del grano	→	Espaciamiento entre líneas de clavos	→ 8d
			Distancia al borde cargado	→ 10d
			Distancia al borde no cargado	→ 5d

Fuente: Tabla 12.3 Pág. 12-8 "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino"

Cuando se use un pre taladrado, pueden usarse los espaciamientos mínimos siguientes:

Tabla #11 espaciamiento mínimo para simple cizallamiento con pre taladrado o doble cizallamiento simétrico

Elementos cargados paralelamente al grano	A lo largo del grano	→	Espaciamiento entre clavos	→ 11d
			Distancia al extremo	→ 16d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	Perpendicular a la dirección del grano	→	Espaciamiento entre líneas de clavos	→ 6d
			Distancia a los bordes	→ 5d
Elementos cargados perpendicularmente al grano	A lo largo del grano	→	Espaciamiento entre clavos	→ 11d
	Perpendicular a la dirección del grano	→	Espaciamiento entre líneas de clavos	→ 6d
			Distancia al borde cargado	→ 10d
			Distancia al borde no cargado	→ 5d

Fuente: Tabla 12.4 Pág. 12-7 "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino"

2.6.4.2 Uniones sometidas a extracción

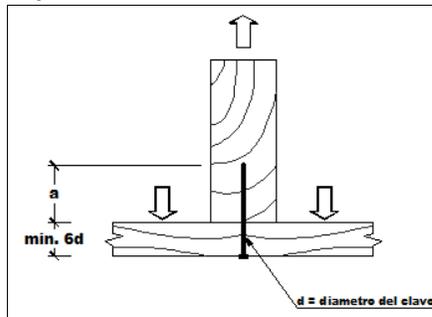
En lo posible el diseño debe evitar que los clavos queden sometidos a fuerzas de extracción.

La fuerza de extracción que puede ser resistida por un clavo depende de:

- Grupo estructural (A, B, C) al que pertenece la madera utilizada, y su contenido de humedad.
- Longitud y diámetro de los clavos.
- Ubicación de los clavos en relación a los elementos de madera.
- Penetración de los clavos en la madera que contiene la punta.

Las expresiones que permiten evaluar la carga admisible para un clavo perpendicular al grano en función al grupo estructural. Estos valores pueden duplicarse si se utiliza madera seca.

Figura#38 Unión sometida a extracción



Fuente: Tabla 12.4 Pág. 12-7 “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

Tabla#12 Carga admisible de extracción

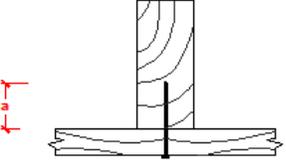
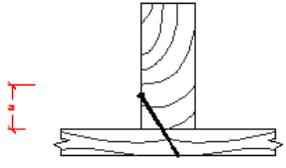
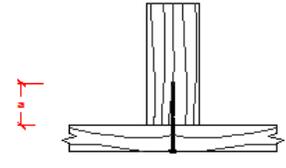
Grupo	Clavo Perpendicular al Grano	
A		$8 \cdot a \cdot d$
B		$6 \cdot a \cdot d$
C		$4 \cdot a \cdot d$

a , **d** , deben considerarse en centímetros
Los coeficientes se **pueden** duplicar si se usa madera seca

Fuente: Tabla 12.5 Pág. 12-11 “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

Para clavos lanceros y clavos aproximadamente paralelos al grano de la madera, la carga admisible se determina multiplicando los valores calculados de la **Tabla #12** por los factores indicados en la **Tabla 13**

Tabla#13 Factores modificatorios de las cargas admisibles para uniones clavadas sometidas a extracción.

Tipo de Unión	Esquema	Factor
a. Clavo perpendicular al grano	 <p>The diagram shows a vertical wood post being pulled away from a horizontal wood base. A nail is driven vertically through the post into the base. A red dimension line labeled 'a' indicates the length of the nail embedded in the base.</p>	1.0
b. Clavo lancero	 <p>The diagram shows a vertical wood post being pulled away from a horizontal wood base. A nail is driven diagonally through the post into the base. A red dimension line labeled 'a' indicates the length of the nail embedded in the base.</p>	0.67
c. Clavo a tope (paralelo al grano)	 <p>The diagram shows a vertical wood post being pulled away from a horizontal wood base. A nail is driven vertically through the post into the base, parallel to the grain of the post. A red dimension line labeled 'a' indicates the length of the nail embedded in the base.</p>	0

Fuente: Tabla 12.6 Pág. 12-12 “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino”

Como conclusión se puede decir que el diseño de buenas juntas clavadas requiere de un poco de ingeniería y mucha carpintería de buena calidad. Lo mejor sería que quien diseñe las juntas clavadas tenga un poco de experiencia real en carpintería.

CAPÍTULO III

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 Análisis de cargas y diseño de encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural

3.1.1 Losa inferior del tanque elevado

3.1.1.1 Definición de cargas de diseño

3.1.1.1.1 Carga por peso propio

- ✓ Según norma UNE 83317:1991, Jiménez Montoya Hormigón armado, 15^a edición, basada en la EHE-2008, página 56.
- ✓ Densidad del hormigón armado ($F_{ck}=35\text{Mpa}$).

$$\gamma = 2500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

- ✓ Espesor de la losa.

$$e = 0,30\text{m}$$

- ✓ Carga por peso propio.

$$C_{pH} = 2500 * 0,30 = 750 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

3.1.1.1.2 Carga de impacto

- ✓ Se usara las recomendaciones del libro “diseño de estructuras de maderas “, Autor: Ing. José Rodrigo Lea Plaza, pág.132.

$$C_i = 25\% * C_{pH} = 25\% * 750$$

$$C_i = 188 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

3.1.1.1.3 Sobrecarga de uso

- ✓ De acuerdo a la norma EN 12812 (Equipamiento para trabajos temporales de obra).

$$S_{cu} = 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

3.1.1.1.4 Carga debido al peso propio del Multilaminado Fenólico

- ✓ Según CIMAL, la carga por peso propio del fenólico de 10 mm de espesor se considera.

$$Cp_{mf} = 5,29 \frac{Kg}{m^2}$$

3.1.1.1.5 Carga de diseño debido al viento (barlovento)

- ✓ De la NB 1225003-1

$$q_z = 0,613 * K_z * K_{zt} * K_{kd} * V^2 * I$$

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

$$K_{zt} = (1 + 0,3 * 0,63 * 0,47)^2$$

$$K_{zt} = 1,186$$

$$q_z = 0,613 * 0,93 * 1,186 * 0,95 * 21,08^2 * 1,15$$

$$q_z = 328,24 \frac{N}{m^2}$$

- ✓ Como la presión dinámica del Viento es menor que 500 N/m²
- ✓ Se adopta una velocidad de viento de 100 Km/hr

$$q_z = 0,613 * 0,93 * 1,186 * 0,95 * 27,77^2 * 1,15$$

$$q_z = 569,64 \frac{N}{m^2}$$

$$q_z = 56,964 \frac{Kg}{m^2}$$

- ✓ Para el análisis de cargas, el viento solo afectara a los puntales del encontrado.

Dónde:

q_z = Presión dinámica evaluada a la altura Z sobre el nivel de terreno, en $\frac{N}{m^2}$

K_z =Coeficiente de exposición para la presión dinámica, evaluado a la altura z, Tabla5.5.4-2.

K_{zt} =Factor topográfico.

K_1, K_2, K_3 =Multiplicadores para obtener K_{zt} , de la tabla 5.6.2 y la simbología de las figuras 5.6.2.

K_{kd} =Factor de direccionalidad del viento según la Tabla 5.3.4.

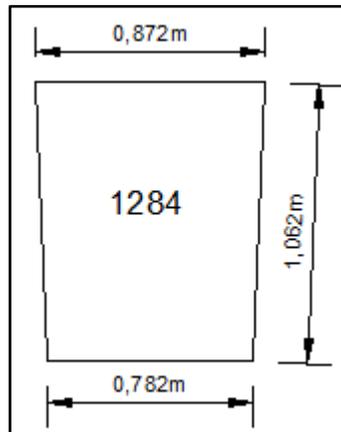
V= Velocidad básica de viento obtenida de la Tabla 5.3 en m/s.

I=Factor de importancia según la Tabla 5.4.2.

3.1.1.2 Verificación a flexión del Multilaminado fenólico

- a) El esfuerzo admisible a flexión que puede soportar el Multilaminado fenólico de 10 mm de espesor, según CIMAL es de $f_m=89,74\text{Kg/cm}^2$

3.1.1.2.1 Área critica de análisis para el elemento 1284



3.1.1.2.2 Carga de análisis para Multilaminado fenólico

- a) Carga por peso propio del hormigón.

$$C_{p_{pH}} = 2500 * 0,30 = 750 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

- b) Sobre carga de uso.

$$S_u = 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

- c) Carga de impacto.

$$C_i = 188 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

- d) Carga por peso propio del Multilaminado Fenólico.

$$C_{p_{mf}} = 5,29 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

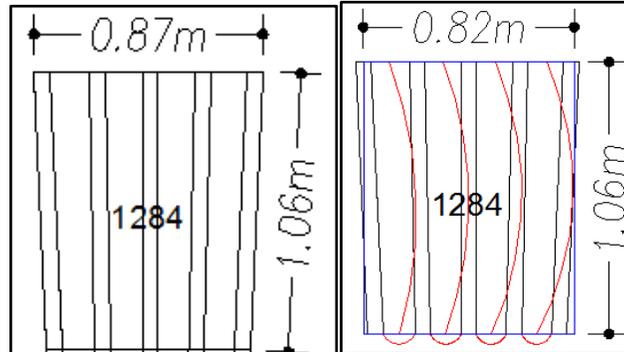
- ✓ La carga total de análisis será la suma de todas las cargas en cuestión.

$$C_t = C_{p_{pH}} + S_u + C_i + C_{p_{mf}}$$

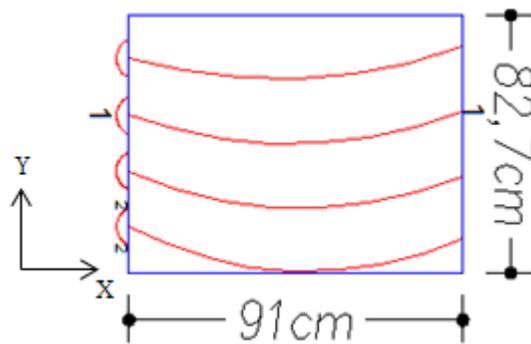
$$C_t = 750 + 150 + 188 + 5,29 = 1093,290 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 0,1093 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

3.1.1.2.3 Longitud promedio tributario de apoyo dirección (2-2)

✓ Se descontara los espacios que ocupen las costillas.



$$L = \frac{0,872 + 0,776}{2} = 0,827 \text{ m}$$



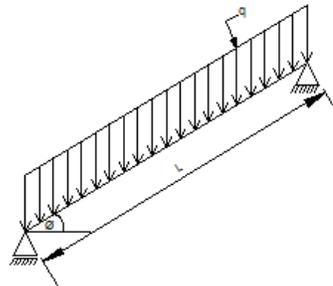
3.1.1.2.4 Transformación de la viga inclinada a la horizontal

$$L = 1,062 \text{ m}$$

$$\cos(\phi) = \frac{Lc}{L}$$

$$Lc = \cos(31) * 1,062$$

$$Lc = 0.91m = 91cm$$



✓ Verificación de dirección de análisis a flexión de la losa.

✓ ancho de la losa.(Ly)

$$L_y = \frac{82,7 - 2 * 2,54 * 5}{4} = 14,32 \text{ cm}$$

✓ Largo de la losa (Lx).

$$L_x = 91,00 \text{ cm}$$

✓ Si $\varepsilon = \frac{L_x}{L_y} \geq 2$ la losa trabaja fundamentalmente en la dirección más corta,

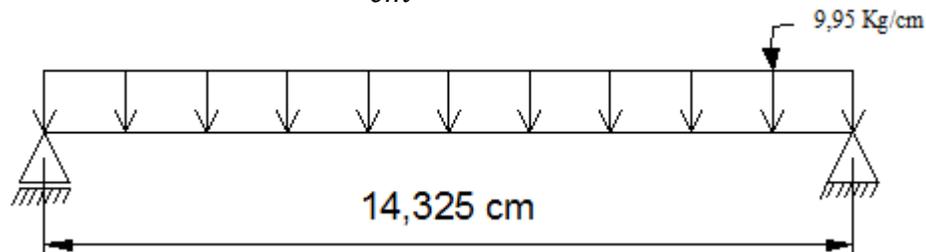
caso contrario trabaja en ambas direcciones.

$$\varepsilon = \frac{91}{14,32} = 6,35 \geq 2 \text{ Trabaja en la direccion mas corta}$$

3.1.1.2.5 Carga distribuida dirección 2-2

$$L_y = \frac{0,827 + 0,776}{2} = \frac{0,827 \text{ m} - 2 * 2,54 * 5}{4} = 14,325 \text{ cm}$$

$$q = 0,1093 * 91 = 9,95 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$



3.1.1.2.5.1 Momento máximo flector

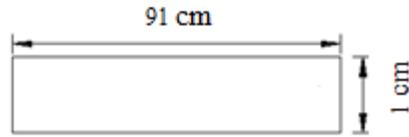
$$M_{max} = \frac{q * L_y^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{9,95 * 14,325^2}{8}$$

$$M_{max} = 255,22 \text{ Kg} * \text{cm}$$

3.1.1.2.5.2 Verificación a flexión Multilaminado Fenólico dirección 2-2

$$\sigma = \frac{6 * M_{max}}{b * h^2}$$



$$\sigma = \frac{6 * 255,22}{91 * 1^2} = 16,83 \frac{Kg}{cm^2} < 89,74 \frac{Kg}{cm^2} \text{ ok..!}$$

- ✓ La verificación a flexión cumple para un espesor de fenólico Multilaminado de 10mm de espesor.

3.1.1.3 Dimensionamiento de costillas

3.1.1.3.1 Carga por peso propio de las costillas

$$Cp_{pc} = \gamma * h * b$$

$$Cp_{pc} = 600 * 0,0762 * 0,0508$$

$$Cp_{pc} = 2,32 \frac{Kg}{m}$$

Donde

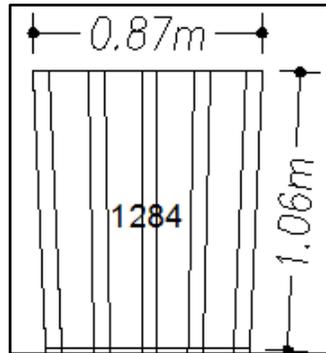
γ = Peso específico de la costilla (600 kg/m³)

h=Altura de la costillas (3")

b: Base de la costilla (2")

3.1.1.3.1.1 Diseño de costillas del elemento 1284

- a) Las fragmentaciones de la losa inferior del tanque elevado están acorde a los diámetros de puntales encontrados en el mercado.



3.1.1.3.1.1.1 Carga distribuida sobre la costilla

3.1.1.3.1.1.1.1 Ancho promedio tributario

$$a = \frac{0,872 + 0,776}{2} = 0,82 \text{ m}$$

3.1.1.3.1.1.1.2 Carga total distribuida en la costilla inclinada.

$$q_t = C_{PPC} + (C_i + C_{PPH} + C_{p_{mf}} + S_u) * a$$

$$q_t = 2,32 + (188 + 750 + 5,29 + 150) * 0,82$$

$$q_t = 902,27 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

3.1.1.3.1.1.1.3 Carga distribuida en cada costilla

$$n = 5$$

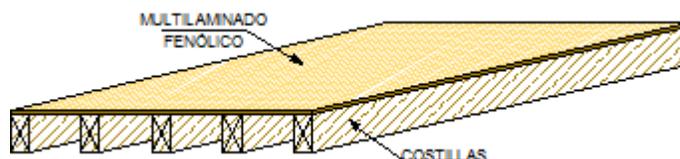
$$q = \frac{q_t}{n}$$

$$q = \frac{902,27}{5}$$

Dónde:

n=número de costillas que van a soportar un puntal del elemento 1284

$$q = 180,45 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$



3.1.1.3.1.1.4 Transformación de cargas de la costilla inclinada a horizontal

$$L = 1,062 \text{ m}$$

$$\phi = 31^\circ$$

$$\cos(\phi) = \frac{L_c}{L}$$

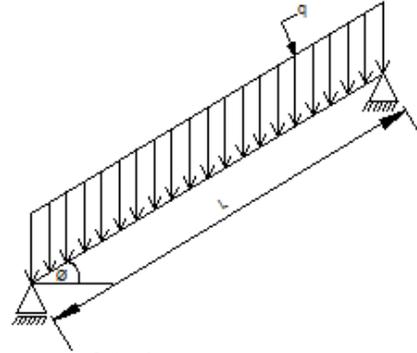
$$L_c = \cos(31) * 1,062$$

$$L_c = 0,91 \text{ m}$$

$$\cos(\phi) = \frac{q}{q_c}$$

$$q_c = \frac{180,45}{\cos(31)}$$

$$q_c = 210,52 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$



Dónde:

ϕ = Angulo entre la costilla inclinada con la horizontal.

L= Longitud de la viga inclinada.

3.1.1.3.1.1.2 Bases de cálculo.

- Se utilizara maderas del Grupo "C" (Pino de Tarija).
- Cargas.

$$q_c = 210,52 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Deflexiones admisibles.

➤ Para la carga total.

$$\Delta < \frac{L}{250}$$

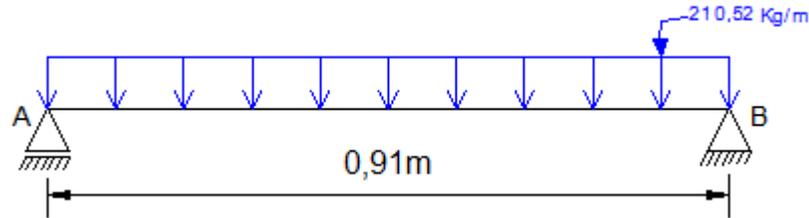
- Condiciones de apoyo, Luz de cálculo, Etc.

- Se suponen costillas simplemente apoyadas en los puntales.
- Longitud de cálculo (distancia eje a eje de apoyo).

$$L_c = 0,9103 \text{ m}$$

$$L_c = 91,03 \text{ cm}$$

3.1.1.3.1.1.3 Efectos máximos



a) Máxima deflexión.

$$\Delta = \frac{5 * q_c * Lc^4}{384 * E * I}$$

Dónde:

Δ = Deflexión máxima (cm)

q_c = Carga total repartida por costillas.

Lc = longitud de cálculo (cm)

E = Modulo de elasticidad (kg/cm²)

I = Inercia de la costilla (cm⁴)

b) Máximo momento flector.

$$M_{max} = \frac{q_c * Lc^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{210,52 * 0,91^2}{8}$$

$$M_{max} = 21,80 \text{ Kg} * \text{m}$$

c) Máximo cortante.

$$V_{max} = \frac{q_c * Lc}{2}$$

$$V_{max} = \frac{210,52 * 0,91}{2}$$

$$V_{max} = 95,79 \text{ Kg}$$

3.1.1.3.1.1.4 Efectos admisibles

Nota: Como existen redistribución de carga, se utilizara E_{prom} y los esfuerzos admisibles de corte y flexión incrementados en un 10%.

$$E_{prom} = \quad = 90000,00 \text{ Kg/Cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$f_m = 100+10\% = 110,00 \text{ Kg/Cm}^2$$

Esfuerzo admisible en flexión

$$f_v = 8+10\% = 8,80 \text{ Kg/Cm}^2$$

Esfuerzo admisible para corte

3.1.1.3.1.1.5 Momento de inercia necesario por flexión.

$$\Delta = \frac{5 * q_c * Lc^4}{384 * E_{prom} * I} < \frac{Lc}{k} \quad I > \frac{5 * q_c * Lc^3 * k}{384 * E_{prom}}$$

Para la carga total $k = 250$

$$I = 57,38 \text{ Cm}^4$$

3.1.1.3.1.1.6 Módulo de sección necesario por resistencia

$$Z = \frac{M_{max}}{f_m}$$

$$Z = \frac{21,80 * 100}{110}$$

$$Z = 19,81 \text{ cm}^3$$

3.1.1.3.1.1.7 Selección de la seccion

$$Z_{requerido} = 19,81 \text{ cm}^3 < Z_{(2"x3")} = 28,17 \text{ cm}^3$$

$$I_{requerido} = 57,38 \text{ cm}^4 < I_{(2"x3")} = 91,54 \text{ cm}^4$$

3.1.1.3.1.1.8 Verificación del esfuerzo al cortante

$$\tau = \frac{3 V_{max}}{2 b * h} < f_v$$

Dónde :

$$b = 2,00 \text{ pulg}$$

$$h = 3,00 \text{ pulg}$$

$$f_v = 8,80 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$V_{max} = \text{Cortante máximo (kg)}$$

$$b = \text{base de la costilla(cm)}$$

$$H = \text{altura de la costilla (cm)}$$

$$\tau = \text{Fatiga real al corte(kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau = 3,71 \text{ Kg/Cm}^2 < 8.8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ok!!}$$

3.1.1.3.1.1.9 Verificación de la estabilidad lateral

a) Considerando escuadrías comerciales.

$$\frac{h}{b} = \frac{3''}{2''} = 1,5''$$

Nota: Bastara con restringir el desplazamiento lateral de los apoyos, pero como normalmente estos están clavados, no existe problema.

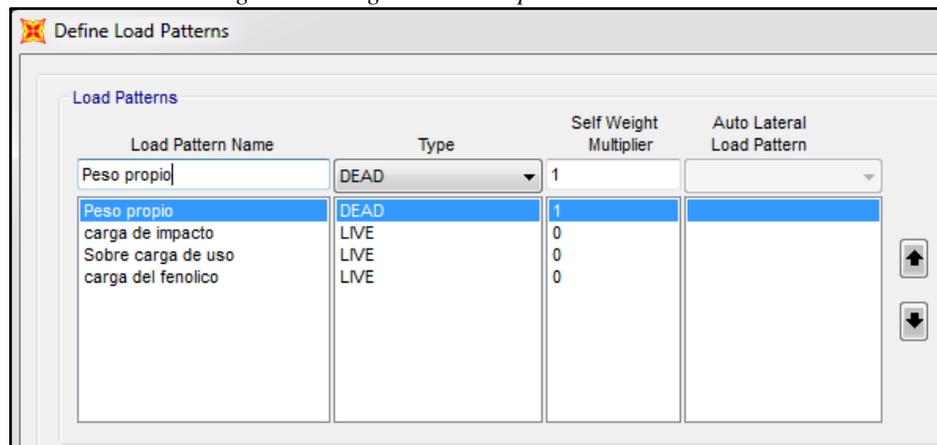
Finalmente adoptamos costillas de: 2"x3"

3.1.1.4 Dimensionamiento de puntales

3.1.1.4.1 Cargas de diseño en el SAP2000 v18.01.1

a) Definición de cargas.

Figura#39Cargas de diseño para SAP200 v18.0.1

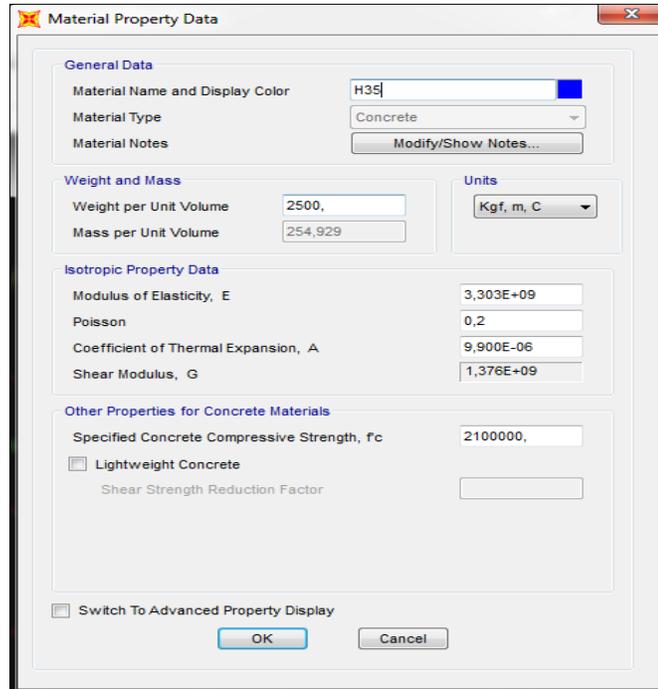


Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.4.1.1 Por peso propio de la losa inferior

a) Características del hormigón armado de la losa inferior

Figura#40 Propiedades del hormigón



The dialog box 'Material Property Data' is used to define the properties of a material. It is divided into several sections:

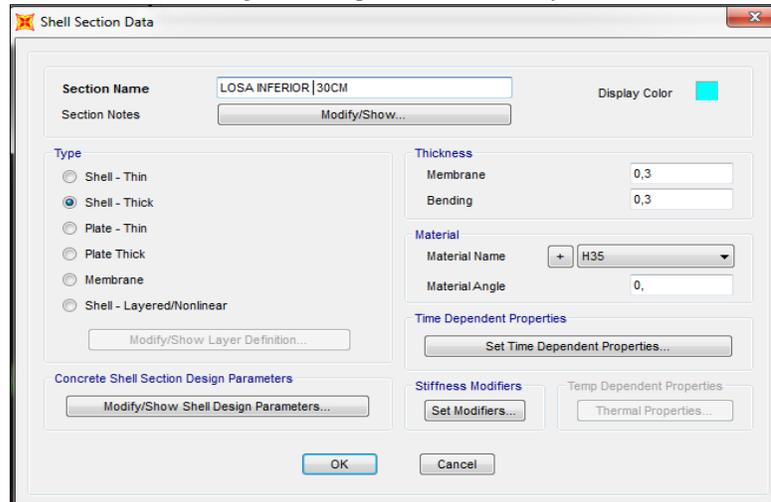
- General Data:** Material Name and Display Color (H35), Material Type (Concrete), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume (2500), Mass per Unit Volume (254,929), and Units (Kgf, m, C).
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E (3,303E+09), Poisson (0,2), Coefficient of Thermal Expansion, A (9,900E-06), and Shear Modulus, G (1,376E+09).
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c (2100000), and a checkbox for Lightweight Concrete (unchecked). A Shear Strength Reduction Factor field is also present.
- Switch To Advanced Property Display:** A checkbox at the bottom left.

Buttons for OK and Cancel are located at the bottom center.

Fuente: Elaboración propia.

b) Geometría de losa inferior

Figura#41 Espesor de la losa inferior.



The dialog box 'Shell Section Data' is used to define the geometry and material properties of a shell section. It includes the following sections:

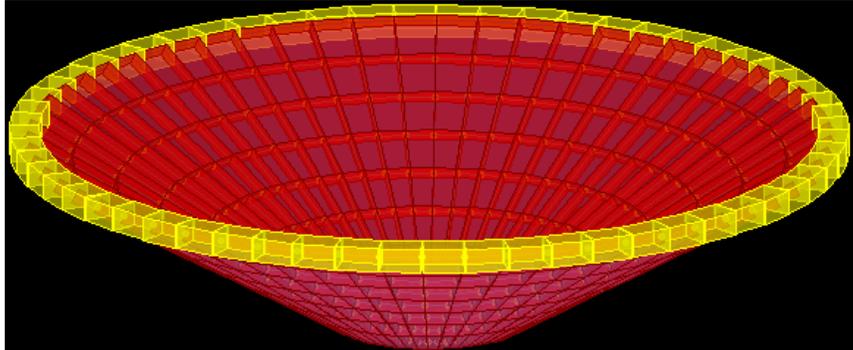
- Section Name:** LOSA INFERIOR | 30CM, Display Color (cyan).
- Section Notes:** Modify/Show... button.
- Type:** Radio buttons for Shell - Thin, Shell - Thick (selected), Plate - Thin, Plate Thick, Membrane, and Shell - Layered/Nonlinear. A Modify/Show Layer Definition... button is below.
- Thickness:** Membrane (0,3) and Bending (0,3) fields.
- Material:** Material Name (+ H35) and Material Angle (0,). A plus sign (+) is next to the material name.
- Time Dependent Properties:** Set Time Dependent Properties... button.
- Concrete Shell Section Design Parameters:** Modify/Show Shell Design Parameters... button.
- Stiffness Modifiers:** Set Modifiers... button.
- Temp Dependent Properties:** Thermal Properties... button.

Buttons for OK and Cancel are located at the bottom center.

Fuente: Elaboración propia.

c) Visualización del anillo intermedio y losa inferior

Figura#42 anillo intermedio y losa inferior.



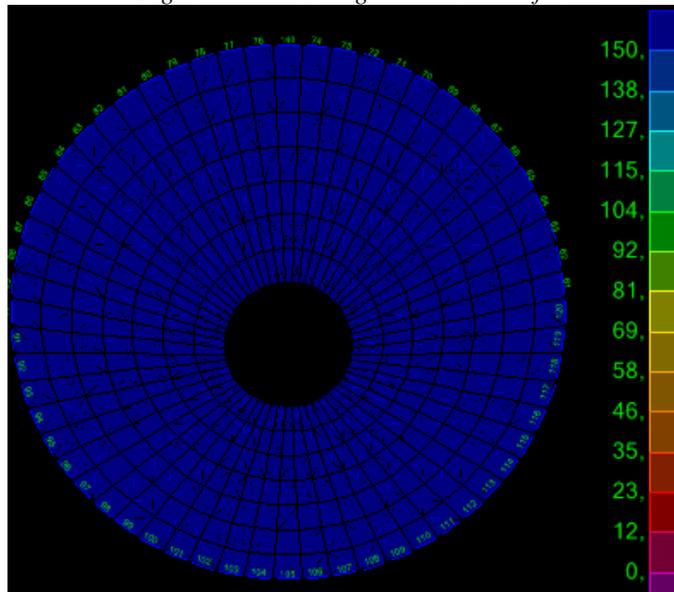
Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.4.1.2 Sobre carga de uso

- ✓ De acuerdo a la norma EN 12812 (Equipamiento para trabajos temporales de obra).

$$S_{cu} = 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Figura#43 Sobre carga de uso losa inferior.

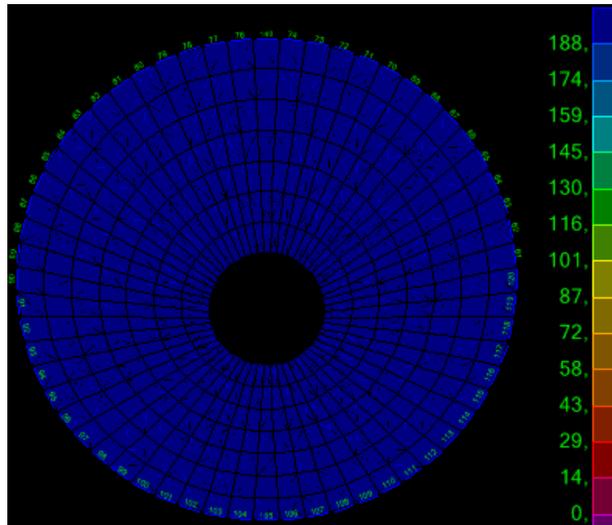


Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.4.1.3 Carga de impacto

- ✓ Se usara las recomendaciones del libro “diseño de estructuras de maderas “, Autor: Ing. José Rodrigo Lea Plaza, pág.132.

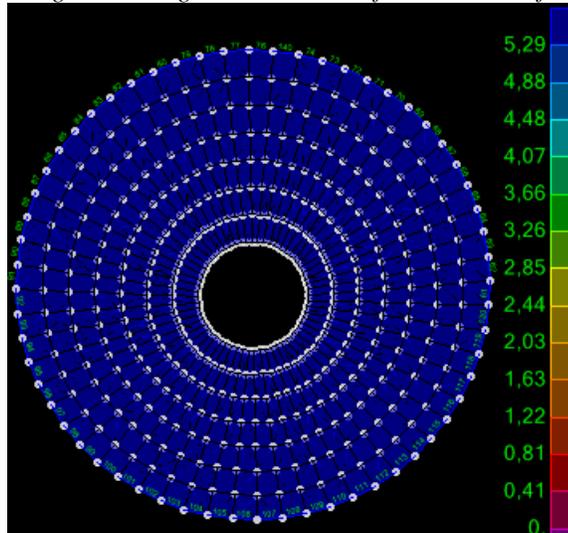
$$C_i = 188 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$



3.1.1.4.1.4 Carga por peso propio del Multilaminado fenólico

$$C_{p_{mf}} = 5,29 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

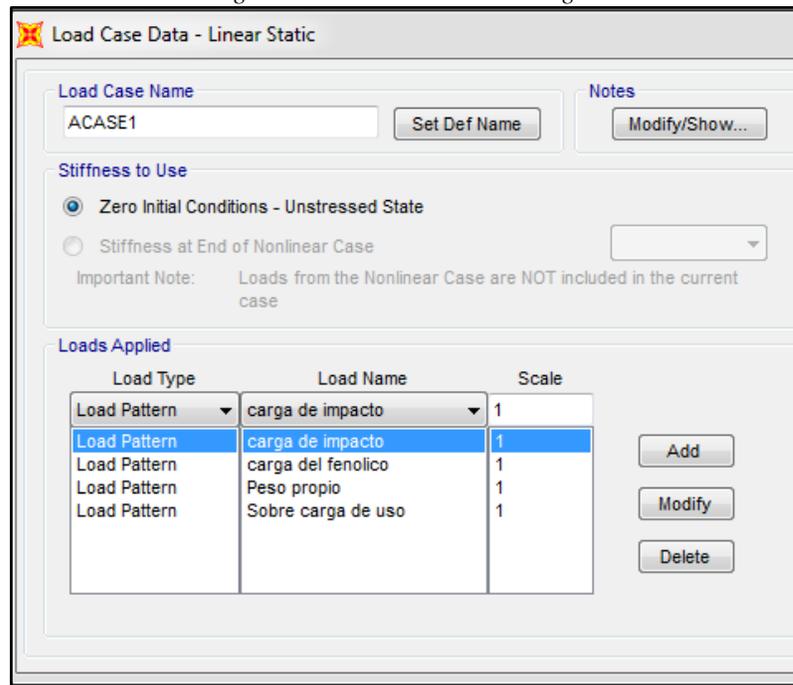
Figura#44carga Multilaminado fenólico losa inferior.



Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.4.2 Combinaciones de cargas

Figura#45 Combinaciones de cargas.

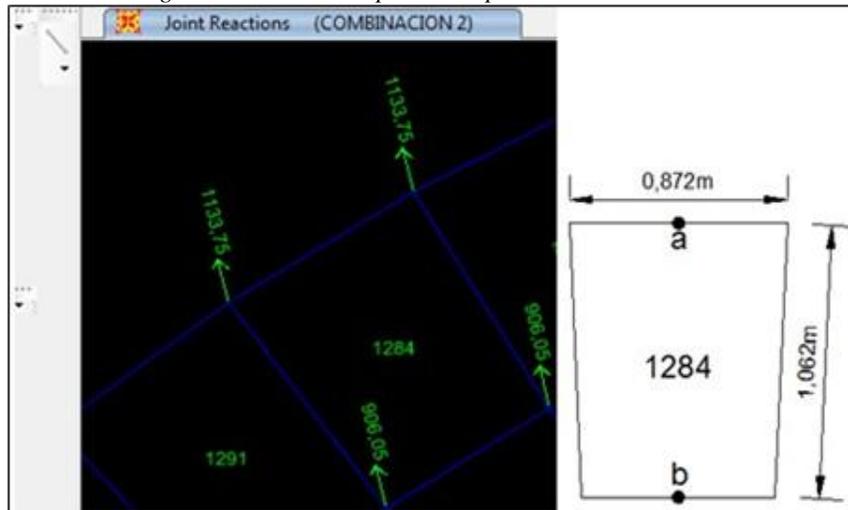


Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.4.3 Reacción en a para el elemento 1284

$$R_a = 1133,75$$

Figura#46 Reacciones puntuales para el elemento 1284.



Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.4.4 Propiedades del puntal

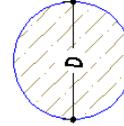
a) Madera tipo C (Eucalipto Colorado)

$F_c = 80,00 \text{ Kg/Cm}^2$ Tensión admisible máximo (compresión paralela)

$E = 55000,00 \text{ Kg/Cm}^2$ Módulo de elasticidad

$D = 12,7 \text{ cm} = 5 \text{ pulg}$ Diámetro del puntal

$L = 400,00 \text{ cm}$ Longitud efectiva

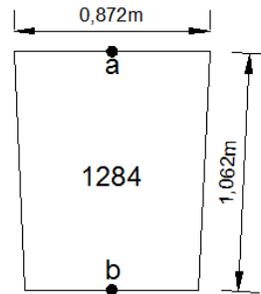


3.1.1.4.4.1 Reacción total sin considerar el peso propio del puntal

$R_a = 1133,75 \text{ Kg}$

Dónde:

R_a : Reacción en "a" obtenido del SAP200.



3.1.1.4.4.2 Carga por peso propio del puntal

$$C_{p_{pp}} = \gamma * A * L_p$$

$$C_{p_{pp}} = 800 * \frac{\pi * 0,127^2}{4} * 27$$

$$C_{p_{pp}} = 273,62 \text{ Kg}$$

Donde

γ = Peso específico del puntal (800 kg/m^3)

A = Sección transversal del puntal.

L_p = Longitud total del puntal. (Para el caso más crítico cuando se considere el último tramo a nivel de terreno).

3.1.1.4.4.3 Carga por peso propio de las costillas

$$Cp_{pc} = \gamma * h * b$$

$$Cp_{pc} = 600 * 0,0762 * 0,0508$$

$$Cp_{pc} = 2,32 \text{ Kg/m}$$

$$n = 5$$

$$Cp_{pc \text{ total}} = n * Cp_{pc}$$

$$Cp_{pc \text{ total}} = 5 * 2,32$$

$$Cp_{pc \text{ total}} = 11,613 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$R_{a \text{ costilla}} = \frac{11,63 * 1,062}{2}$$

$$R_{a \text{ costilla}} = 6,17 \text{ Kg}$$

$$P_a = R_{a \text{ costilla}} + R_a + Cp_{pp}$$

$$P_a = 6,165 + 1133,75 + 273,62$$

$$P_a = 1413,54 \text{ Kg}$$

Donde

γ = Peso específico de la costilla.
(600kg/m³)

h = Altura de la costillas (3")

b = Base de la costilla (2")

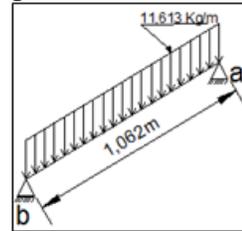
n = número de costillas.

Cp_{pc} = carga por peso propio de la costilla.

$Cp_{pc \text{ total}}$ = Carga por peso propio de la costilla total.

$R_{a \text{ costilla}}$ = Reacción en "a" debido a las costillas.

Figura#47 Carga distribuida sobre la costillas inclinadas



Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.4.5 Cálculo de la esbeltez

$$\lambda = \frac{L}{d}$$

➤ Ver tabla#1.

Dónde:

λ = Esbeltez

L = Longitud efectiva del puntal.

d = Diámetro del puntal.

3.1.1.4.5.1 Columna corta

$$\lambda = \frac{400}{12,7}$$

$$\lambda = 31,49 \text{ no es el caso..!}$$

3.1.1.4.5.1.1 Carga admisible

$$N_{adm} = f_c * A$$

$$N_{adm} = 80 * \frac{\pi * 12,7^2}{4}$$

$$N_{adm} = 10134,15 \text{ Kg}$$

Dónde:

A= área de la sección transversal.

f_c =esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a la fibra.

N_{adm} = carga axial máxima admisible

3.1.1.4.5.2 Columna intermedia

$$C_k = 0.7025 * \sqrt{\frac{E}{f_c}}$$

$$C_k = 0.7025 * \sqrt{\frac{55000}{80}}$$

$$C_k = 18,42$$

$\lambda = 31,49$ No es el caso..!

3.1.1.4.5.2.1 Carga admisible

$$N_{adm} = f_c * A * \left[1 - \frac{1}{3} * \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right]$$

$$N_{adm} = 80 * \frac{\pi * 12,7^2}{4} * \left[1 - \frac{1}{3} * \left(\frac{31,49}{18,42} \right)^4 \right]$$

$$N_{adm} = -18719,33 \text{ Kg}$$

Dónde:

A= área de la sección transversal

f_c = esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a la fibra.

N_m =carga axial máxima admisible

E= módulo de elasticidad

3.1.1.4.5.3 Columna larga

$$C_k = 0.7025 * \sqrt{\frac{E}{f_c}}$$

$$C_k = 0.7025 * \sqrt{\frac{55000}{80}}$$

$$C_k = 18,42$$

$$\lambda = 31,49 \text{ Ok..!}$$

3.1.1.4.5.3.1 Carga admisible.

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * A}{\lambda^2}$$

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{55000 * \pi * 12,7^2}{31,49^2 * 4}$$

Dónde:

A= área de la sección transversal

λ = esbeltez del elemento

(considerar solo la mayor).

E= módulo de elasticidad.

N_{adm} = carga axial máxima

admisible.

$$N_{adm} = 2311,59 \text{ Kg} > 1413,54 \text{ Kg ok..!}$$

3.1.1.4.5.4 Verificación de esfuerzos a flexo compresión de los puntales

3.1.1.4.5.4.1 Presión dinámica del viento distribuida sobre los puntales

Datos:

$$D=5,00\text{pulg}$$

$$L=4,00\text{m}$$

$$N=1413,54 \text{ Kg}$$

$$q_z = 569,64 \frac{N}{m^2}$$

$$q_z = 56,96 \frac{Kg}{m^2}$$

$$P = \frac{\pi * D}{2}$$

$$P = \frac{\pi * 5 * 2,54}{2 * 100}$$

$$P=0,20 \text{ m}$$

$$q = P * q_z$$

$$q = 0,2 * 56,96$$

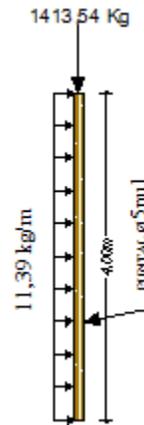
$$q=11,39 \text{ Kg/m}$$

Dónde:

P=Perímetro del puntal (solo la mitad de su sección transversal).

D= Diámetro del puntal.

L= Longitud efectiva del puntal (Debido a que en el mercado no hay puntales de mayor longitud y por ello se pieza los puntales cada 4 metros de longitud).



3.1.1.4.5.4.2 Capacidad de cargas para columnas sometidas a flexo compresión

a) Carga crítica de Euler.

$$N_{Cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L^2}$$

$$N_{Cr} = \frac{\pi^2 * 55000 * \pi * 12,7^4}{400^2 * 64}$$

$$N_{Cr} = 4332,39 \text{ Kg}$$

b) Factor de amplificación de momentos K_m

$$K_m = \frac{1}{1 - 1,5 * \frac{N}{N_{Cr}}}$$

$$K_m = \frac{1}{1 - 1,5 * \frac{1413,54}{4332,39}}$$

$$K_m = 1,96$$

c) Módulo de sección z.

$$Z = \frac{\pi * D^3}{32}$$

$$Z = \frac{\pi * 12,7^3}{32}$$

$$Z = 201,10 \text{ cm}^3$$

d) Momento máximo en el elemento.

$$M = \frac{q_c * Lc^2}{8}$$

$$M = \frac{11,39 * 400^2}{8 * 100}$$

$$M = 2278,00 \text{ Kg*cm}$$

e) Verificación a flexo compresión.

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{K_m * |M|}{Z * f_m} < 1$$

$$\frac{1413,54}{2311,59} + \frac{1,96 * |2278,00|}{201,10 * 100} < 1$$

$$0,83 < 1 \text{ ok!}$$

Finalmente se usarán puntales de 5 pulgadas de diámetro y longitudes de 4 metros cada puntal.

3.1.1.5 Dimensiones de Riostra

- a) Se usarán riostras de **1"X3"**, de acuerdo a las recomendaciones del libro "diseño de estructuras de maderas", Autor: Ing. José Rodrigo Lea Plaza, pág.131.
- b) Madera del tipo C (Pino de Tarija).

3.1.1.6 Dimensiones de Crucetas

- a) Trabajaremos con crucetas de **1"X3"**, de acuerdo a las recomendaciones del libro "diseño de estructuras de maderas", Autor: Ing. José Rodrigo Lea Plaza, pág.131.
- b) Madera del tipo C (Pino de Tarija).

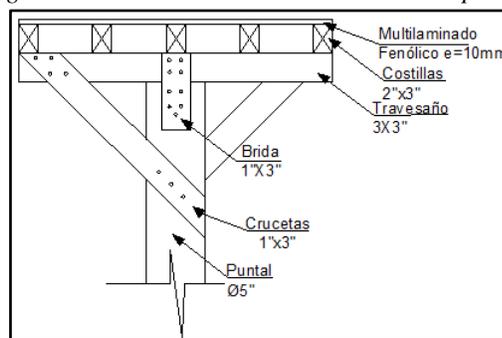
3.1.1.7 Dimensiones de bridas

- c) Usaremos bridas de **1"X3"**, de acuerdo a las recomendaciones del libro "diseño de estructuras de maderas", Autor: Ing. José Rodrigo Lea Plaza, pág.131.
- d) Madera del tipo C (Pino de Tarija).

3.1.1.8 Dimensiones de travesaños

- a) Se recomienda usar travesaños **3"X3"**, de acuerdo a las recomendaciones del libro "diseño de estructuras de maderas", Autor: Ing. José Rodrigo Lea Plaza, pág.131.
- b) Madera del tipo C (Pino de Tarija).

Figura#48 Dimensiones de los elementos del puntal.



Fuente: Elaboración propia.

3.2 Análisis de cargas y diseño de encofrado tradicional apoyado sobre estructuras metálicas

3.2.1 Losa inferior del tanque elevado

3.2.1.1 Cargas de diseño

- ✓ Se usaran las mismas cargas que la del encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural, con la diferencia que los puntales tendrán menores cargas por peso propio de puntales.

3.2.1.1.1 Carga por peso propio

- ✓ Según norma UNE 83317:1991, Jiménez Montoya Hormigón armado, 15^a edición, basada en la EHE-2008, página 56.
- ✓ Densidad del hormigón armado ($F_{ck}=35\text{Mpa}$).

$$\gamma = 2500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

- ✓ Espesor de la losa.

$$e = 0,30\text{m}$$

- ✓ Carga por peso propio.

$$C_{p_{pH}} = 2500 * 0,30 = 750 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$Pp = 750 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

3.2.1.1.2 Carga de impacto

- ✓ Se usara las recomendaciones del libro “diseño de estructuras de maderas “, Autor: Ing. José Rodrigo Lea Plaza, pág.132.

$$C_i = 25\% * C_{p_{pH}} = 25\% * 750$$

$$C_i = 188 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

3.2.1.1.3 Sobrecarga de uso

- ✓ De acuerdo a la norma EN 12812 (Equipamiento para trabajos temporales de obra).

$$S_{cu} = 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

3.2.1.1.4 Carga debido al peso propio del Multilaminado Fenólico

- ✓ Según CIMAL, la carga por peso propio del fenólico de 10 mm de espesor se considera.

$$p_{mf} = 5,29 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

3.2.1.2 Dimensionamiento de costillas elemento 1284

- Las dimensiones de las costillas son las mismas que las del encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural, por lo tanto el procedimiento es el mismo.
- Madera del tipo C (Pino de Tarija).

adoptamos costillas de: 2"x3"

3.2.1.3 Dimensionamiento de puntales

- Del Sap2000 V18.01.1. obtenemos la reacción en "a"

3.2.1.3.1 Reacción en "a" para el elemento 1284

$$\mathbf{Ra=1133,75 \text{ Kg}}$$

- Ver figura#46

3.2.1.3.2 Propiedades del puntal

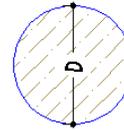
a) Madera tipo C (Eucalipto Colorado).

$F_c = 80,00 \text{ Kg/Cm}^2$ Tensión admisible máximo (compresión paralela)

$E = 55000,00 \text{ Kg/Cm}^2$ Módulo de elasticidad

$D = 12,7 \text{ cm} = 5 \text{ pulg}$ Diámetro del puntal

$L = 400,00 \text{ cm}$ Longitud efectiva.



3.2.1.3.2.1 Carga por peso propio del puntal

$$C_{p_{pp}} = \gamma * A * L_p$$

$$C_{p_{pp}} = 800 * \frac{\pi * 0,127^2}{4} * 6,56$$

$$C_{p_{pp}} = 66,48 \text{ Kg}$$

Dónde:

γ = Peso específico del puntal (800kg/m³)

A =Sección transversal del puntal.

L_p =Longitud total del puntal.(Para el caso mas critico cuando se considere el último tramo a nivel de la cercha).

3.2.1.3.2.2 Carga por peso propio de las costillas

$$C_{p_{pc}} = \gamma * h * b$$

$$C_{p_{pc}} = 600 * 0,0762 * 0,0508$$

$$C_{p_{pc}} = 2,32 \text{ Kg/m}$$

$$n = 5$$

$$C_{p_{pc \text{ total}}} = n * C_{p_{pc}}$$

$$C_{p_{pc \text{ total}}} = 5 * 2,32$$

$$C_{p_{pc \text{ total}}} = 11,61 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Dónde:

γ =Peso específico de la costilla. (600kg/m³)

h =Altura de la costillas (3")

b =Base de la costilla (2")

n = número de costillas.

$C_{p_{pc}}$ = carga por peso propio de la costilla.

$C_{p_{pc \text{ total}}}$ = Carga por peso propio de la costilla total.

R_a costilla = Reacción en "a" debido a las costillas.

P_a : Carga de diseño para el puntal en "a"

$$R_{a \text{ costilla}} = \frac{11,61 * 1,062}{2}$$

$$R_{a \text{ costilla}} = 6,17Kg$$

$$P_a = R_{a \text{ costilla}} + R_a + C p_{pp}$$

$$P_a = 6,17 + 1133,75 + 66,48$$

$$P_a = 1206,40 Kg$$

3.2.1.3.3 Cálculo de la esbeltez

$$\lambda = \frac{L}{D}$$

➤ Ver tabla#1.

Dónde:

λ = Esbeltez

L=Longitud efectiva del puntal.

D=Diámetro del puntal.

3.2.1.3.3.1 Columna corta

$$\lambda = \frac{400}{12,70}$$

$$\lambda = 31,49 \text{ no es el caso..!}$$

3.2.1.3.3.1.1 Carga admisible

$$N_{adm} = f_c * A$$

$$N_{adm} = 80 * \frac{\pi * 12,70^2}{4}$$

$$N_{adm} = 10134,15 Kg$$

Dónde:

A= área de la sección transversal.

f_c =esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a la fibra.

N_{adm} = carga axial máxima admisible

3.2.1.3.3.2 Columna intermedia

$$C_k = 0.7025 * \sqrt{\frac{E}{f_c}}$$

$$C_k = 0.7025 * \sqrt{\frac{55000}{80}}$$

$$C_k = 18,42$$

$$\lambda = 31,49 \text{ No es el caso..!}$$

3.2.1.3.3.2.1 Carga admisible

$$N_{adm} = f_c * A * \left[1 - \frac{1}{3} * \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right]$$
$$N_{adm} = 80 * \frac{\pi * 12,7^2}{4} * \left[1 - \frac{1}{3} * \left(\frac{31,49}{18,42} \right)^4 \right]$$
$$N_{adm} = -18719,33 \text{ Kg}$$

Dónde:

A=área de la sección transversal

f_c =esfuerzo máximo admisible de compresión paralela a la fibra.

N_m =carga axial máxima admisible

E=módulo de elasticidad

3.2.1.3.3.3 Columna larga

$$C_k = 0.7025 * \sqrt{\frac{E}{f_c}}$$
$$C_k = 0.7025 * \sqrt{\frac{55000}{80}}$$
$$C_k = 18,42$$

$$\lambda = 31,49 \text{ Ok..!}$$

3.2.1.3.3.3.1 Carga admisible

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * A}{\lambda^2}$$
$$N_{adm} = 0,329 * \frac{55000 * \pi * 12,7^2}{31,49^2 * 4}$$

Dónde:

A=área de la sección transversal

λ = esbeltez del elemento (considerar solo la mayor).

E: módulo de elasticidad.

N_{adm} =carga axial máxima admisible.

$$N_{adm} = 2311,59 \text{ Kg} > p_a = 1206,40 \text{ Kg}$$

3.2.1.3.3.4 Verificación de esfuerzos a flexo compresión de los puntales

3.2.1.3.3.4.1 Presión dinámica del viento distribuida sobre los puntales

Datos:

$$D=5,00\text{pulg}$$

$$L=4,00\text{m}$$

$$N=1206,40\text{Kg}$$

$$q_z = 569,64 \frac{N}{m^2}$$

$$q_z = 56,96 \frac{Kg}{m^2}$$

$$P = \frac{\pi * D}{2}$$

$$P = \frac{\pi * 5 * 2,54}{2 * 100}$$

$$P=0,20 \text{ m}$$

$$q = P * q_z$$

$$q = 0,2 * 56,96$$

$$q=11,39 \text{ Kg}$$

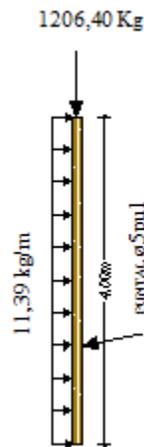
Dónde:

P= Perímetro del puntal (solo la mitad de su sección transversal).

D= Diámetro del puntal.

L= Longitud efectiva del puntal (Debido a que en el mercado no hay puntales de mayor longitud y por ello se pieza los puntales cada 4 metros de longitud.

q=carga de viento distribuida en el puntal.



3.2.1.3.3.4.2 Capacidad de cargas para columnas sometidas a flexo compresión

f) Carga crítica de Euler.

$$N_{Cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L^2}$$

$$N_{Cr} = \frac{\pi^2 * 55000 * \pi * 12,7^4}{400^2 * 64}$$

$$N_{cr} = 4332,39 \text{ Kg}$$

g) Factor de amplificación de momentos K_m .

$$K_m = \frac{1}{1 - 1,5 * \frac{N}{N_{Cr}}}$$

$$K_m = \frac{1}{1 - 1,5 * \frac{1206,40}{4332,39}}$$

$$K_m = 1,72$$

h) Módulo de sección z.

$$Z = \frac{\pi * D^3}{32}$$

$$Z = \frac{\pi * 12,7^3}{32}$$

$$Z = 201,10 \text{ cm}^3$$

i) Momento máximo en el elemento.

$$M = \frac{q_c * Lc^2}{8}$$

$$M = \frac{11,39 * 400^2}{8 * 100}$$

$$M = 2278,00 \text{ Kg} * \text{Cm}$$

j) Verificación a flexo compresión.

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{K_m * |M|}{Z * f_m} < 1$$

$$\frac{1206,40}{2311,59} + \frac{1,72 * |2278,00|}{201,10 * 100} < 1$$

$$0,72 < 1 \text{ ok!}$$

Finalmente se usarán puntales de 5 pulgadas de diámetro y longitudes de 4,00 metros cada puntal

3.2.1.4 Dimensionamiento de la cercha metálica

3.2.1.4.1 Cargas de diseño

3.2.1.4.1.1 Reacciones de los puntales

- a) Reacción del puntal en “a” elemento
(1284)

$$p_a = 1206,40 \text{ Kg}$$

- b) Reacción del puntal en “b” elemento
(1284-1283)

$$p_b = 970,70 \text{ Kg}$$

- c) Reacción del puntal en “c” elemento
(1283-1282)

$$p_c = 826,30 \text{ Kg}$$

- d) Reacción del puntal en “d” elemento
(1282-1281)

$$p_d = 712,53 \text{ Kg}$$

- e) Reacción del puntal en “e” elemento
(1281-1280)

$$p_e = 586,19 \text{ Kg}$$

- f) Reacción del puntal en “f” elemento (1280-1279)

$$p_f = 470,86 \text{ Kg}$$

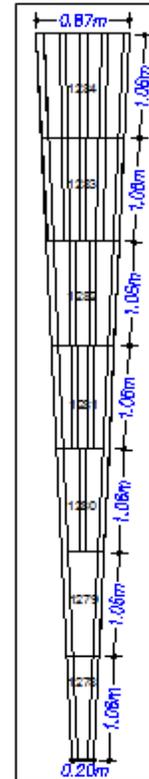
- g) Reacción del puntal en “g” elemento (1279-1278)

$$p_g = 356,48 \text{ Kg}$$

- h) Reacción del puntal en “h” elemento (1278)

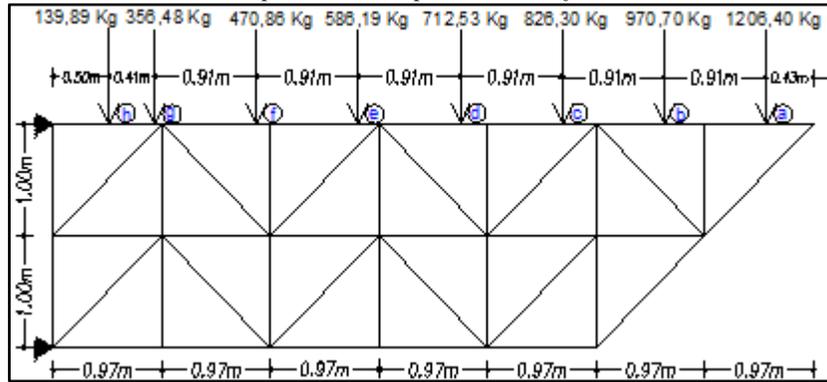
$$p_h = 139,89 \text{ Kg}$$

Figura#49 Fragmentación de la losa



Fuente: Elaboración propia.

Figura#50 Reacciones de los puntales de soporte del encofrado sobre la cercha metálica.

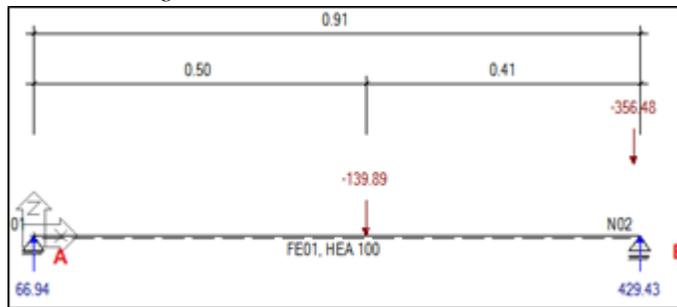


Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.4.1.1 Idealización de cargas de barra a nudos en la cercha

a) Barra (A-B).

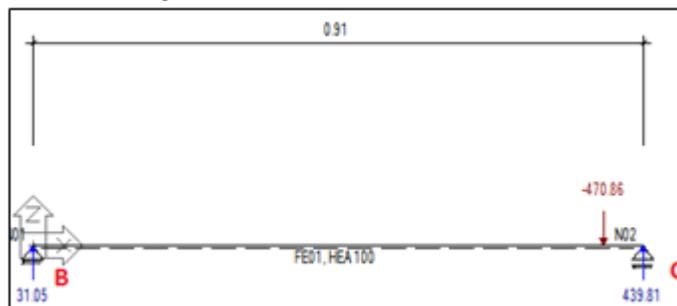
Figura#51 Reacciones del elemento A-B



Fuente: Elaboración propia.

b) Barra (B-C).

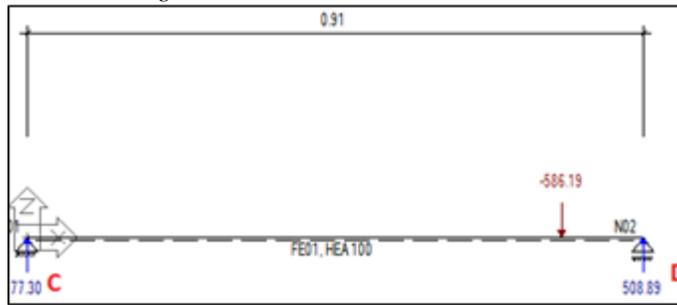
Figura#52 Reacciones del elemento B-C



Fuente: Elaboración propia.

c) Barra (C-D)

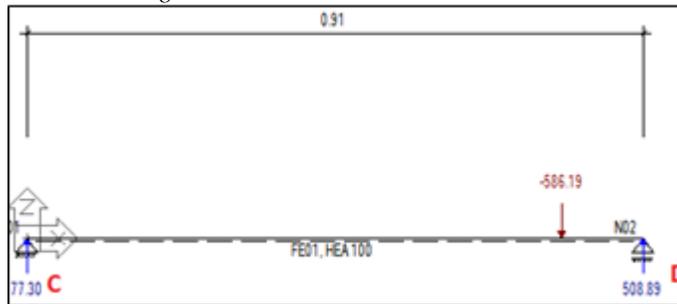
Figura#53 Reacciones del elemento C-D



Fuente: Elaboración propia.

d) Barra (D-E)

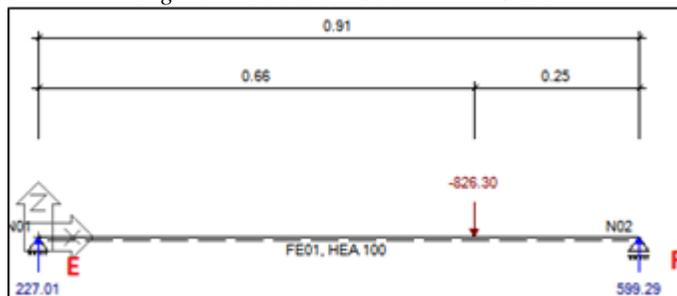
Figura#54 Reacciones del elemento D-E



Fuente: Elaboración propia.

a) Barra (E-F)

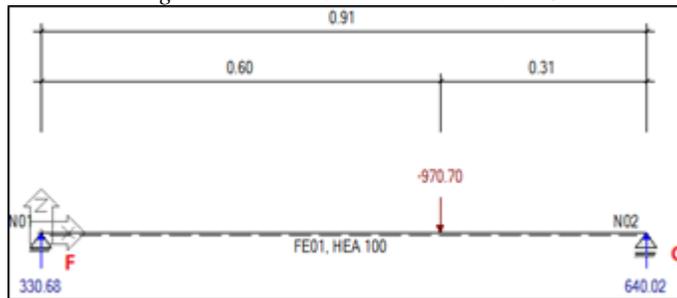
Figura#55 Reacciones del elemento E-F



Fuente: Elaboración propia.

b) Barra (F-G)

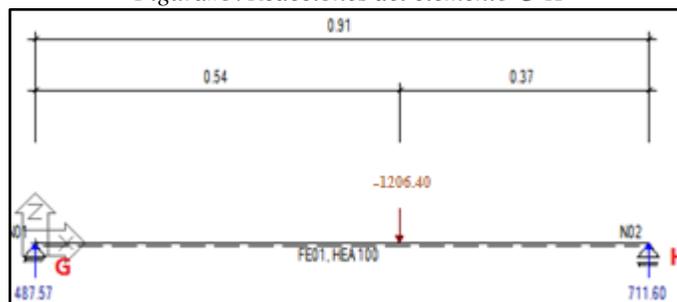
Figura#56 Reacciones del elemento F-G



Fuente: Elaboración propia

c) Barra (G-H)

Figura#57 Reacciones del elemento G-H



Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.4.1.2 Carga distribuida de la tabla de apoyo sobre la cercha

a) Se realizara el análisis para el elemento más crítico (en la mayor separación entre cerchas.

Dónde:

b) Datos:

γ_p = Peso especifico de la tabla(Pino de Tarija)

e = Espesor dela tabla

$$e = 1" = 2,54 \text{ Cm}$$

c) Cálculos de la carga distribuida.

- Longitud promedio.

$$L_{prom} = \frac{0,87 + 0,54}{2}$$

$$L_{prom} = 0,706 \text{ m}$$

- Carga distribuida.

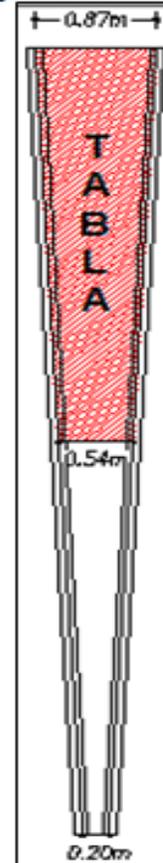
$$q_{tabla} = \gamma * e * L_{prom}$$

$$q_{tabla} = 600 * \frac{2,54}{100} * 0,706$$

$$q_{tabla} = 10,76 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

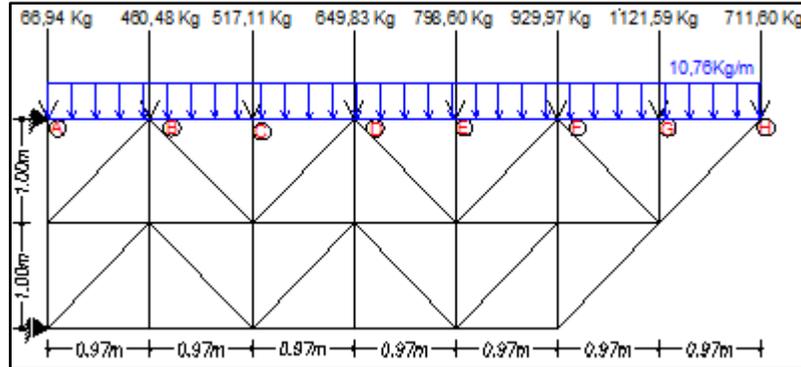
d) A través de la tabla de madera se podrá distribuir mejor la carga de los puntales sobre la cercha y arriostrar las cerchas.

Figura#58 Tabla de apoyo



Fuente:Elaboracion propia.

Figura#59 Cargas idealizadas de puntales y tabla de apoyo en la cercha.



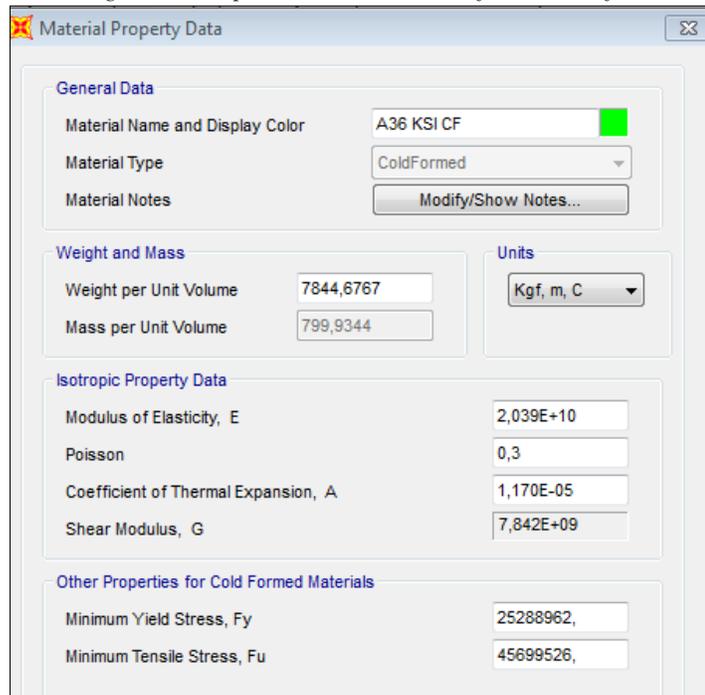
Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.4.1.3 Peso propio de la cercha

3.2.1.4.1.3.1 Perfiles C con labios atiesadores conformados en frío.

- a) Se usaran materiales acero A36 según la ASTM

Figura#60 Propiedades del acero conformado en frío



Fuente: Elaboración propia

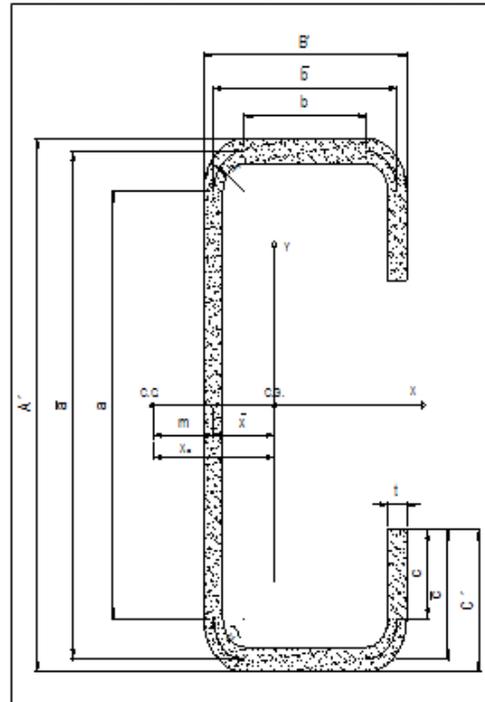
b) Sus propiedades geométricas son.

➤ C100X50X15X2mm.

Datos del perfil		
A'	100	mm.
B'	50	mm.
C'	15	mm.
t	2	mm.
r	2	mm.
α	1	mm.

Parámetros Básicos		
r'	3,00	mm.
a	92,00	mm.
\bar{a}	98,00	mm.
b	42,00	mm.
\bar{b}	48,00	mm.
c	11,00	mm.
\hat{c}	14,00	mm.
u	4,71	mm.

Figura#61 propiedades geométricas del perfil

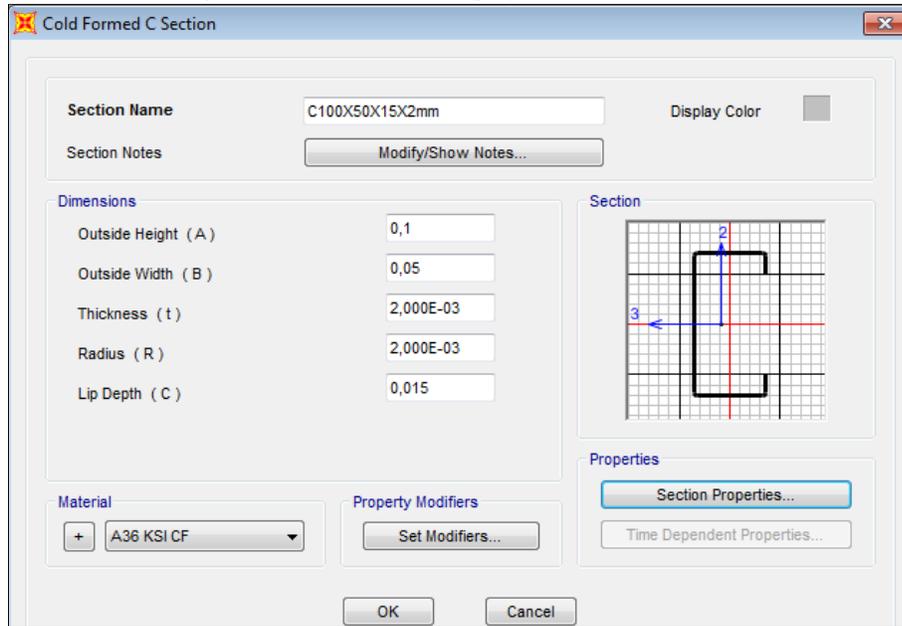


Fuente: Elaboración propia.

Longitud de la línea media	L=	216,85	mm
Área de la sección	A=	433,70	mm ²
Distancia entre el centroide y el alma	x=	16,25	mm
	ξ =	28974,76	
Momento de inercia respecto al eje x	I _x =	692436,78	mm ⁴
	ξ =	35718,30	
Momento de inercia respecto al eje y	I _y =	149804,15	mm ⁴
Distancia entre el C.C y la línea central del alma	m=	24,17	mm
Distancia entre el centroide y C.C.	X ₀ =	-40,42	mm
Constante torsionante de St. Venant	J=	578,27	mm ⁴
	ξ =	242097632,00	
Constante de Alabeo	C _w =	341640612,96	mm ⁶
Módulo de la sección respecto a x	S _x =	13848,74	mm ³

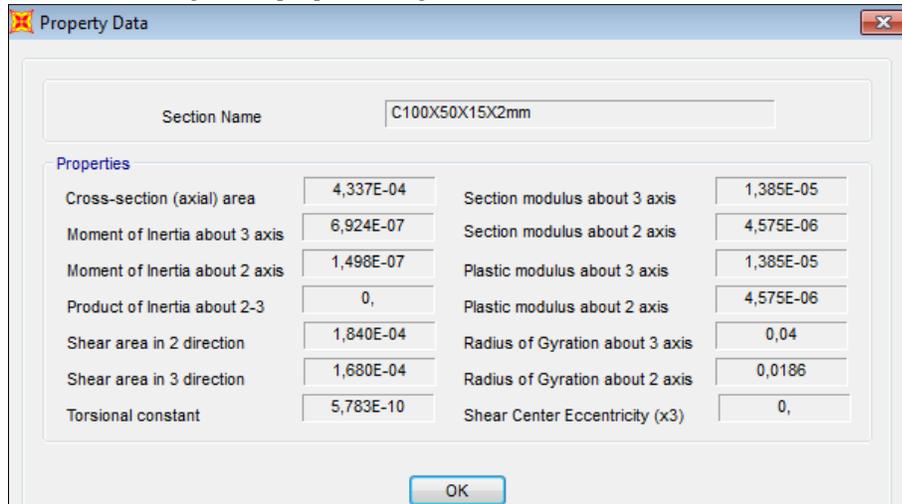
Módulo de la sección respecto a y	Sy=	4574,55	mm ³
Radio de giro respecto a x	rx=	39,96	mm
Radio de giro respecto a y	ry=	18,59	mm
Radio de giro polar	ro=	59,80	mm

Figura#62 Dimensiones del perfil en SAP200 v18.0.1



Fuente: Elaboración propia.

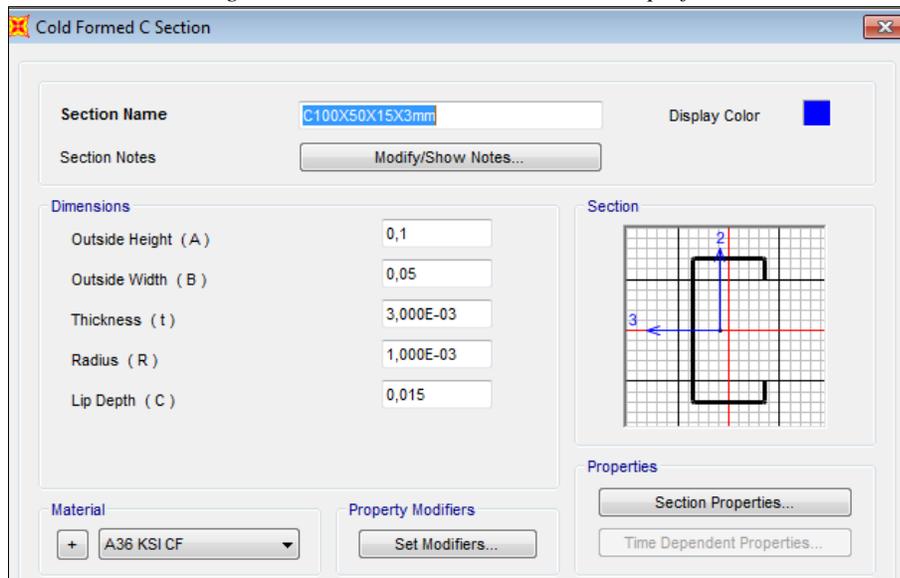
Figura#63 propiedades geométricas en SAP200 v18.0.1



Fuente: Elaboración propia.

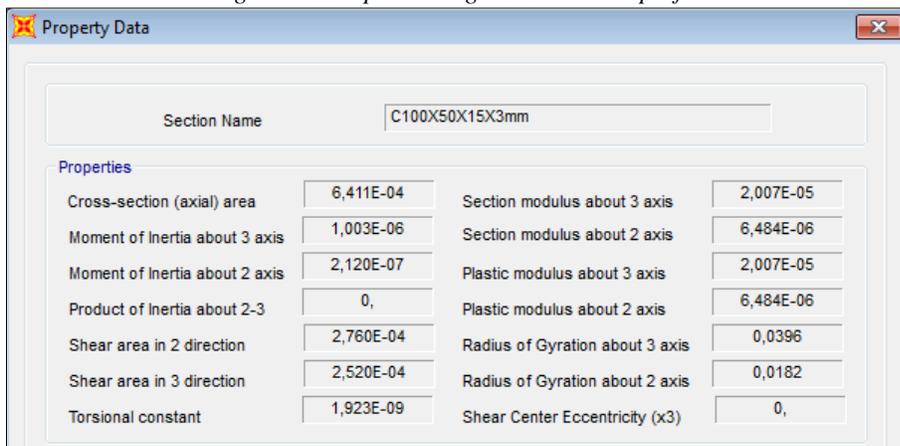
➤ C100X50X15X3mm.

Figura#64 Dimensiones transversales del perfil.



. Fuente: Elaboración propia

Figura#65 Propiedades geométricas del perfil.

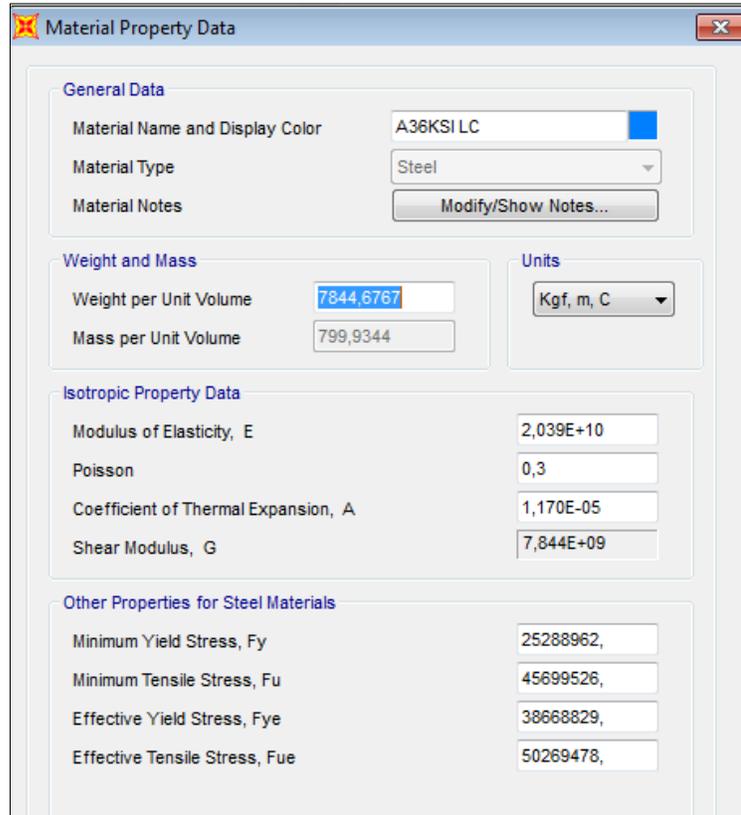


Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.4.1.3.2 Perfiles C con labios atiesadores Conformado en frio

- a) Se usarán materiales acero A36KSI según la ASTM

Figura#66 Propiedades de perfiles conformado en frio



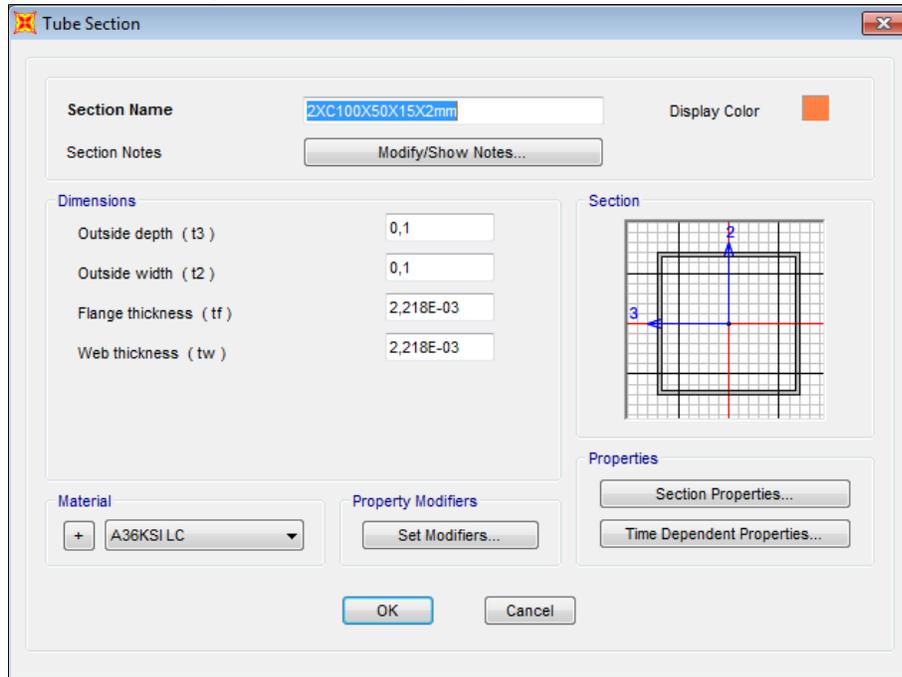
Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	A36KSI LC
	Material Type	Steel
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	7844,6767
	Mass per Unit Volume	799,9344
Units	Units	Kgf, m, C
Isotropic Property Data	Modulus of Elasticity, E	2,039E+10
	Poisson	0,3
	Coefficient of Thermal Expansion, A	1,170E-05
	Shear Modulus, G	7,844E+09
Other Properties for Steel Materials	Minimum Yield Stress, Fy	25288962,
	Minimum Tensile Stress, Fu	45699526,
	Effective Yield Stress, Fye	38668829,
	Effective Tensile Stress, Fue	50269478,

Fuente: Elaboración propia.

- b) Sus propiedades geométricas son.
- 2CX100X50X15X2mm.
 - El análisis se hará como si fuese un perfil laminado en caliente, ya que en SAP2000 v18.0.1 no tiene para su análisis secciones cajones en perfiles conformado en frio.
 - Para este caso se hará un artificio geométrico, haremos variar los espesores del perfil hasta cumplir con el valor de dos veces el área del perfil C100X50X15X2mm.(Se hace este análisis para diseñar en el SAP200 v18.0.1).
 - $2A = 2 * 4,337E-04 = 8,675E-04 \text{ m}^2$.
 - Se relaciona área debido a que los elementos están solicitados a

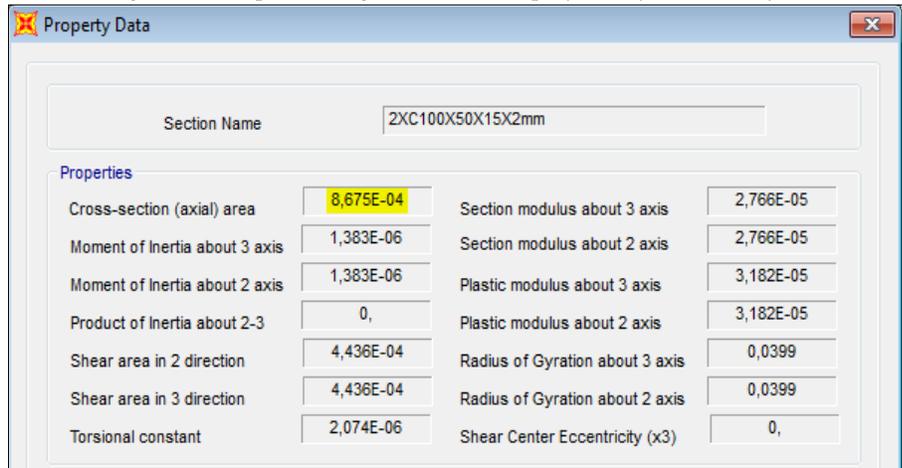
esfuerzos axiales como preponderante.

Figura#67 Geometria del perfil conformado en frio.



Fuente: Elaboración propia.

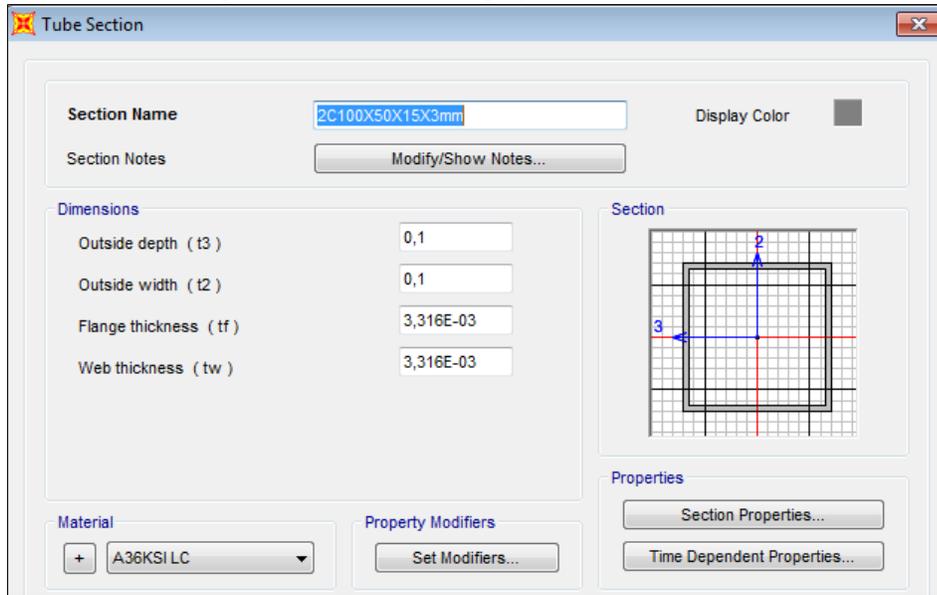
Figura#68 Propiedades geométricas del perfil Conformado en frio.



Fuente: Elaboración propia.

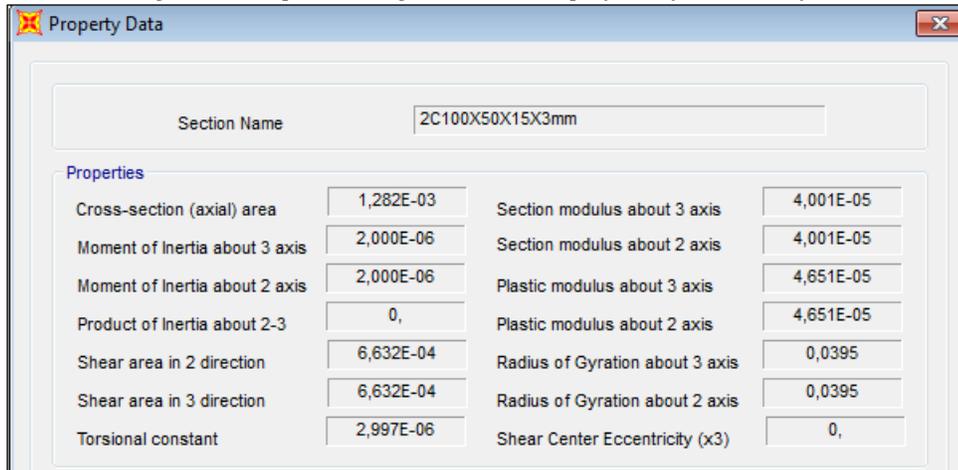
➤ 2CX100X50X15X3mm.

Figura#69 dimensiones del perfil conformado en frio.



Fuente: Elaboración propia.

Figura#70 Propiedades geométricas del perfil conformado en frio.



Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.4.2 Combinaciones de cargas

a) Combinación más desfavorable.

Figura#71 Combinaciones de cargas LRFD.

Load Combination Name (User-Generated) COMB1

Notes

Load Combination Type Linear Add

Options

Define Combination of Load Case Results

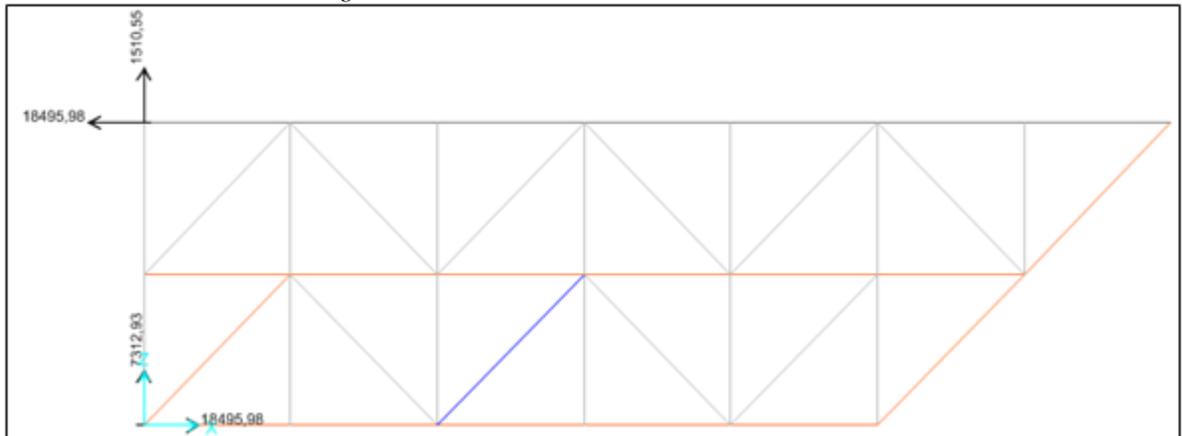
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
REACCIONES DE LOS PUN...	Linear Static	1,6
CARGA POR PESO PROPIO DE DEAD	Linear Static	1,2
REACCIONES DE LOS PUNTAL	Linear Static	1,6

Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.4.3 Reacciones en los apoyos

✓ Las reacciones de los apoyo están en “Kg”

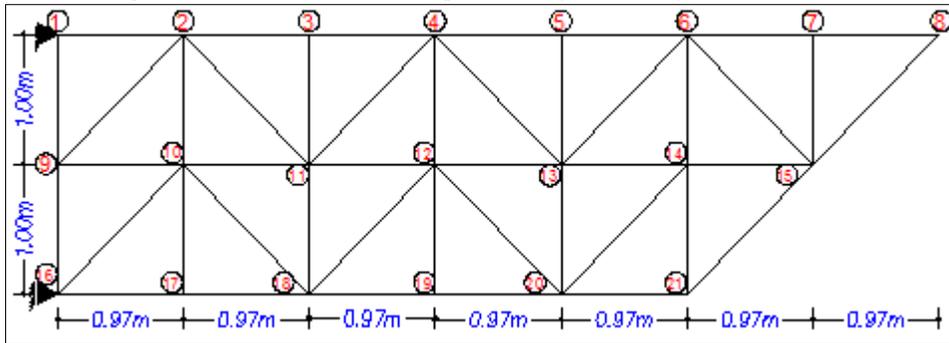
Figura#72 Reacciones de la cercha metálica



Fuente: Elaboración propia.

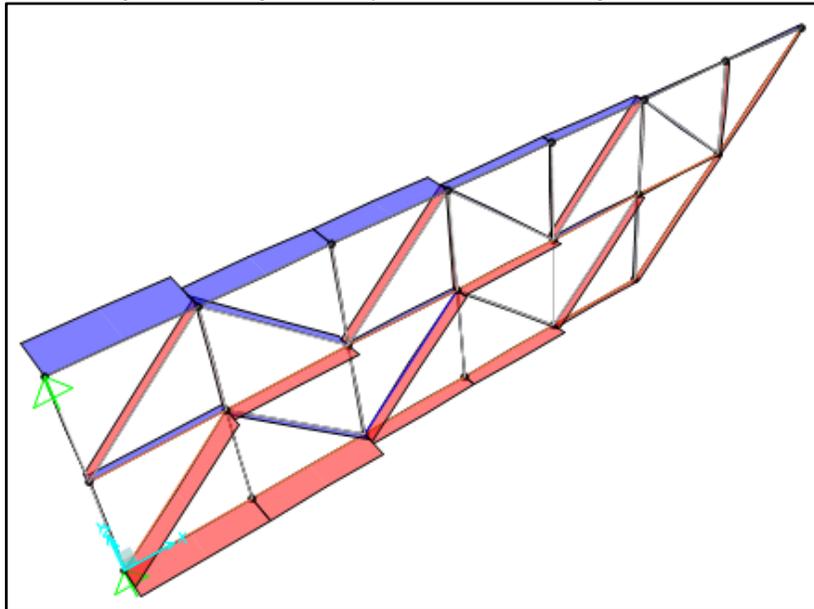
3.2.1.4.4 Fuerzas internas

Figura#73Bautizo de los nudos para identificar los esfuerzos internos.



Fuente: Elaboración propia.

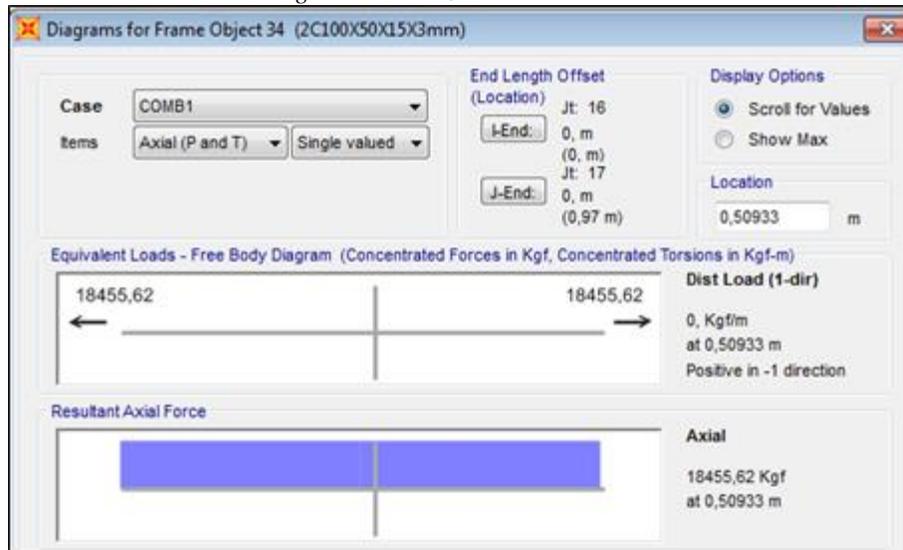
Figura#74 Diagramas de fuerzas internas (cargas axiales).



Fuente: Elaboración propia.

a) Barra 1-2 (Tracción).

Figura#75 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia

b) Barra 1-9 (Tracción).

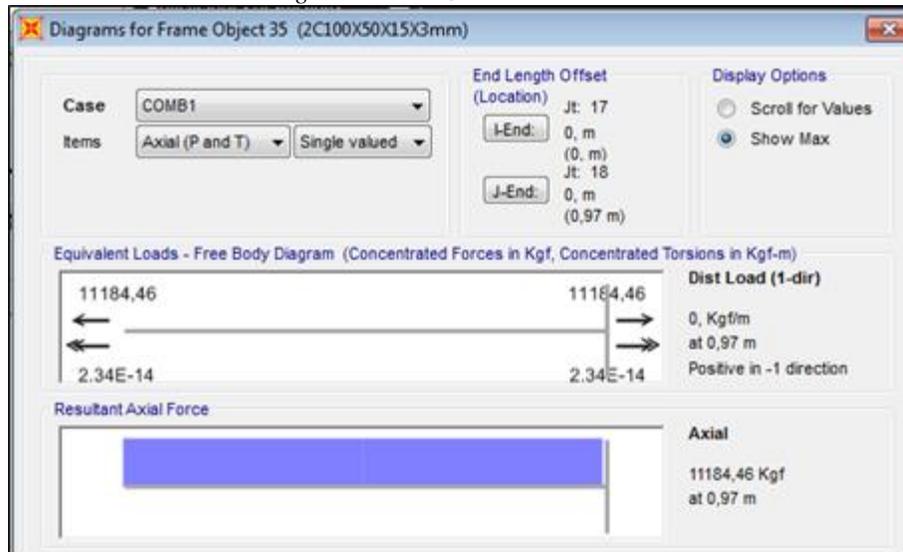
Figura#76 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

c) Barra 2-3 (Tracción).

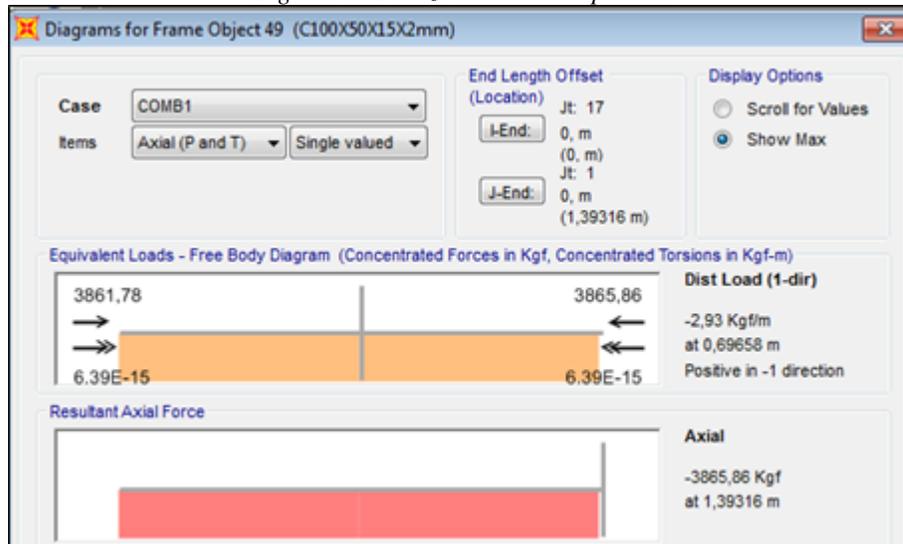
Figura#77 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

d) Barra 2-9 (Compresión).

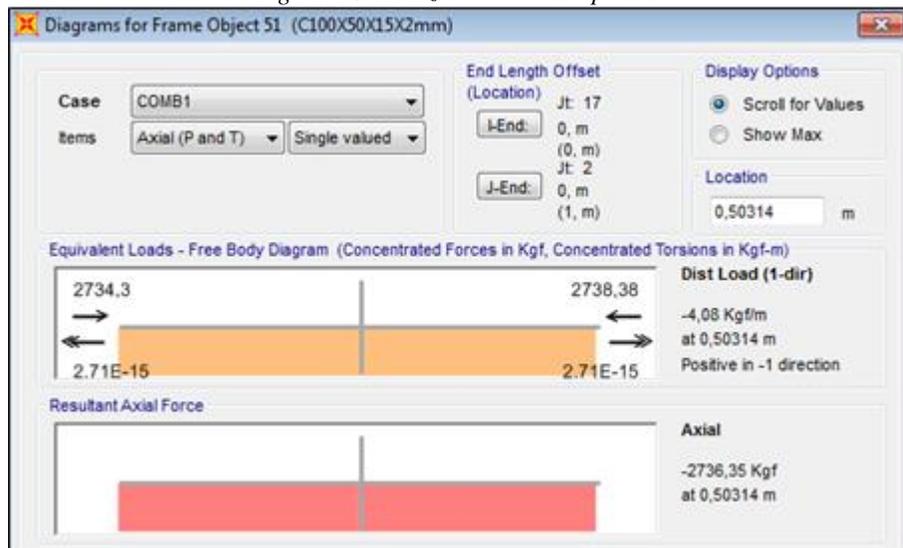
Figura#78 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

e) Barra 2-10 (Compresión).

Figura#79 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

f) Barra 2-11 (Tracción).

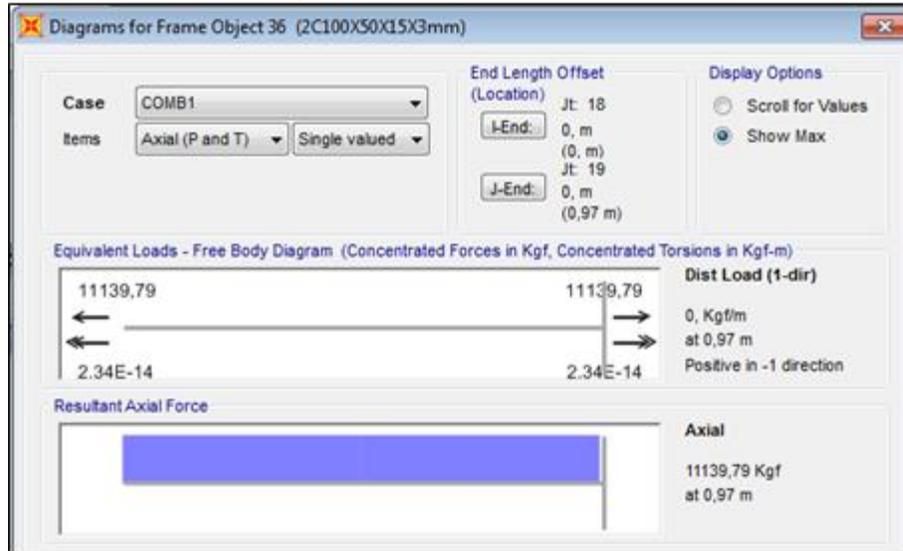
Figura#80 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

g) Barra 3-4 (Tracción).

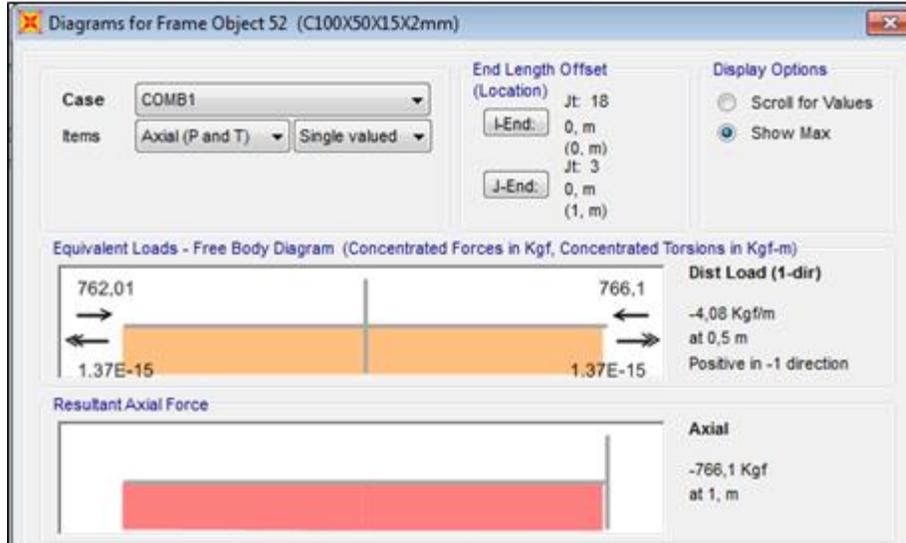
Figura#81 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

h) Barra 3-11 (Compresión).

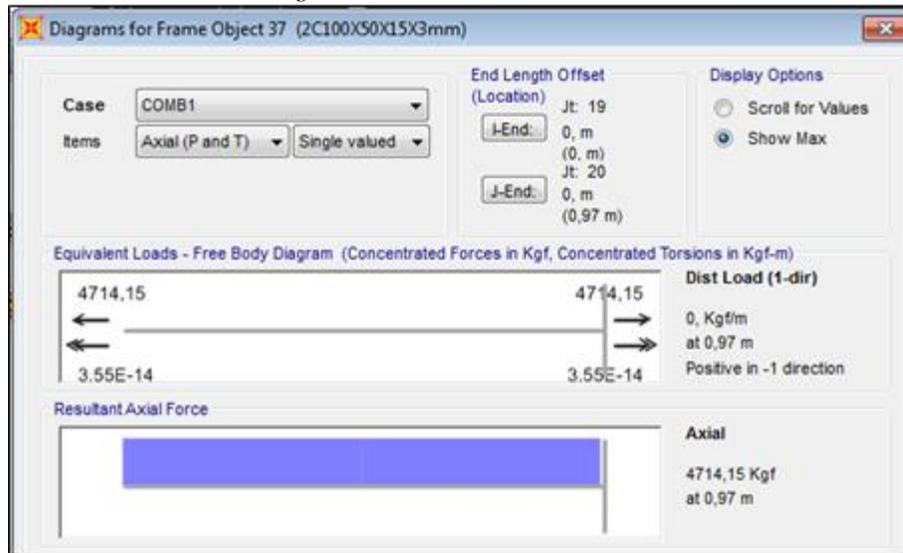
Figura#82 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

i) Barra 4-5 (Tracción).

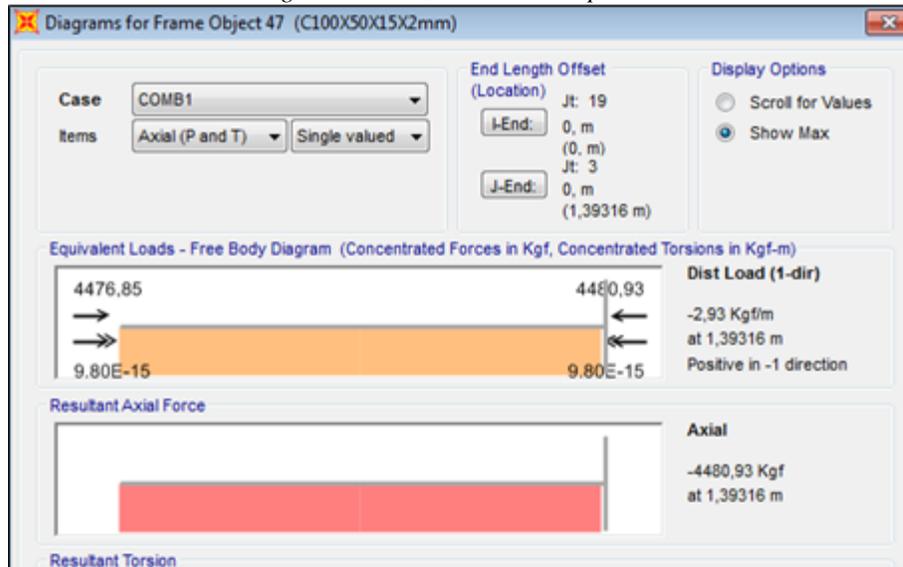
Figura#83 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

j) Barra 4-11 (Compresión).

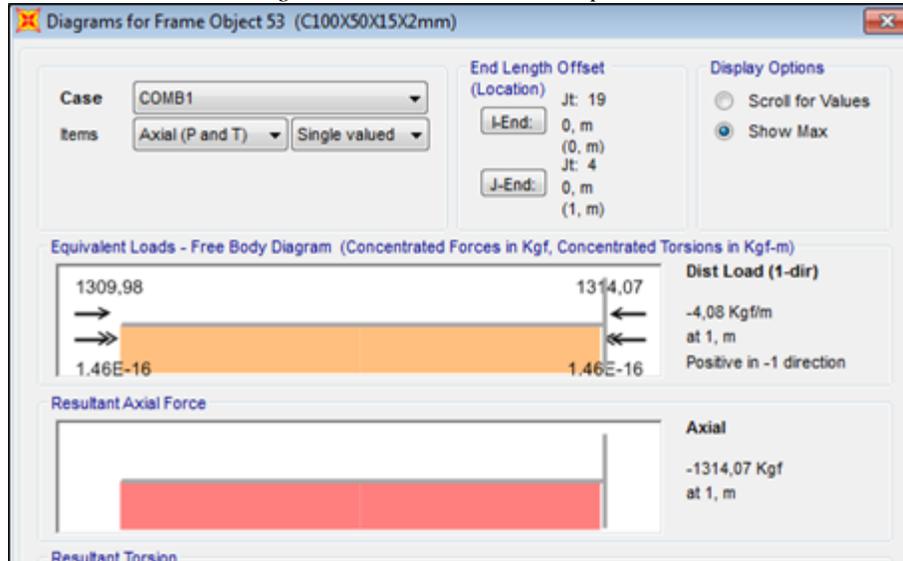
Figura#84 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

k) Barra 4-12 (Compresión).

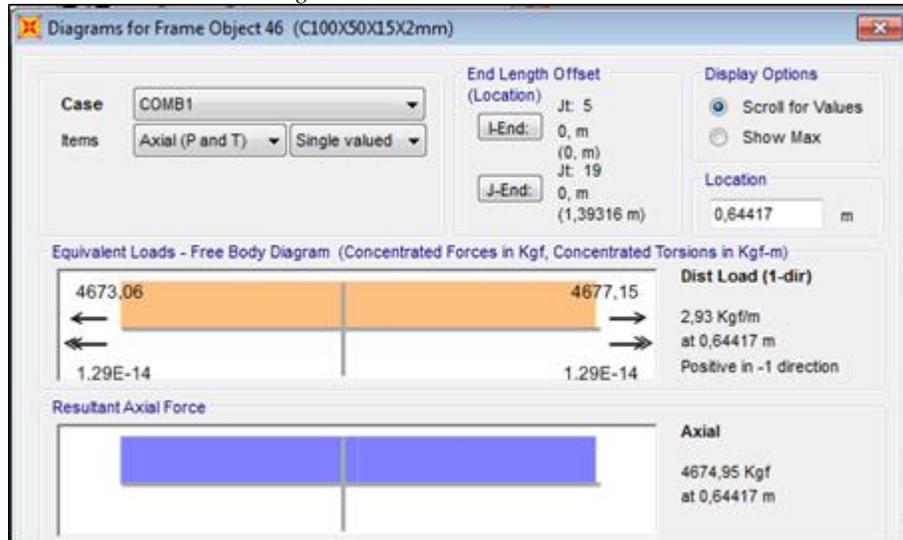
Figura#85 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

l) Barra 4-13 (Tracción).

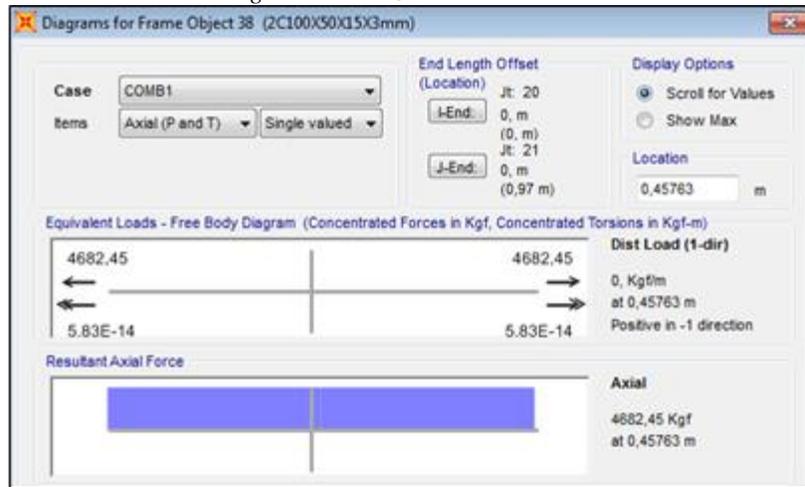
Figura#86 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

m) Barra 5-6 (Tracción).

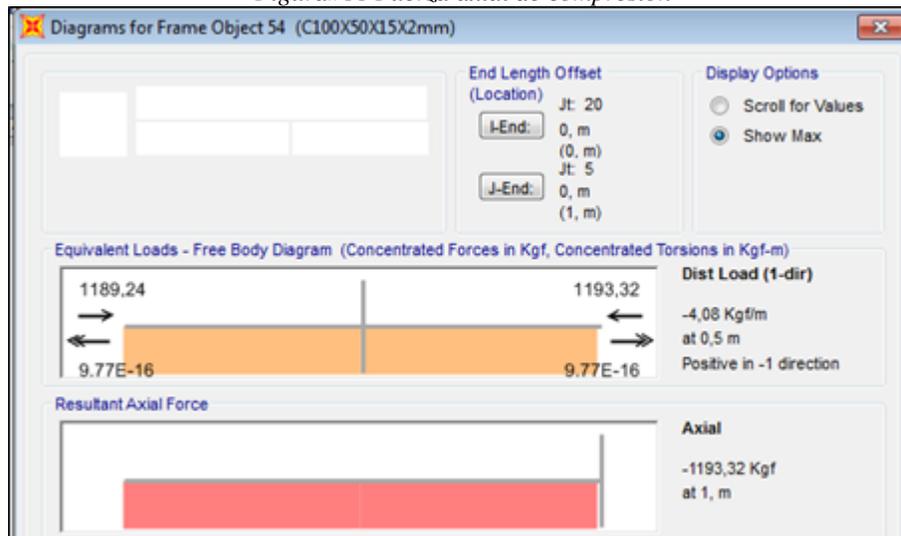
Figura#87 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

n) Barra 5-13 (Compresión).

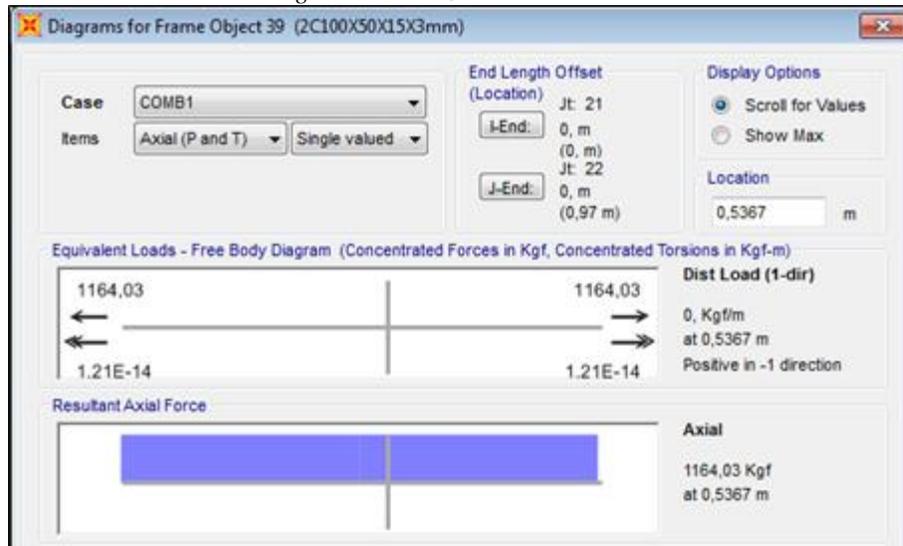
Figura#88 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

o) Barra 6-7 (Tracción).

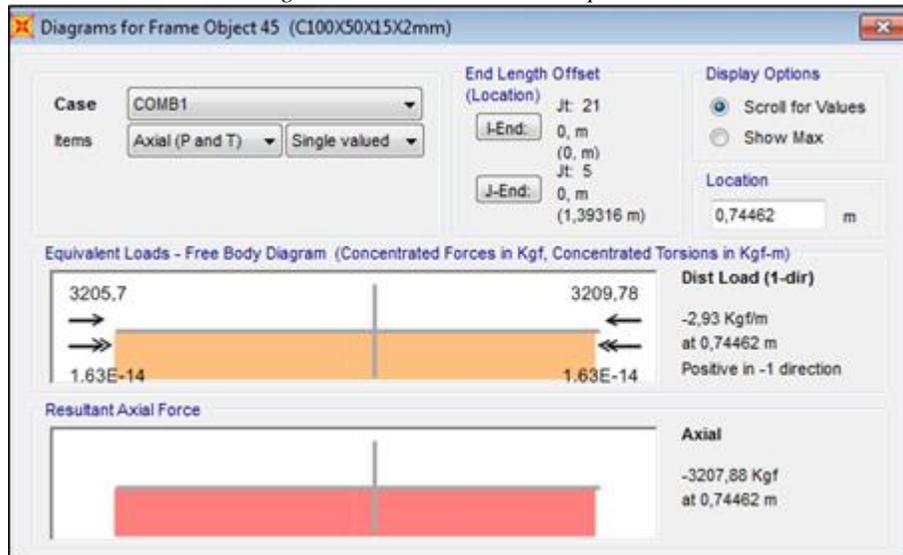
Figura#89 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

p) Barra 6-13 (Compresión).

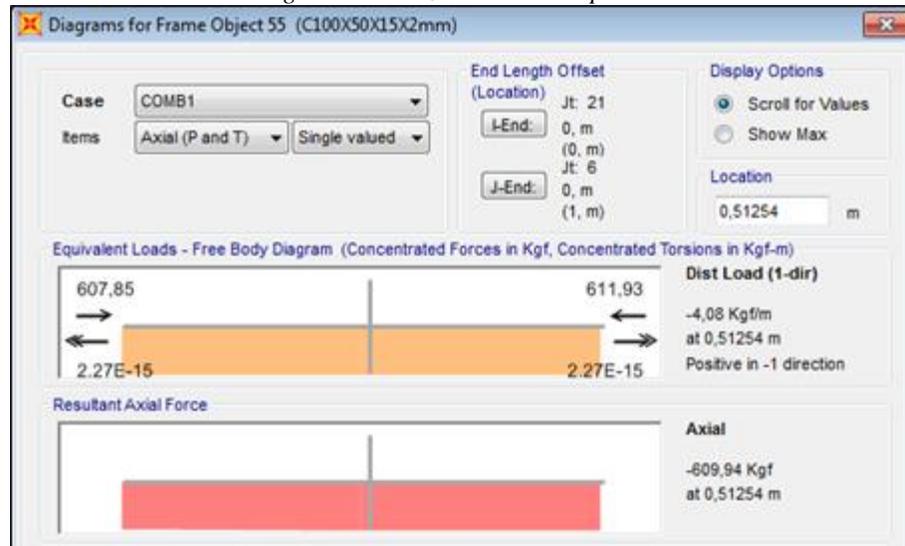
Figura#90 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

q) Barra 6-14 (Compresión).

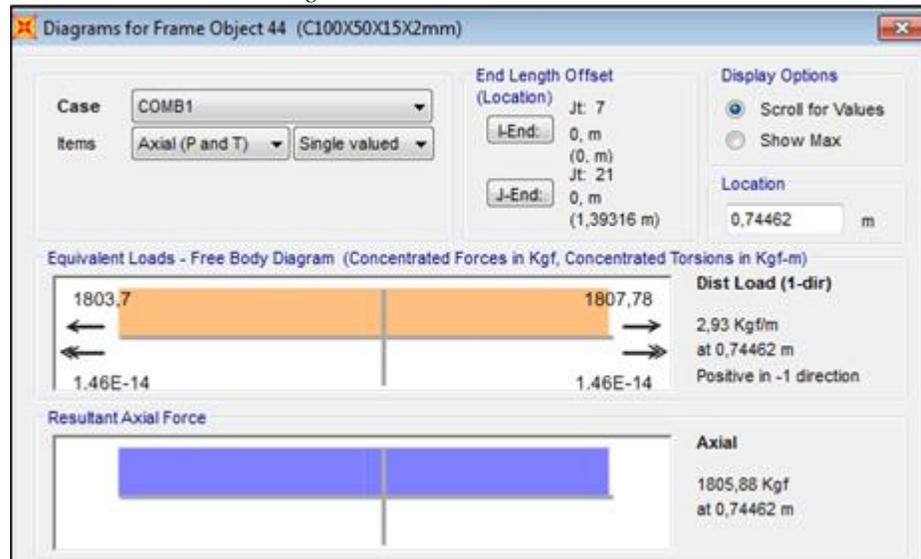
Figura#91 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

r) Barra 6-15 (Tracción).

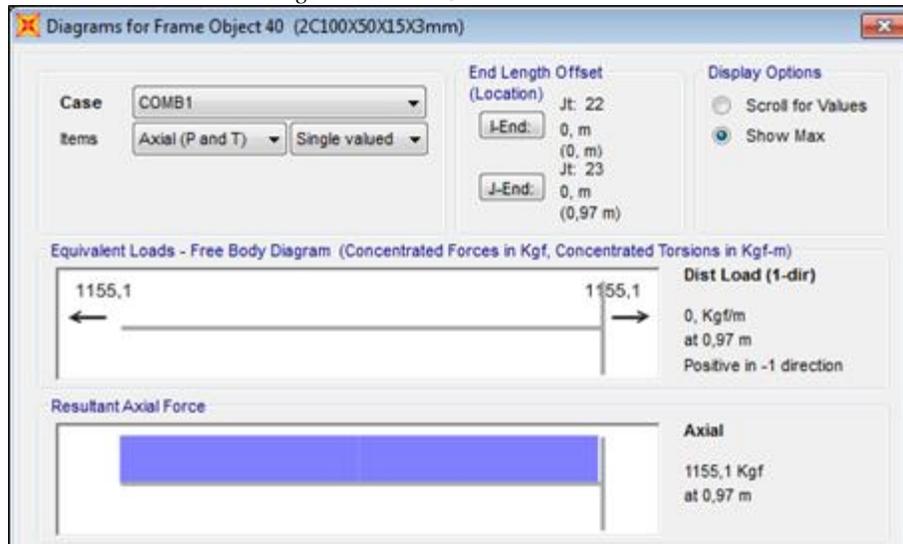
Figura#92 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

s) Barra 7-8(Tracción).

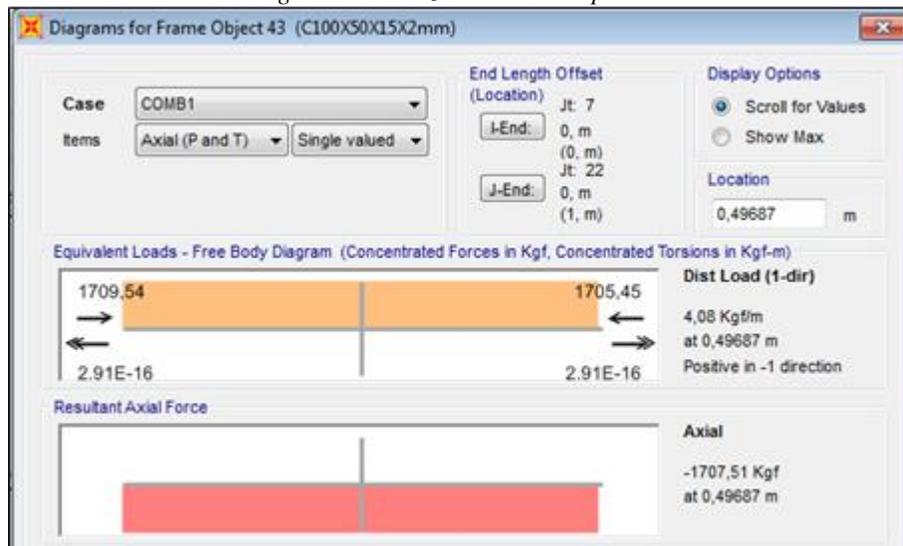
Figura#93 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

t) Barra 7-15 (Compresión).

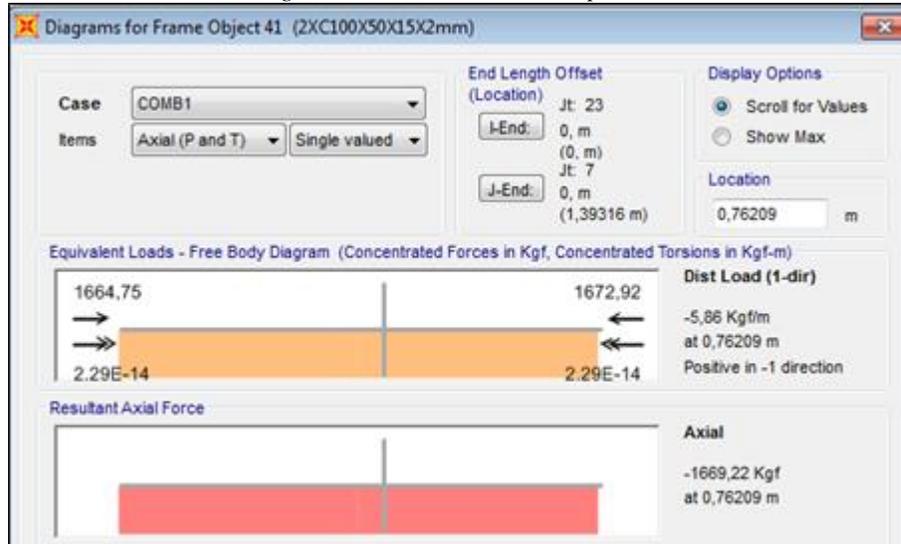
Figura#94 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

u) Barra8-15 (Compresión).

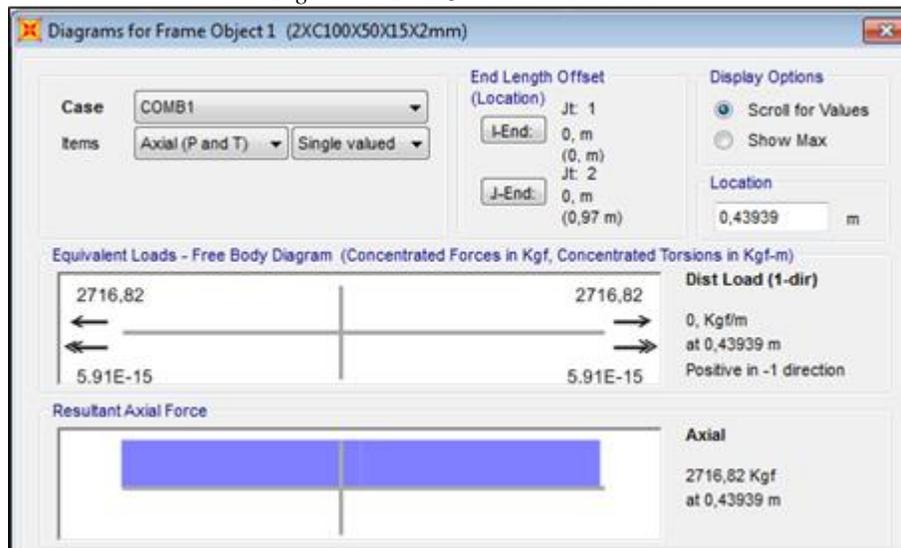
Figura#95 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

v) Barra 9-16 (Tracción).

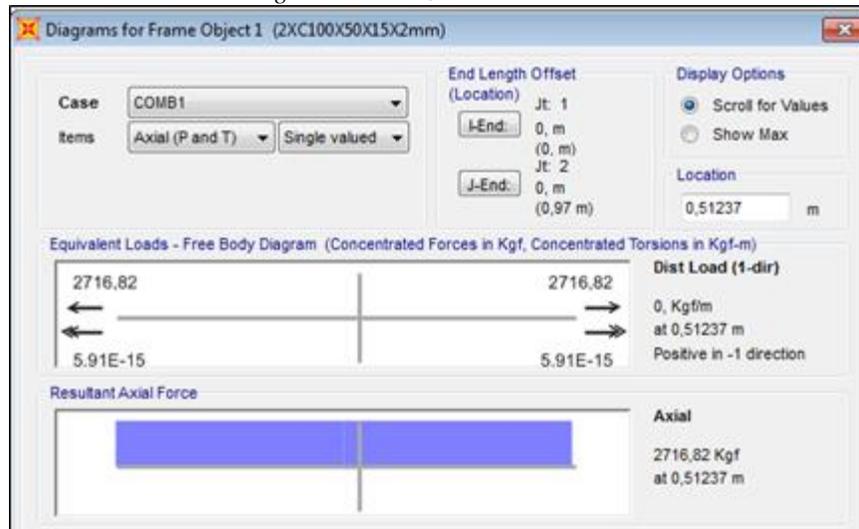
Figura#96 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

w) Barra 9-10 (Tracción).

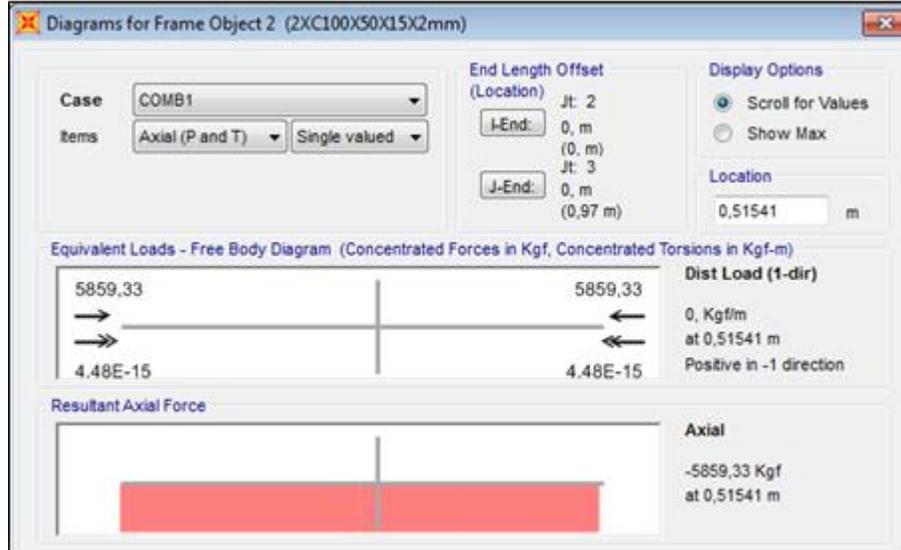
Figura#97 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

x) Barra 10-11 (Compresión).

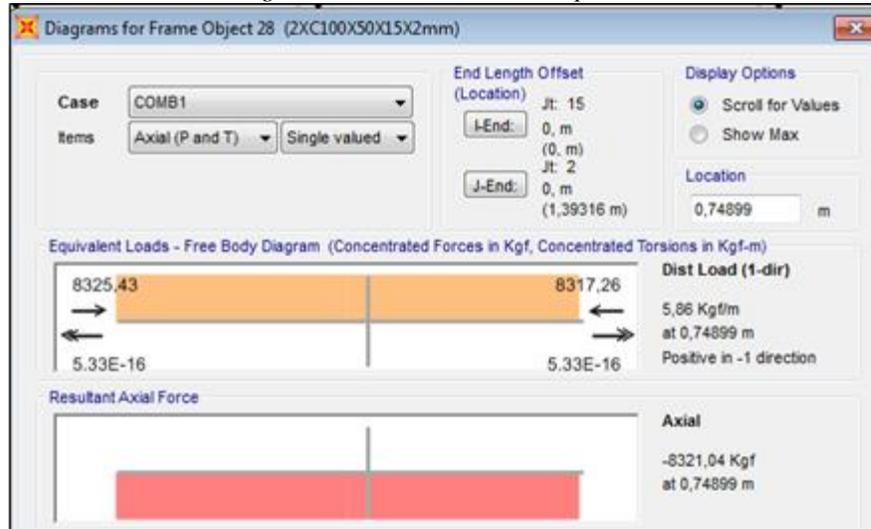
Figura#98 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

y) Barra 10-16 (Compresión).

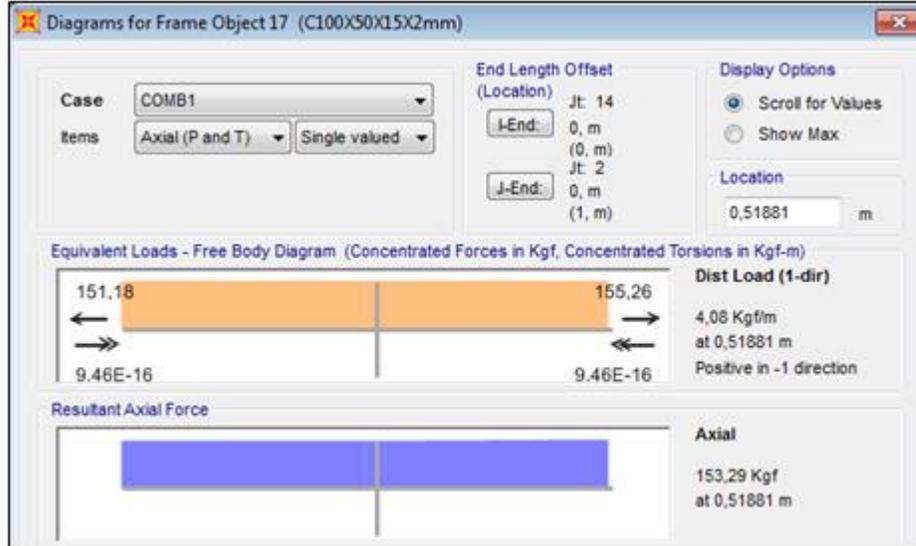
Figura#99 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

z) Barra 10-17 (Tracción).

Figura#100 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

aa) Barra 10-18 (Tracción).

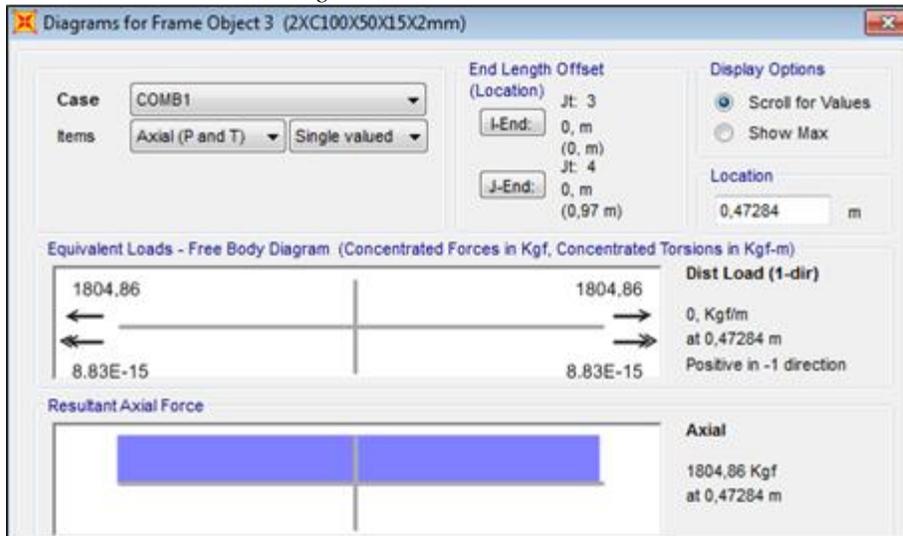
Figura#101 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

bb) Barra 11-12 (Tracción).

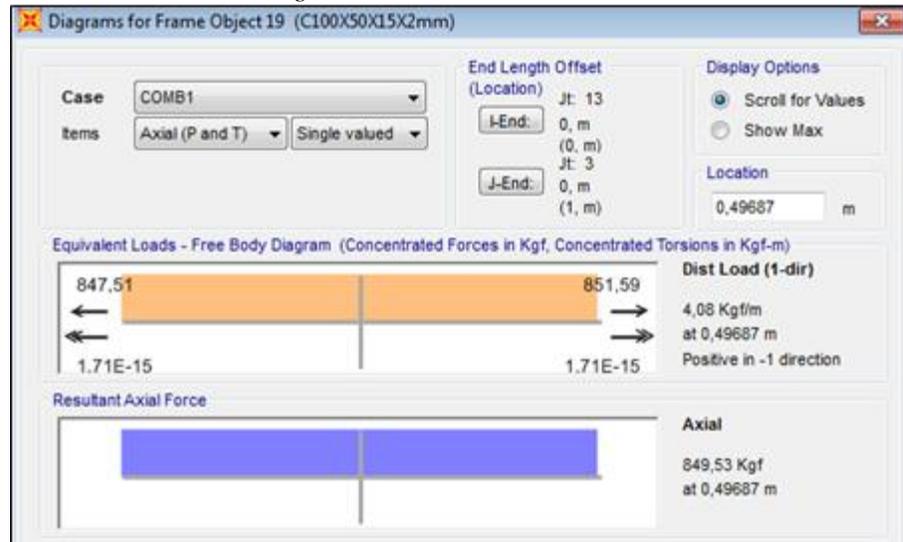
Figura#102 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

cc) Barra 11-18 (Tracción).

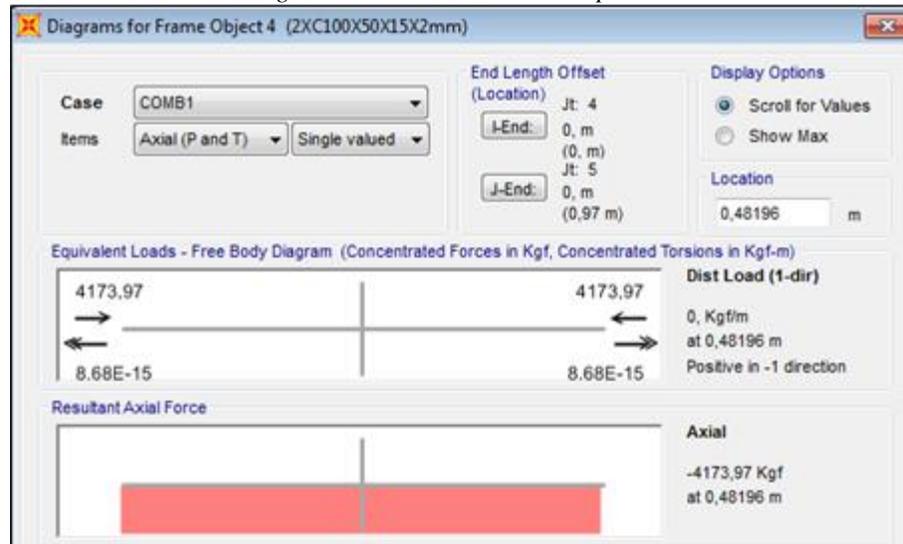
Figura#103 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

dd) Barra 12-13 (compresión).

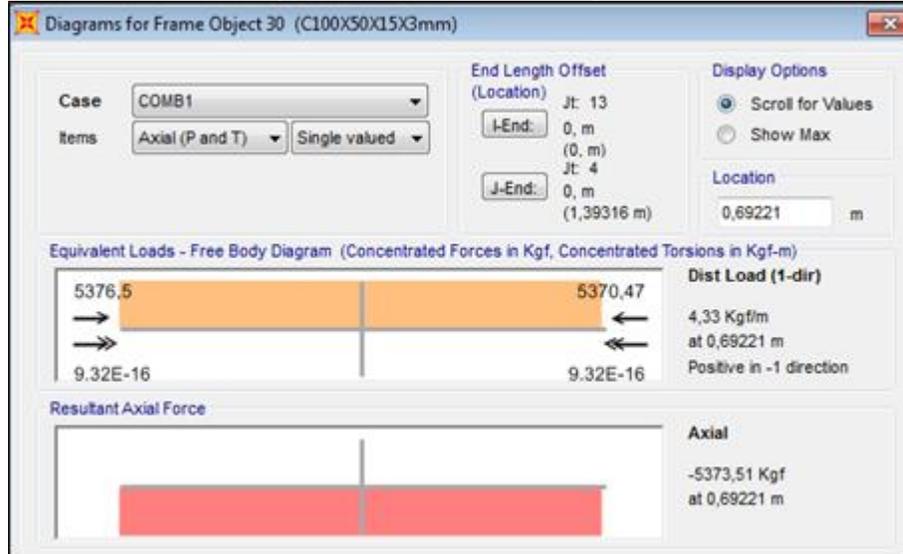
Figura#104 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

ee) Barra 12-18 (compresión).

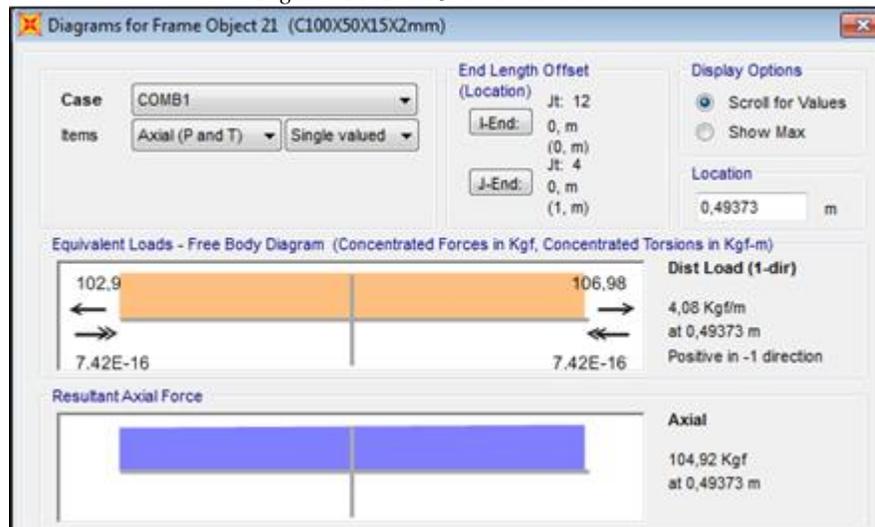
Figura#105 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

ff) Barra 12-19 (Tracción).

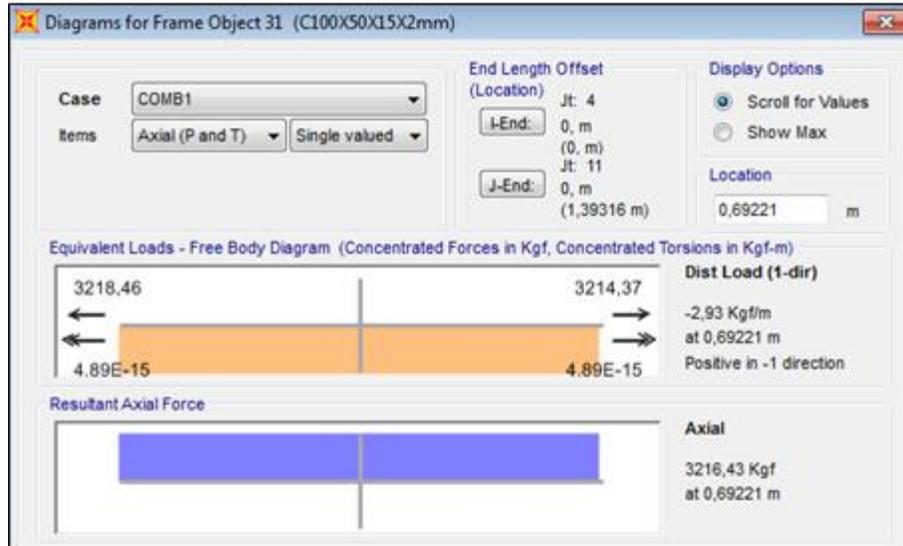
Figura#106 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

gg) Barra 12-20 (Tracción).

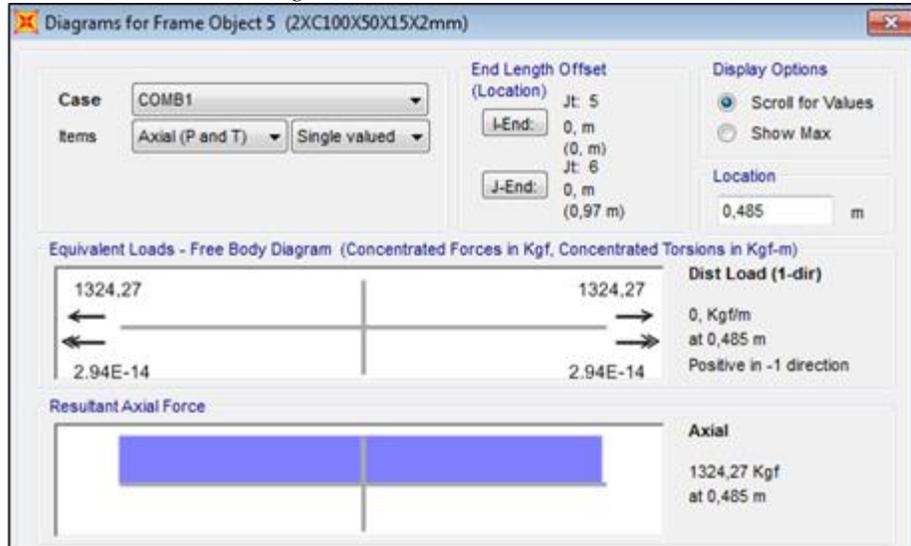
Figura#107 Fuerza axial de tracción



Fuente: Elaboración propia.

hh) Barra 13-14 (Tracción).

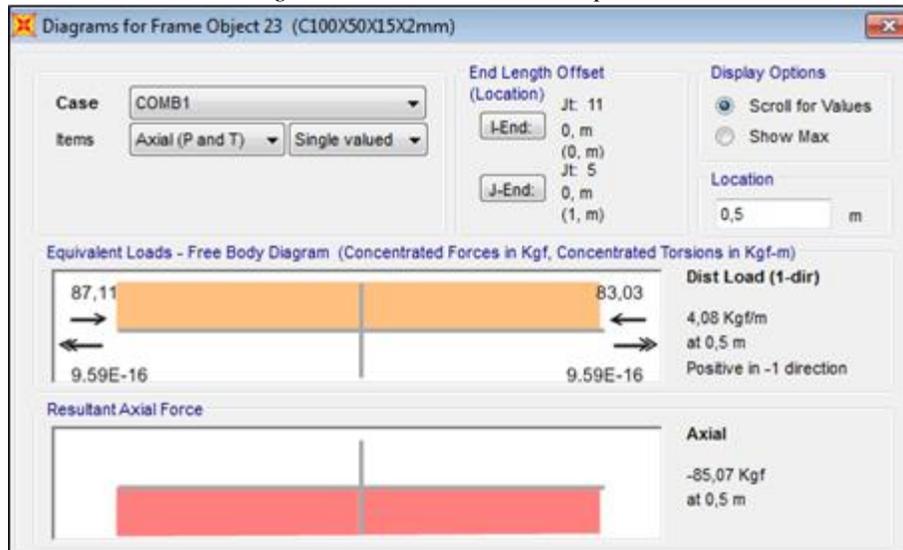
Figura#108 Fuerza axial de Tracción



Fuente: Elaboración propia.

ii) Barra 13-20 (Compresión).

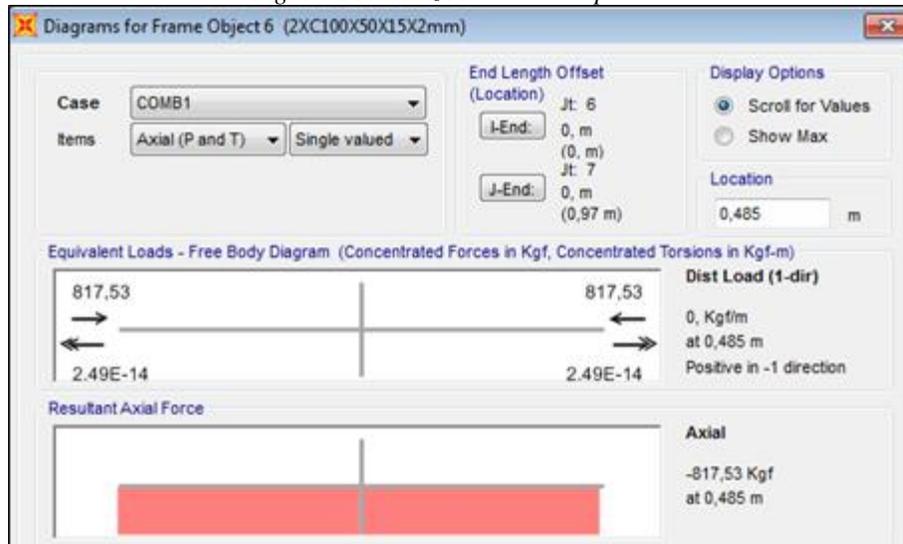
Figura#109 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

jj) Barra 14-15 (Compresión).

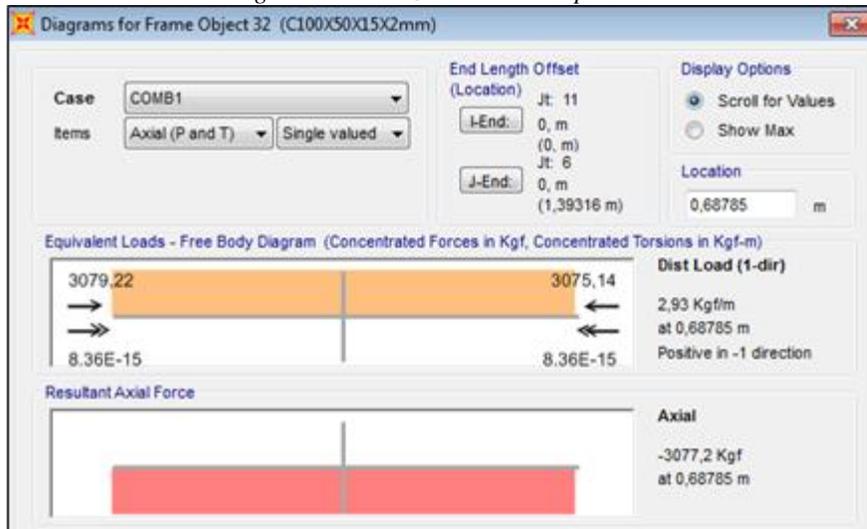
Figura#110 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

kk) Barra 14-20 (Compresión).

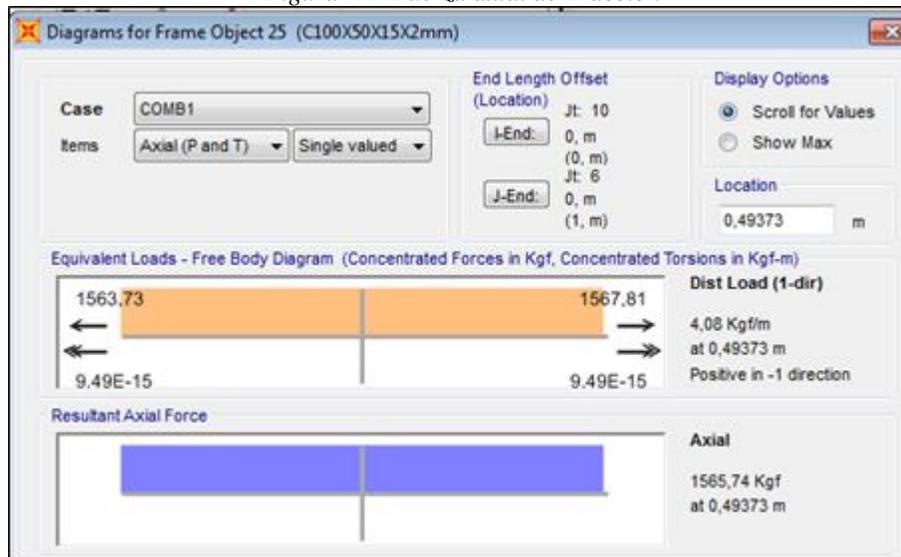
Figura#111 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

ll) Barra 14-21 (Tracción).

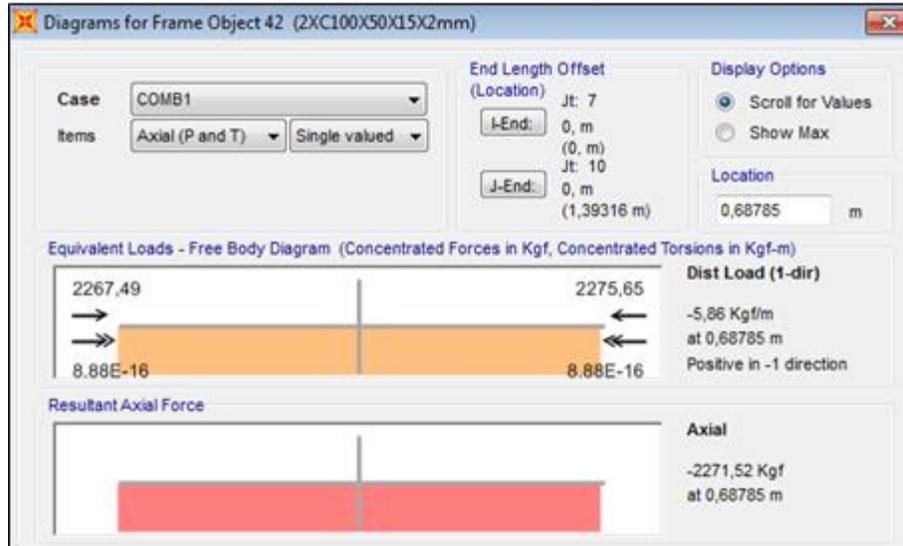
Figura#112 Fuerza axial de Tracción



Fuente: Elaboración propia.

mm) Barra 15-21 (Compresión).

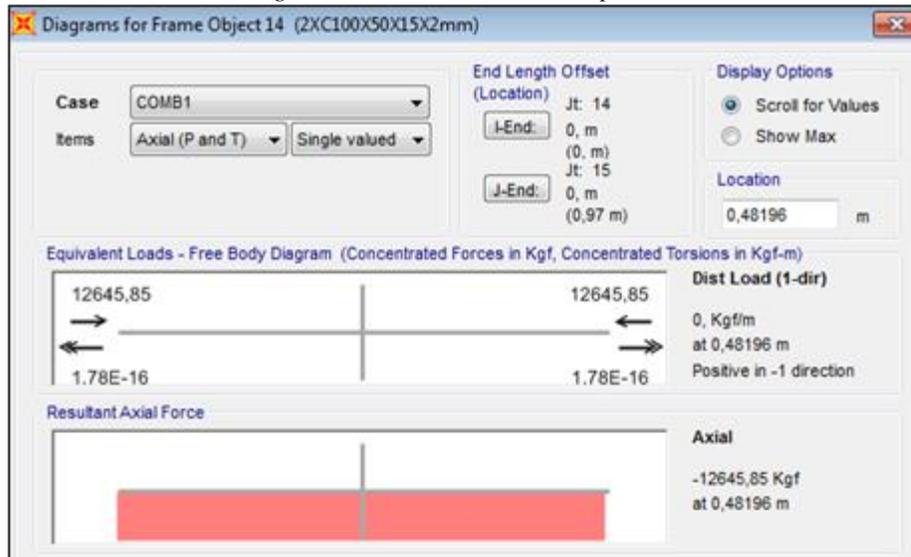
Figura#113 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

nn) Barra 16-17 (Compresión).

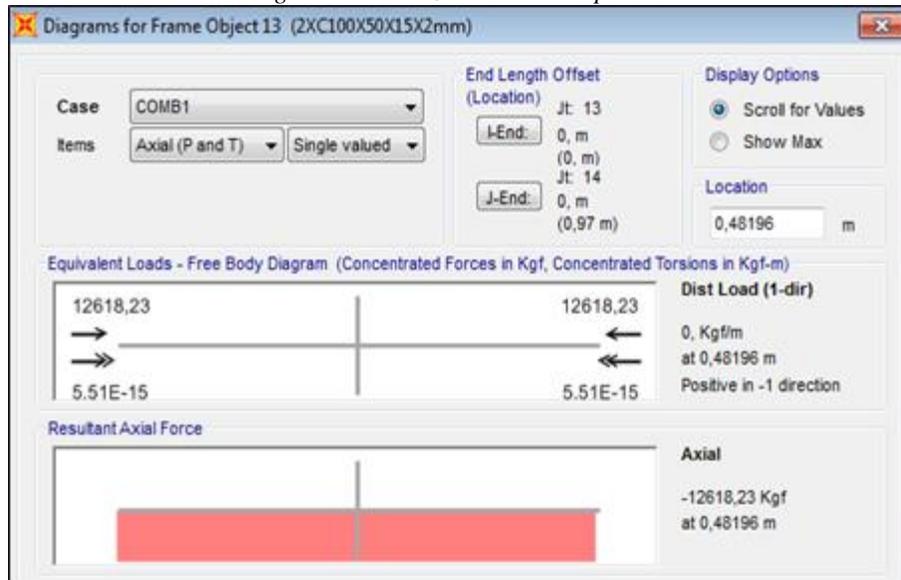
Figura#114 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

oo) Barra 17-18 (Compresión).

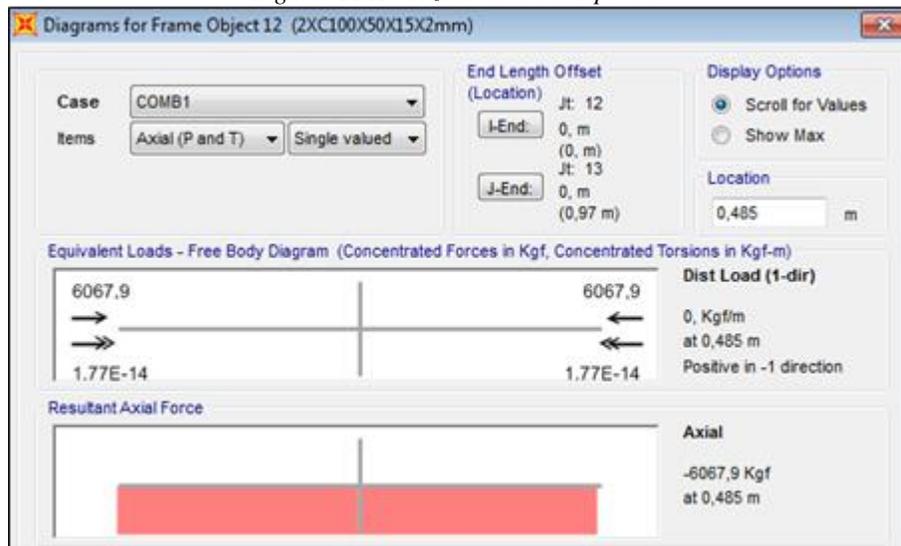
Figura#115 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

pp) Barra 18-19 (Compresión).

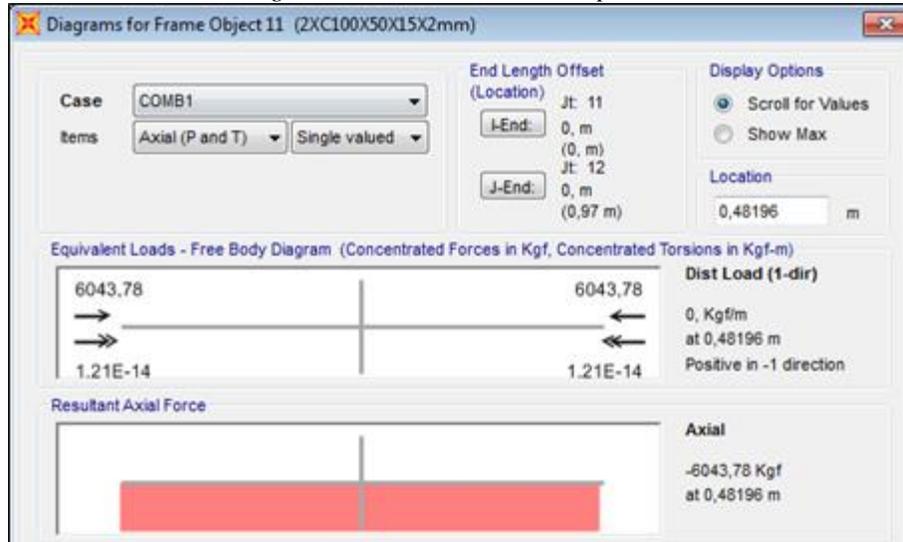
Figura#116 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

qq) Barra 19-20 (Compresión).

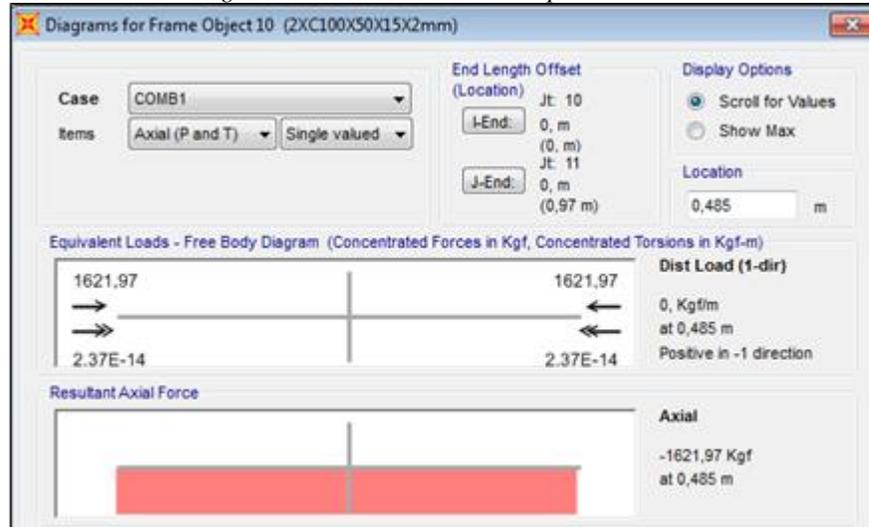
Figura#117 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

rr) Barra 20-21 (Compresión).

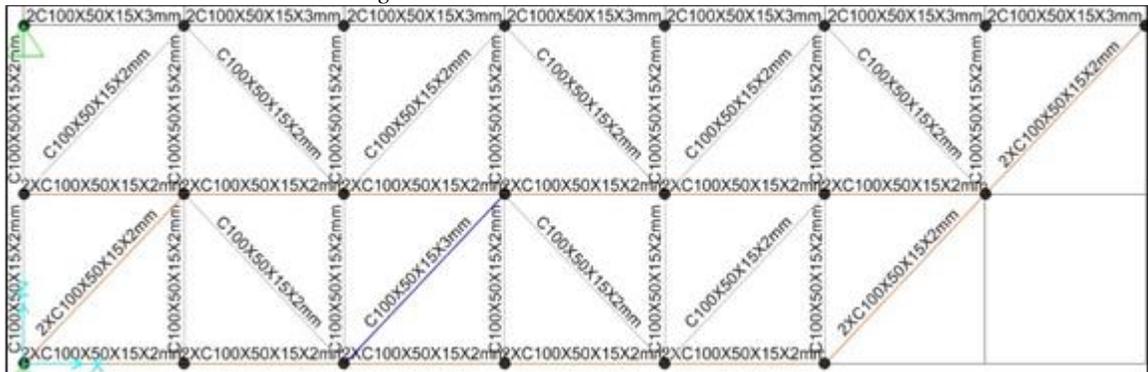
Figura#118 Fuerza axial de compresión



Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.4.5 Secciones de cada elemento

Figura#119 Secciones de cada barra.



Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.4.6 Verificación de la flecha máxima de la cercha

- a) Para voladizos, la flecha máxima se verifica con la siguiente fórmula. Recomendada por el libro de “Estructuras de acero. Cálculo, Tomo I”, Autores: Dr. Ingeniero de Montes. Ramón Arguelles Álvarez, Dr. Ingeniero Industrial. Ramón Arguelles Bustillos, Dr. Arquitecto Francisco Arriaga Martitegui, Ingeniero industrial. José María Arguelles Bustillos, Dr. Ingeniero de caminos, canales y puertos. José Ramón Atienza Reales.

Página 2,22.

Tabla #14 limitaciones de flechas vigas de forjados

Estado limite	Consecuencias de los efectos de las acciones		
	Irreversibles	Reversibles	Reversibles
	Exigencias a cumplir para la combinación		
	Característica	Frecuente	Casi-permanente
Correcto funcionamiento de:			
- Elementos de carácter frágil (tabiques rígidos, pavimentos rígidos sin juntas)	$W_{max} \leq \frac{L}{500}$		
-Elementos dañables de carácter frágil, con medidas constructivas para evitar daños(tabiques ordinarios, o pavimentos rígidos con juntas)	$W_{max} \leq \frac{L}{400}$		
-Elementos estructurales que no soportan tabiques ni pavimentos rígidos	$W_{max} \leq \frac{L}{300}$		
-Elementos dañables de carácter dúctil		$W_{max} \leq \frac{L}{300}$	
Equipos o instalaciones		$W_{max} \leq \frac{L}{350}$	
Puentes grúa:			
• Deformación vertical		$W_{max} \leq \frac{L}{700}$	
• Deformación horizontal		$W_{max} \leq \frac{L}{800}$	$W_{max} \leq \frac{L}{350}$
Confort y bienestar de los usuarios			$W_{max} \leq \frac{L}{350}$
Apariencia de la obra			
Elementos estructurales principales	$W_{max} \leq \frac{L}{150^{(2)}}$		
Elementos estructurales secundarios	$W_{max} \leq \frac{L}{150^{(2)}}$		$W_{max} \leq \frac{L}{300^{(2)}}$

(1) En el caso de voladizos se considerara como l dos veces la luz
(2) Siempre que las deformaciones no afecten el funcionamiento de otros elementos constructivos (portantes o no portantes) o de equipos e instalaciones.

Fuente: tabla 2,6 Limitaciones de flechas de vigas y forjados

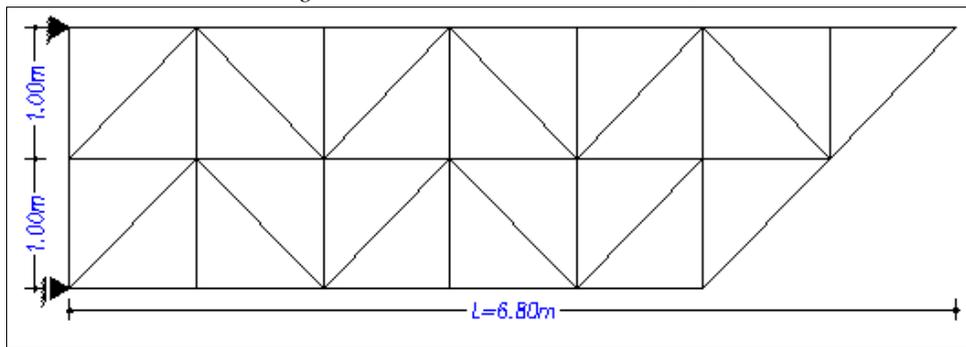
- Equipos o instalaciones

$$W_{\max} = \frac{L}{350}$$

- Como la cercha esta en voladizo, entonces se considerara L como dos veces la luz de la cercha

$$W_{\max} = \frac{2 * L}{350}$$

Figura#120 Cercha metálica en voladizo

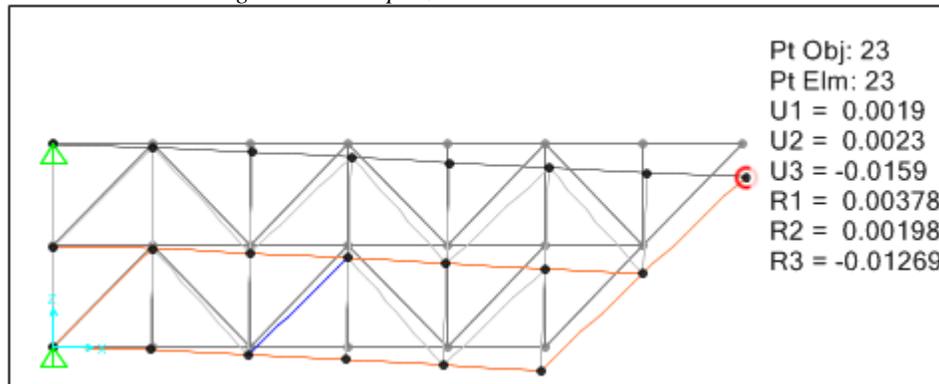


Fuente: Elaboración propia.

- b) Flecha máxima de la cercha.

$$W_{\max} = \frac{2 * 6,80}{350} = 0,0388m$$

Figura#121 Desplazamiento vertical de la cercha.



Fuente: Elaboración propia.

- Entonces la flecha máxima es de 0,0388m, la cercha tiene una flecha de 0,0159 m. es menor por lo tanto cumple con la verificación al desplazamiento vertical de la cercha.

3.2.1.4.7 Verificación de esfuerzos axiales

3.2.1.4.7.1 Perfiles conformados en frío

- a) Los esfuerzos analizados son a tracción y compresión, porque son los preponderantes en el diseño.

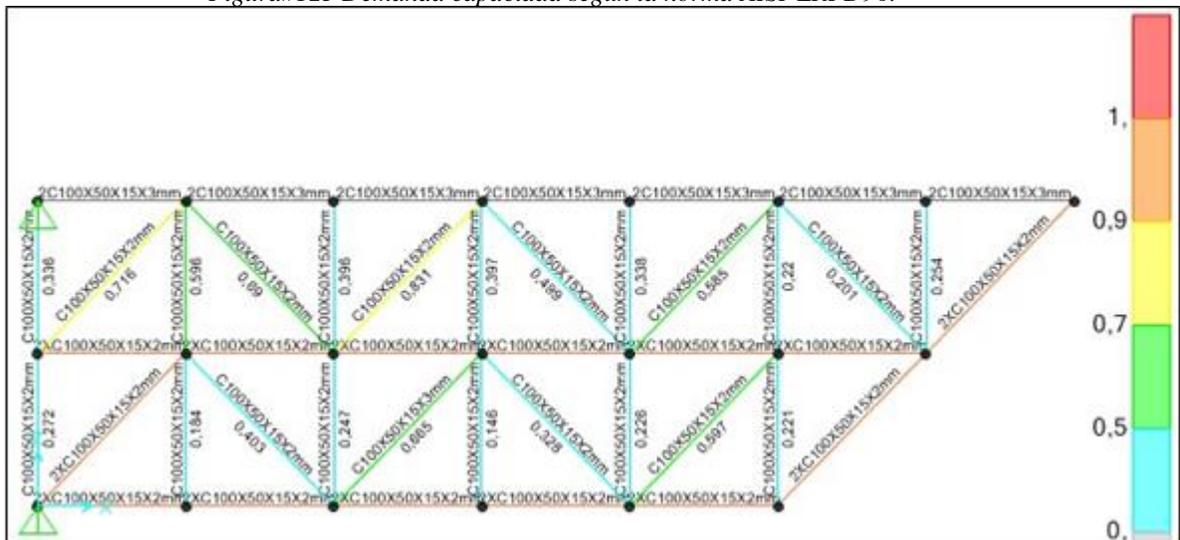
Figura#122 Preferencia de diseño norma AISI-LRFD96.

Cold-Formed Steel Frame Design Preferences for AISI-LRFD96		
Item		Value
1	Design Code	AISI-LRFD96
2	Multi-Response Case Design	Envelopes
3	Framing Type	Braced Frame
4	Demand/Capacity Ratio Limit	1,
5	Phi Bending Stiffened	0,95
6	Phi Bending Unstiffened	0,9
7	Phi Bending LTB	0,9
8	Phi Shear Slender	0,9
9	Phi Shear Nonslender	1,
10	Phi Axial Tension	0,95
11	Phi Axial Compression	0,85

Fuente: Elaboración propia.

- La demanda capacidad para perfiles conformados en frío no debe superar el valor de 1.

Figura#123 Demanda capacidad según la norma AISI-LRFD96.



Fuente: Elaboración propia.

b) Analizaremos la Barra 2-9 (Compresión), ver figura#78.

- DCLD2, combinaciones de cargas iguales a la de la figura#71
- Para una longitud cero se tiene una demanda/capacidad de 0,647, considerando como preponderante los esfuerzos axiales en la barra 2-9
- La demanda capacidad no debe exceder el valor de 1, caso contrario se deberá aumentar el espesor del perfil o cambiar de seccion.

Figura#124 Demanda capacidad de la barra (2-9) según la norma AISI-LRFD96.

Cold-Formed Steel Stress Check Information (AISI-LRFD96)						
Frame ID	49		Analysis Section	C100X50X15X2mm		
Design Code	AISI-LRFD96		Design Section	C100X50X15X2mm		
COMBO ID	STATION / LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	//-MAJ-SHR---MIN-SHR-//	RATIO	RATIO	RATIO
DCLD1	0,00	0,033 (C) = 0,026 + 0,000 + 0,007		0,000	0,001	
DCLD1	0,70	0,029 (C) = 0,027 + 0,000 + 0,003		0,000	0,000	
DCLD1	1,39	0,030 (C) = 0,027 + 0,000 + 0,003		0,000	0,000	
DCLD2	0,00	0,716 (C) = 0,647 + 0,000 + 0,069		0,000	0,003	
DCLD2	0,70	0,672 (C) = 0,647 + 0,000 + 0,025		0,000	0,002	
DCLD2	1,39	0,656 (C) = 0,648 + 0,000 + 0,009		0,000	0,001	

Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.4.8 Verificación de esfuerzos axiales para perfiles laminados en caliente

- a) Los esfuerzos analizados son a tracción y compresión, porque son los preponderantes en el diseño.

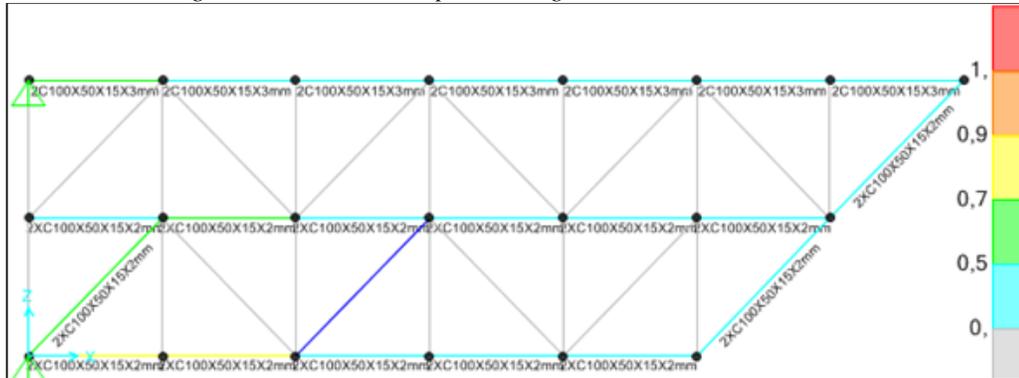
Figura#125 Preferencia de diseño norma AISI--LRFD93.

Item	Value
1 Design Code	AISC-LRFD93
2 Multi-Response Case Design	Envelopes
3 Framing Type	Moment Frame
4 Phi (Bending)	0,9
5 Phi (Compression)	0,85
6 Phi (Tension)	0,9
7 Phi (Shear)	0,9
8 Phi (Compression, Angle)	0,9
9 Consider Deflection?	No
10 DL Limit, L /	120,
11 Super DL+LL Limit, L /	120,
12 Live Load Limit, L /	360,
13 Total Limit, L /	240,
14 Total--Camber Limit, L /	240,
15 Pattern Live Load Factor	0,75
16 Demand/Capacity Ratio Limit	0,95

Fuente: Elaboración propia.

- La demanda capacidad para perfiles laminados en caliente no debe exceder el valor de 0,95.

Figura#126 Demanda capacidad según la norma AISC-LRFD93.



Fuente: Elaboración propia.

b) Analizaremos la Barra 1-2 (Tracción), ver figura#75.

- DCTL2, combinaciones de cargas iguales a la de la figura#71
- Para una longitud de 0,97 metros , se tiene una demanda/capacidad de 0,632 considerando como preponderante los esfuerzos axiales en la barra 1-2
- La demanda capacidad no debe exceder el valor de 0,95, caso contrario se deberá aumentar el espesor del perfil o cambiar de seccion.

Figura#127 Demanda capacidad de la barra (1-2) según la norma AISC-LRFD93.

Steel Stress Check Information (AISC-LRFD93)						
Frame ID	34		Analysis Section	2C100X50X15X3mm		
Design Code	AISC-LRFD93		Design Section	2C100X50X15X3mm		
COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	---MAJ-SHR--- RATIO	---MIN-SHR--- RATIO
DSTL1	0,00	0,011 (T)	=	0,010 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
DSTL1	0,49	0,010 (T)	=	0,010 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
DSTL1	0,97	0,011 (T)	=	0,010 + 0,000 + 0,001	0,000	0,000
DSTL2	0,00	0,651 (T)	=	0,632 + 0,000 + 0,019	0,000	0,001
DSTL2	0,49	0,650 (T)	=	0,632 + 0,000 + 0,017	0,000	0,000
DSTL2	0,97	0,653 (T)	=	0,632 + 0,000 + 0,021	0,000	0,002

Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.5 Dimensionamiento de la placa continua curva

3.2.1.5.1 Datos de inicio de diseño

Datos:

$D_i = 4,10 \text{ m}$

$D_e = 4,13 \text{ m}$

$D_m = 4,124 \text{ m}$

$t = 16 \text{ mm}$

$L = 0,25 \text{ m}$

$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

$F_u = 4080-5624 \text{ Kg/cm}^2$

- ✓ F_y y F_u son de la Tabla 1.1 Propiedad de aceros estructurales, "DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO, McCormac"

Dónde:

D_i = Diámetro interior de la placa curva.

D_e = Diámetro exterior de la placa curva.

D_m = Diámetro medio de la placa curva.

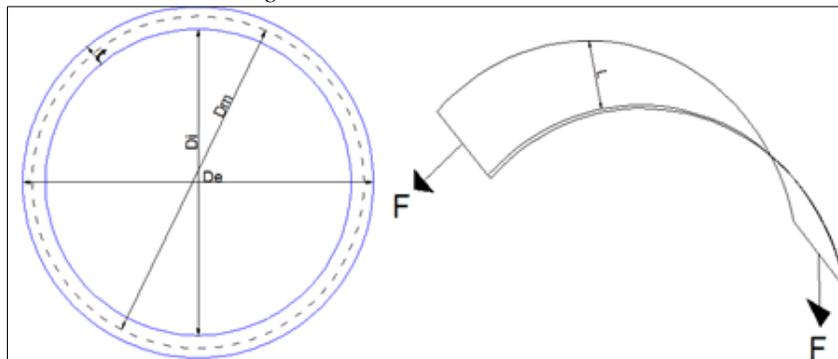
t = Espesor de la placa curva.

L = Ancho de la placa curva.

F_y = Esfuerzo a fluencia de la placa "A36KSI"

F_u = esfuerzo ultimo a rotura de la placa curva.

Figura#128 Placa continua curva.



Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.5.2 Determinación del esfuerzo normal a la placa

$$R_n = 18495,98 \text{ Kg}$$

$$n = 60$$

$$R_t = 1109758,80 \text{ Kg}$$

$$P = 12,88 \text{ m}$$

$$A_p = P * L = 12,88 * 0,25$$

$$A_p = 3,22 \text{ m}^2$$

$$\sigma_n = \frac{R_t}{A_p} = \frac{1109758,80}{3,22 * 100^2}$$

$$\sigma_n = 34,46 \text{ Kg/cm}^2$$

Dónde:

R_n = Reacción horizontal de cada cercha, normal a la placa curva.

n = Número de reacciones horizontales.

R_t = Sumatoria total de las reacciones horizontales normales a la placa.

P = Perímetro del fuste del tanque elevado (longitud total de la plancha).

A_p = Área longitudinal de placa curva.

σ_n = Esfuerzo normal que actuara en la placa curva.

3.2.1.5.3 Verificación de la placa curva a ser diseñada como un anillo de pared delgada

- a) Nota: según el libro de Robert L.Mott (pag.539). La relación del diámetro medio y el espesor de la placa, deberían ser mayores a 20 para ser diseñada como recipiente de pared delgada, caso contrario se diseñaran como recipiente de pared gruesa.

$$D_m = 4,124 \text{ m}$$

$$\frac{D_m}{t} = \frac{4,124}{\left(\frac{16}{1000}\right)} = 257,75 > 20 \text{ ok!!}$$

3.2.1.5.4 Cálculo del esfuerzo anular de la placa curva

$$\sigma = \frac{\sigma_n * Dm}{2 * t} = \frac{34,46 * 4,124 * 100}{2 * \frac{16}{10}} = 4441,03 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}$$

➤ Como el esfuerzo anular en la placa curva es de

$$\sigma = 4441,03 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2} < Fu = 5624 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}, \text{ cumple..!}$$

3.2.1.6 Cálculo del número de anclaje de expansión (HSL-3M 12/25).

3.2.1.6.1 Para la placa continua curva superior.

a) Datos.

$$Rv = 1510,55 \text{ Kg}$$

$$n = 60$$

$$Rvt = n * Rv = 90633,00 \text{ Kg}$$

$$Vp = 2889,00 \text{ Kg}$$

Dónde:

Rv = Reacción vertical de cada cercha, cortante de diseño en los anclajes (HSL-3M).

n= Número de reacciones verticales.

Rvt = Sumatoria total de las reacciones verticales.

Vp = Fuerza cortante máxima admisible en cada anclaje (HSL-3M).

Np= Números de pernos en la placa curva.

Tabla#15 propiedades del anclaje de expansión para cargas pesadas (HSL-3M)

HSL-3 M Anclaje de expansión para cargas pesadas.							
				Características y beneficios <ul style="list-style-type: none"> ■ Anclaje mecánico de expansión controlada. ■ Diseñado para cumplir con requerimientos estáticos y dinámicos. ■ Certificación sísmica según reporte ESR-1545. ■ Camisa de alta resistencia para incrementar la capacidad al corte. ■ Ideal para el anclaje de equipos rotativos y estructuras metálicas. 			
				Tabla de especificación y datos de procura del HSL-3 M			
Descripción	Diámetro De la broca (l)mm	Profundidad mínima de colocación(mm)	Máximo grosor de la plancha a fijar (mm)	Longitud total del anclaje (mm)	Tensión (Kg)	Corte (Kg)	Cantidad por caja
HSL-3M12/25	18	80	25	131	1792	2889	20
HSL-3M16/25	24	100	25	153	2492	6026	10
HSL-3M16/50	24	100	50	178	2492	6026	10

Fuente: Manual técnico HILTI.

b) Números de anclajes de expansión para cargas pesadas.

$$N_p = \frac{R_{vt}}{V_p} = \frac{90633,00}{2889}$$

$$N_p = 32$$

3.2.1.6.2 Para la placa continua curva inferior

a) Datos:

$$R_v = 7312,93 \text{ Kg}$$

$$n = 60$$

$$R_{vt} = n \cdot R_v = 438775,80 \text{ Kg}$$

$$V_p = 2889,00 \text{ Kg}$$

b) Números de anclajes de expansión para cargas pesadas.

$$N_p = \frac{R_{vt}}{V_p} = \frac{438775,80}{2889}$$

$$N_p = 152$$

3.2.1.7 Cálculo del esfuerzo longitudinal en la placa curva

Datos:

$$D_i = 4,10 \text{ m}$$

$$D_e = 4,13 \text{ m}$$

$$D_m = 4,124 \text{ m}$$

$$t = 16,00 \text{ mm}$$

$$L = 0,25 \text{ m}$$

$$F_y = 2530,00 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$F_u = 4080 - 5099 \text{ Kg/cm}^2$$

Dónde:

D_i = Diámetro interior de la placa curva.

D_e = Diámetro exterior de la placa curva.

D_m = Diámetro medio de la placa curva.

t = Espesor de la placa curva.

L = Ancho de la placa curva.

F_y = Esfuerzo a fluencia de la placa "A36"

F_u = esfuerzo ultimo a rotura de la placa curva.

$$R_n = 18495,98 \text{ Kg}$$

$$n = 60$$

$$R_t = n * R_n = 60 * 18495,98$$

$$R_t = 1109758,80 \text{ Kg}$$

$$P = \pi * D_i = \pi * 4,10$$

$$P = 12,96 \text{ m}$$

$$A_p = P * L = 12,96 * 0,25$$

$$A_p = 3,24 \text{ m}^2$$

$$\sigma_n = \frac{R_t}{A_p} = \frac{1109758,80}{3,24 * 100^2}$$

$$\sigma_n = 34,25 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_L = \frac{\sigma_n * D_m}{4 * t} = \frac{34,25 * 4,124 * 100}{4 * \frac{16}{10}} = 2206,98 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Dónde:

R_n = Reacción horizontal de cada cercha, normal a la placa curva.

n = Número de reacciones horizontales.

R_t = Sumatoria total de las reacciones horizontales normales a la placa.

P = Perímetro del fuste del tanque elevado (longitud total de la plancha).

A_p = Área longitudinal de placa curva.

σ_n = Esfuerzo normal que actuara en la placa curva.

3.2.1.8 Cálculo de uniones atornilladas de la placa curva

Datos:

$$F_y = 36,00 \text{ KSI}$$

$$F_u = 80,00 \text{ KSI}$$

$$W = 9,84 \text{ pulg}$$

$$L = 15,75 \text{ pulg}$$

$$F = 88279,20 \text{ Kg}$$

$$T = 88279,20 \text{ Kg}$$

$$t_{pl} = 0,63 \text{ pulg}$$

$$D = 1,00 \text{ pulg}$$

Dónde:

F_y = Resistencia nominal A36

F_u = Esfuerzo ultimo a rotura A36

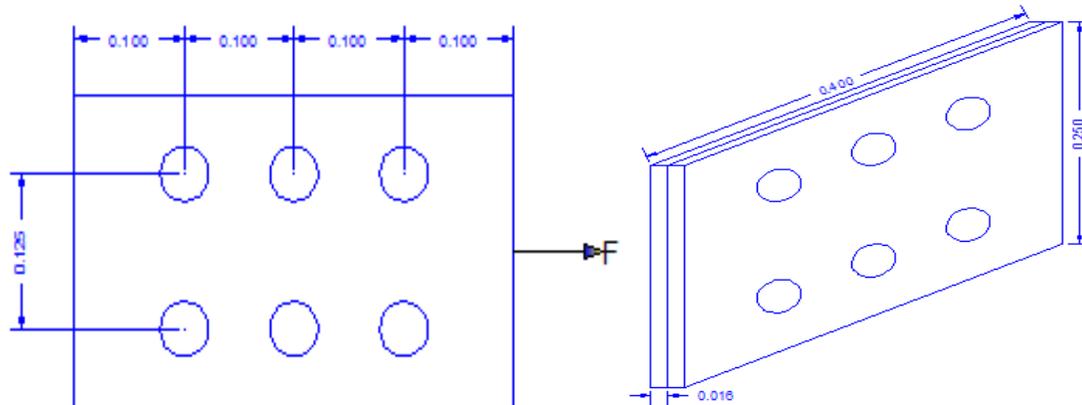
W = Ancho de la plancha.

F = Fuerza a tensión de diseño en la placa.

t_{pl} = espesor de la plancha.

D = diámetro de los pernos (A490)

T = Mínima tensión en los pernos.



a) Resistencia por cortante.

Para pernos de $D=1$ pulg se tiene:

$$\phi R_n = 20058 \text{ kg}$$

Para seis pernos se tiene:

$$\phi R_n = 120348 \text{ kg}$$

b) Resistencia por deslizamiento crítico.

La tensión mínima en el perno es:

de tabla 2,7(j3.1 del manual LRFD)

$$T_m = 29100 \text{ Kg}$$

$$\phi R_{srt} = \phi * 1,13 * \mu * T_b + N_s$$

Considerando que la superficie es de clase A, $\mu=0,33$

Para un perno,

$$\phi R_{srt} = 1 * 1,13 * 0,33 * 29100 * 1$$

$$\phi R_{srt} = 10851,39 \text{Kg}$$

Para 6 pernos se tiene:

$$\phi R_{srt} = 6 * 10851,39$$

$$\phi R_{srt} = 65108,34 \text{ Kg}$$

c) Resistencia por aplastamiento

Usar un diámetro de agujero de:

$$h = D + 1,6 \text{mm} = 25 + 1,6 = 26,6 \text{mm}$$

Para el borde en tensión y el agujero más cercano al borde del miembro.

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 100 - \frac{26,6}{2} = 86,7 \text{mm}$$

$$\phi R_n = \phi * (1,2 * L_c * t_{pl} * Fu) = 0,75 * (1,2 * 86,7 * 1,6 * 4080)$$

$$\phi R_n = 67917,31 \text{ Kg}$$

Para los demás agujeros,

$$L_c = s - h = 100 - 26,6 = 73,40 \text{mm}$$

$$L_c > 2 * d$$

$$73,40 > 50 \text{ Ok. !}$$

$$\phi R_n = \phi * (2,4 * D * t_{pl} * Fu) = 0,75 * (2,4 * 25 * 1,6 * 4080)$$

$$\phi R_n = 29376 \text{ Kg}$$

La resistencia por aplastamiento para la conexión es,

$$\phi R_n = 3 * 67917,31 + 3 * 29376$$

$$\phi R_n = 291879,93 \text{ Kg}$$

La resistencia por aplastamiento para el miembro en tensión es,

$$\phi R_n = 2 * 10927,87 = 21855,74 \text{Kg}$$

d) Resistencia por tensión.

✓ Tensión sobre el área total,

$$\phi_t * P_n = \phi_t * F_y * A_g = 0,9 * 2530 * (25 * 1,6) = 91080 \text{ Kg}$$

✓ Tensión sobre el área neta:

$$h = D + 3\text{mm} = 25 + 3 = 28\text{mm}$$

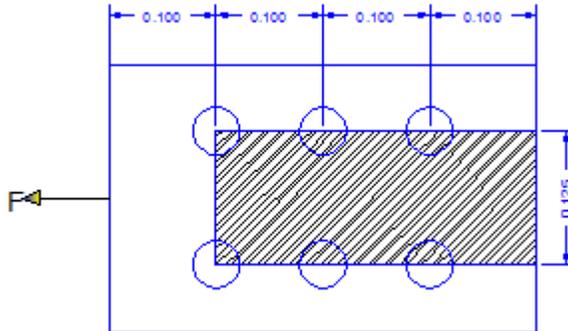
La resistencia de diseño es:

$$\phi_t * P_n = \phi_t * F_u * A_e = \phi_t * F_u * t_{pl} * (wg - \sum h)$$

$$\phi_t * P_n = 0,75 * 4080 * 1,6 * (25 - 2,8) = 108691,20 \text{ Kg}$$

$$\phi_t * P_n = \mathbf{108691,20 \text{ Kg} > 88279,20 \text{ Kg ok!}.$$

e) Resistencia por bloque de cortante.



a) Para el plano de falla por cortante.

$$A_{gv} = 2 * 1,6 * (10 + 10 + 10) = 96 \text{ cm}^2$$

Como hay 2,5 agujeros por línea horizontal de pernos se tiene.

$$A_{nv} = 2 * 1,6 * ((10 + 10 + 10) - 2,5 * 2,8) = 89,00 \text{ cm}^2$$

b) Para las áreas de tensión.

$$A_{gt} = 1,6 * (12,6) = 20,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 1,6 * (12,6 - 2,8) = 15,68 \text{ cm}^2$$

La ecuación j4-3a del AISC da

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi * [0,6 * F_y * A_{gv} + F_u * A_{nt}] \\ \phi R_n &= 0,75 * [(0,6 * 2530 * 96 + 4080 * 15,68)] \\ \phi R_n &= 157276,80 \text{ Kg}\end{aligned}$$

La ecuación j4-3b del AISC da

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi * [0,6 * F_u * A_{nv} + F_y * A_{gt}] \\ \phi R_n &= 0,75 * [(0,6 * 4080 * 89 + 2530 * 20,16)] \\ \phi R_n &= 201657,60 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Consideramos el mayor

$$\phi R_n = 201657,60 \text{ Kg} > 88279,20 \text{ Kg ok. !}$$

3.2.1.9 Diseño de uniones soldadas (planchas y perfil tipo cajón)

Datos:

$$F_y = 36,00 \text{ KSI}$$

$$F_u = 80,00 \text{ KSI}$$

$$W = 2,76 \text{ pulg}$$

$$L = 2,76 \text{ pulg}$$

$$F/4 = 4623,99 \text{ Kg}$$

$$t_{pl} = 0,31 \text{ pulg}$$

$$t_{pe} = 0,12 \text{ pulg}$$

$$E70XX = 70,00 \text{ KSI}$$

Dónde:

F_y = Resistencia nominal A36

F_u = Esfuerzo ultimo a rotura A36

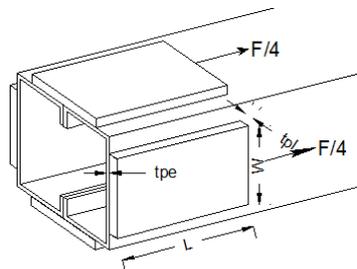
W = Ancho de la plancha.

F = Fuerza a tensión de diseño

t_{pl} = espesor de la plancha.

t_{pe} = Espesor del perfil

$E70XX$ = Resistencia a tracción del electrodo.



a) Tamaño mínimo de soldadura

Tabla 14,2 Mc.Cormac

3/16 Pulg para $t_{pl} = 8 \text{ mm}$

b) tamaño máximo de soldadura.

$$t_{pl} - \frac{1}{16} = 0,31 - \frac{1}{16} = 0,25 \text{ pulg} = 0,63 \text{ cm}$$

c) Espesor de la garganta efectiva.

$$0,707 * \frac{3}{16} = 0,13 \text{ pulg} = 0,33 \text{ cm}$$

d) Capacidad de la soldadura en sus lados (L).

$$R_n = \phi * F_w * 0,13 * 2 * L$$

$$R_n = 0,75 * 0,6 * 70 * 0,13 * 2 * 2,76$$

$$R_n = 22,60 \text{ Klb} = 10251,36 \text{ Kg} > 4623,99 \text{ Kg} \text{ Ok!}$$

e) Verificación a resistencia de diseño de la plancha.

$$R_p = \phi * F_y * A_g$$

$$R_p = 0,9 * 36 * 0,31 * 2,76$$

$$R_p = 27,72 \text{ Klb} = 12573,79 \text{ Kg}$$

$$R_p = 12573,79 \text{ Kg} > 4623,99 \text{ Kg} \text{ ok!}$$

3.2.1.10 Diseño de uniones soldadas (Planchas y placa base)

Datos:

$$F_y = 36,00 \text{ KSI}$$

$$F_u = 80,00 \text{ KSI}$$

$$W = 2,76 \text{ pulg}$$

$$L = 1,97 \text{ pulg}$$

$$F/4 = 1828,23 \text{ Kg}$$

$$t_{pl} = 0,31 \text{ pulg}$$

$$E70XX = 70,00 \text{ KSI}$$

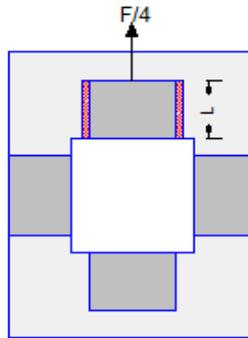
Dónde:

F_y = Resistencia nominal plancha y placa base A36

F_u = Esfuerzo ultimo a rotura A36

W = Ancho de la plancha.

F = Fuerza a tensión de diseño



a) Tamaño mínimo de soldadura.

Tabla 14,2 Mc.Cormac

$$3/16 \text{ Pulg} = 0,48 \text{ cm para } t_{pl} = 8 \text{ mm.}$$

b) Tamaño máximo de soldadura.

$$t_{pl} - \frac{1}{16} = 0,31 - \frac{1}{16} = 0,25 \text{ pulg} = 0,63 \text{ cm}$$

c) Espesor de la garganta efectiva.

$$0,707 * \frac{3}{16} = 0,13 \text{ pulg} = 0,33 \text{ cm}$$

d) Capacidad de la soldadura en sus lados (L).

$$R_n = \phi * F_w * 0,13 * 2 * L$$

$$R_n = 0,75 * 0,6 * 70 * 0,13 * 2 * 1,97 = 16,13 \text{ Klb}$$

$$R_n = 7316,57 \text{ Kg} > 1828,23 \text{ Kg Ok!}$$

e) Verificación a resistencia de diseño de la plancha.

$$R_p = \phi * F_y * A_g$$

$$R_p = 0,9 * 36 * 0,31 * 1,97$$

$$R_p = 19,79 \text{ Klb} = 8976,74 \text{ Kg}$$

$$R_p = 8976,74 \text{ Kg} > 1828,23 \text{ Kg ok!}$$

3.2.1.11 Diseño de uniones atornilladas (Placa curva, Plancha y placa base)

Datos:

$$F_y = 36,00 \text{ KSI}$$

Dónde:

$$F_u = 80,00 \text{ KSI}$$

F_y = Resistencia nominal A36

$$W = 7,87 \text{ pulg}$$

F_u = Esfuerzo ultimo a rotura A36

$$L = 3,58 \text{ pulg}$$

W = Ancho de la plancha.

$$F/2 = 914,12 \text{ Kg}$$

F = Fuerza a tensión de diseño en la placa.

$$T/2 = 9247,98 \text{ Kg}$$

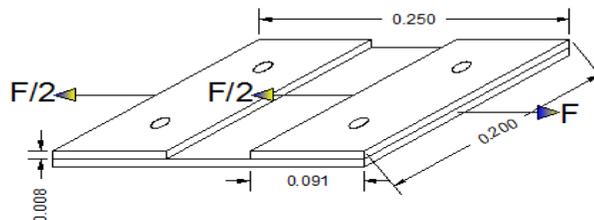
t_{pl} = Espesor de la plancha.

$$t_{pl} = 0,31 \text{ pulg}$$

D = Diámetro de los pernos (A325)

$$D = 0,63 \text{ pulg}$$

T = Tensión para los dos pernos.



a) Resistencia por cortante.

Para pernos de $D=5/8$ pulg se tiene:

$$\phi R_n = 6298 \text{ kg}$$

Para dos pernos se tiene:

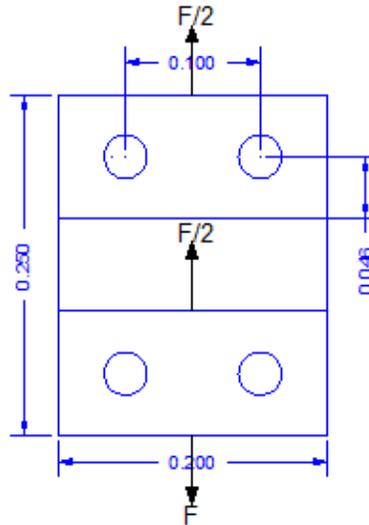
$$\phi R_n = 12596 \text{ kg.}$$

b) Resistencia por aplastamiento.

Usar un diámetro de agujero:

$$h = D + 1,6\text{mm} = 16 + 1,6 = 17,6\text{mm}$$

Para el borde en tensión y el agujero más cercano al borde del miembro.



$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 46 - \frac{17,6}{2} = 37,2\text{mm}$$

$$\phi R_n = \phi * (1,2 * L_c * t_{pl} * F_u) = 0,75 * (1,2 * 3,72 * 0,8 * 4080)$$

$$\phi R_n = 10927,87 \text{ Kg}$$

La resistencia por aplastamiento para el miembro en tensión es:

$$\phi R_n = 2 * 10927,87 = 21855,74\text{Kg}$$

c) Resistencia por tensión.

✓ Tensión sobre el área total:

$$\phi_t * P_n = \phi_t * F_y * A_g = 0,8 * 2530 * (10 * 0,8) = 16192 \text{ Kg}$$

✓ Tensión sobre el área neta:

$$h = D + 3\text{mm} = 16 + 3 = 19\text{mm}$$

La resistencia de diseño es:

$$\phi_t * P_n = \phi_t * F_u * A_e = \phi_t * F_u * t_{pl} * (w_g - \sum h)$$

$$\phi_t * P_n = 0,75 * 4080 * 0,8 * (10 - 1,9) = 19828,80 \text{ Kg}$$

$$\phi_t * P_n = 19828,80 \text{ Kg} > 9247,98 \text{ Kg} \text{ ok! Para el caso más crítico.}$$

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1 Datos obtenidos.

Lo datos obtenidos para la presente investigación se exponen en el ANEXO A.1, A.1.1, A.2, A.2.1, A.2.2, A.2.3, A.2.4, A.2.5, A.4.

4.2 Información generada

4.2.1 Encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural

4.2.1.1 Análisis de costo

4.2.1.1.1 Actividades definidas para el encofrado del tanque elevado

Tabla#16 Actividades definidas para el encofrado del tanque elevado

OBRA GRUESA		
Nº	Actividades y/o Ítem´s	Unidad
1	Trazado y Replanteo	m ²
2	Apuntalado tradicional sobre terreno natural	m ²
3	Encofrado de la losa inferior	m ²

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.1.2 Cómputo métrico de las actividades definidas

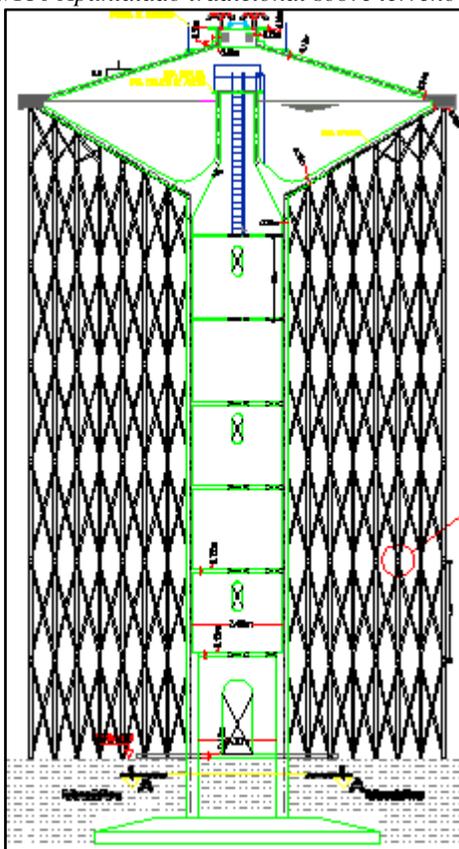
4.2.1.1.2.1 Trazado y replanteo

Tabla#17 Trazado y replanteo.

ÍTEM N°1:	Trazado y Replanteo					
Referencia	Unidad	Nº de veces	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Totales
Área Total	m ²	60	6,37	0,535		204,477

Fuente: Elaboración propia.

Figura#130 Apuntalado tradicional sobre terreno natural.



Fuente: Elaboración propia.

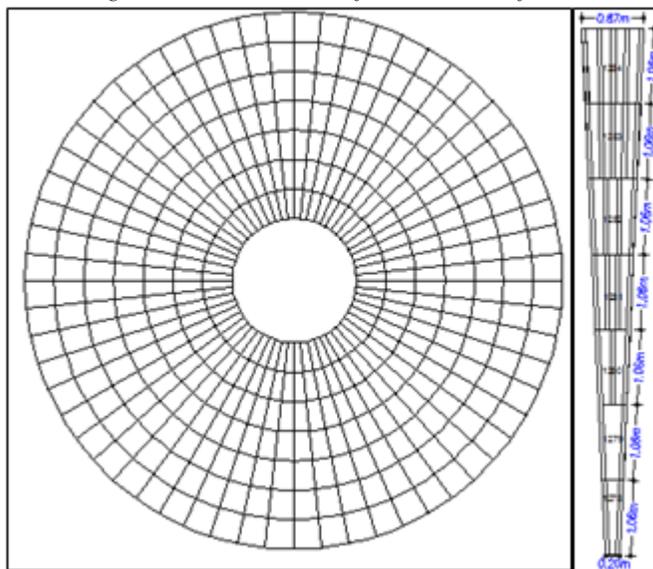
4.2.1.1.2.3 Encofrado de la losa inferior

Tabla#19 Encofrado de la losa inferior.

ÍTEM N°3: Encofrado de la losa inferior						
Referencia	Unidad	N° de veces	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Totales
área Total	m ²	60	7,42	0,535		238,182

Fuente: Elaboración propia.

Figura#131 Área de encofrado la losa inferior

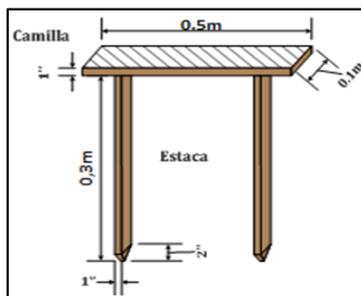


Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.1.3 Insumos de las actividades definidas

4.2.1.1.3.1 Trazado y replanteo

Figura#132 Estaca para trazado y replanteo.



Fuente: Elaboración propia.

$$\text{área de construcción} = 204,478 \text{ m}^2$$

Para el replanteo se usará:

Estacas de 2"x2"x0.30m

Tablas de 1" 0.1m x 0.50m

Observando el plano en planta para el replanteo se necesitara:

$$\text{N}^\circ \text{ de tablas} = 450,00$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ estacas} &= 900,00 \\ \text{área de la estaca} &= (2'' \times 2'' \times 0.30\text{m}) = 0,328 \text{ pie}^2 \\ \text{área estacas total} &= 295,28 \text{ pie}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{área de la tabla} &= (0.1\text{m} \times 0.50\text{m}) = 0,54 \text{ pie}^2 \\ \text{área tablas total} &= 242,19 \text{ pie}^2 \\ \text{Madera total} &= 537,47 \text{ pie}^2 \end{aligned}$$

Considerando el 10% de pérdidas y 2 usos tenemos:

$$\text{Madera total} = 295,61 \text{ pie}^2$$

Para 1m² se necesitara aproximadamente

$$\text{Madera Total para 1m}^2 = (295,61 \text{ pie}^2 / 204,48\text{m}^2)$$

$$\text{Madera Total} = 1,45 \text{ pie}^2/\text{m}^2$$

Tabla#20 Rendimiento de materiales.

Rendimientos de materiales		
Madera	1,45	pie ² /m ²
Clavos	0,50	Kg/m ²
Alambre de amarre	0,04	Kg/m ²
Estuco	0,01	Kg/m ²
Hilo Nylos 100m.	1,50	Pza/m ²

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.1.3.2 Apuntalado tradicional sobre terreno natural

$$\text{área de construcción} = 204,48 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud de puntales de diámetro 4pulg} = 4320,00 \text{ m}$$

cada pieza constara de 4 metros

$$\text{Número de piezas total} = 1080,00 \text{ Pzas}$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 5,28 \text{ Pzas/m}^2$$

$$\text{Longitud de puntales de diámetro 5pulg} = 7800,00 \text{ m}$$

cada pieza constara de 4 metros

$$\text{Número de piezas total} = 1950,00 \text{ Pzas}$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 9,54 \text{ Pzas/m}^2$$

$$\text{Bridas de 1"X3" L} = 192 \text{ m}$$

$$\text{Área Bridas total} = 157,48 \text{ pie}^2$$

Considerando el 10% de pérdidas y 2 usos tenemos:

$$\text{Área total} = 86,61 \text{ pie}^2$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 0,42 \text{ pie}^2/\text{m}^2$$

$$\text{Crucetas de 1"X3" L} = 672,00 \text{ m}$$

$$\text{Área crucetas total} = 551,18 \text{ pie}^2$$

Considerando el 10% de pérdidas y 2 usos tenemos:

$$\text{Área total} = 303,15 \text{ pie}^2$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 1,48 \text{ pie}^2/\text{m}^2$$

$$\text{Travesaños de 3"X3" L} = 257,40 \text{ m}$$

$$\text{Área Travesaños total} = 633,37 \text{ pie}^2$$

Considerando el 10% de pérdidas y 2 usos tenemos:

$$\text{Área total} = 348,35 \text{ pie}^2$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 1,70 \text{ pie}^2/\text{m}^2$$

$$\text{Riostros de 1"X3" L} = 43149,00 \text{ m}$$

$$\text{Área Riostras total} = 35391,24 \text{ pie}^2$$

Considerando el 10% de pérdidas y 3 usos tenemos:

$$\text{Área total} = 19465,18 \text{ pie}^2$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 95,19 \text{ pie}^2/\text{m}^2$$

Tabla#21 Rendimiento de materiales.

Rendimientos de materiales		
Puntales ø4"	5,28	pzas/m ²
Puntales ø5"	9,54	pzas/m ²
Bridas 1X3"	0,42	pie ² /m ²
Crucetas 1X3"	1,48	pie ² /m ²
Travesaños 3X3"	1,70	pie ² /m ²
Riostras 1X3"	95,19	pie ² /m ²
Clavos	2,50	kg/m ²
Alambre de amarre	2,50	kg/m ²

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.1.3.3 Encofrado de la losa inferior

$$\text{Área total de encofrado} = 238,18 \text{ m}^2$$

$$\text{Costillas de } 2\text{"X}3\text{" L} = 1590,00 \text{ m}$$

$$\text{Área costillas total} = 2608,27 \text{ pie}^2$$

Considerando el 10% de pérdidas y 2 usos tenemos:

$$\text{Área total} = 1434,55 \text{ pie}^2$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 6,02 \text{ pie}^2/\text{m}^2$$

$$\text{Fenólico Multilaminado } 1,22\text{x}2,44\text{m At} = 239,16 \text{ m}^2$$

$$\text{Área por pza} = 2,98 \text{ m}^2$$

$$\text{Número de piezas} = 80,34 \text{ Pza}$$

Considerando el 10% de pérdidas y 15 usos tenemos:

$$\text{Número total de piezas} = 5,89 \text{ Pza}$$

$$\text{Número total de piezas por } 1\text{m}^2 = 0,02 \text{ Pza/m}^2$$

Tabla#22 Rendimiento de materiales.

Rendimientos de materiales		
Costillas 2X3"	6,02	pie ² /m ²
Fenólico 1,22X2,44 e=10mm	0,02	Pza/m ²
Clavos	2,00	Kg/m ²
Alambre de amarre	2,00	Kg/m ²

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.1.4 Análisis de precio unitario

4.2.1.1.4.1 Trazado y replanteo

DATOS GENERALES

Proyecto : Encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural

Actividad: Trazado y replanteo

Cantidad : 204,477

Unidad : m²

Moneda : Bs.

1.- MATERIALES

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Madera	pie ²	1,446	8	11,57
2	Clavos	Kg	0,500	13	6,50
3	Alambre de amarre	Kg	0,040	12	0,48
4	Estuco	Kg	0,010	0,68	0,01
5	Hilo Nylós 100m.	Pza	1,500	8	12,00
TOTAL DE MATERIALES :					30,55

2.- MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO		COSTO TOTAL
1	Topógrafo	Hr	0,02	21,00		0,42
2	Albañil	Hr	0,02	20,50		0,41
3	Ayudante	Hr	0,02	15,00		0,30
Subtotal Mano de Obra :						1,13
Cargas Sociales (% del Subtotal de Mano de Obra)(55% al 71.18%)				55%	1,13	0,62
Impuestos I.V.A. Mano de Obra (% de Mano de Obra + Carga Sociales)				14,9%	1,75	0,26
Subtotal Cargas Sociales e Impuestos :						0,88
TOTAL DE MANO DE OBRA :						2,01

3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
Herramientas (% de Total de Mano de Obra)		5%	2,01	0,10
TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:				0,10

4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3				
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	5,00%	32,67	1,63	
5.- UTILIDAD				
UTILIDAD=% DE 1+2+3+4				
TOTAL UTILIDAD	3,00%	34,30	1,03	
6.- IMPUESTOS				
IMPUESTOS IT-% DE 1+2+3+4+5				
TOTAL IMPUESTO	3,09%	35,33	1,09	
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6				36,42

4.2.1.1.4.2 Apuntalado tradicional apoyado sobre terreno natural

DATOS GENERALES

Proyecto : Encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural

Actividad: Apuntalado tradicional apoyado sobre terreno natural

Cantidad : 204,48

Unidad : m²

Moneda : Bs.

1.- MATERIALES

DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Puntales ø4"	Pza	5,28	80	422,54
2	Puntales ø5"	Pza	9,54	88	839,21
3	Bridas 1X3"	pie ²	0,42	8	3,39
4	Crucetas 1X3"	pie ²	1,48	8	11,86
5	Travesaños 3X3"	pie ²	1,70	8,5	14,48
6	Riostras 1X3"	pie ²	95,19	8	761,56
7	Clavos	Kg	2,50	13	32,50
8	Alambre de amarre	Kg	2,50	12	30,00
TOTAL DE MATERIALES :					2115,55

2.- MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Albañil	Hr	2,5	20,50	51,25
2	Ayudante	Hr	2,5	20,50	51,25
Subtotal Mano de Obra :					102,50
Cargas Sociales (% del Subtotal de Mano de Obra)(55% al 71.18%)				55%	102,50
Impuestos I.V.A. Mano de Obra (% de Mano de Obra + Carga Sociales)				14,9%	158,88
Subtotal Cargas Sociales e Impuestos :					80,11
TOTAL DE MANO DE OBRA :					182,61

3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					
Herramientas (% de Total de Mano de Obra)			5%	182,61	9,13
TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					9,13

4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3	5,00%	2307,29	115,36
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS			

5.- UTILIDAD

UTILIDAD=% DE 1+2+3+4	3,00%	2422,65	72,68
TOTAL UTILIDAD			

6.- IMPUESTOS

IMPUESTOS IT-% DE 1+2+3+4+5	3,09%	2495,33	77,11	
TOTAL IMPUESTOS				
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6				2572,44

4.2.1.1.4.3 Encofrado de losa inferior

DATOS GENERALES

Proyecto : Encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural

Actividad: Encofrado de losas inferior

Cantidad : 238,18

Unidad : m²

Moneda : Bs.

1.- MATERIALES

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Costillas 2X3"	Pie ²	6,02	8,5	34,13
2	Fenólico 1,22X2,44 e=10 mm	Pza	0,02	380	9,4
3	Clavos	Kg	2,00	13	26,00
4	Alambre de amarre	Kg	2,00	12	24,00
TOTAL DE MATERIALES :					105,73

2.- MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Encofrador	Hr	1	20,50	20,50
2	Ayudante	Hr	1	20,50	20,50
Subtotal Mano de Obra :					41,00
Cargas Sociales (% del Subtotal de Mano de Obra)(55% al 71.18%)				55%	41,00
Impuestos I.V.A. Mano de Obra (% de Mano de Obra + Carga Sociales)				14,94%	63,55
Subtotal Cargas Sociales e Impuestos :					32,04
TOTAL DE MANO DE OBRA :					73,04

3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
Herramientas (% de Total de Mano de Obra)		5%	73,04	3,65
TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:				3,65

4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3			
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	5,00%	182,43	9,12
5.- UTILIDAD			
UTILIDAD=% DE 1+2+3+4			
TOTAL UTILIDAD	3,00%	191,55	5,75
6.- IMPUESTOS			
IMPUESTOS IT-% DE 1+2+3+4+5			
TOTAL IMPUESTOS	3,09%	197,30	6,10
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6			203,39

4.2.1.1.5 Presupuesto general del encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural

Tabla#23 Presupuesto general del encofrado.

PRESUPUESTO POR ÍTEMES						
(En Bolivianos)						
Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (Numeral)	Precio Unitario (literal)	Precio Total (Numeral)
1	Trazado y Replanteo	m ²	204,48	36,42		7447,03
2	Apuntalado Tradicional sobre terreno natural	m ²	204,48	2572,44		526004,08
4	Encofrado de losa inferior	m ²	203,39	208,81		48445,01
					Bs:	581896,13
					dólares \$	83128,018

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.2 Tiempo de ejecución

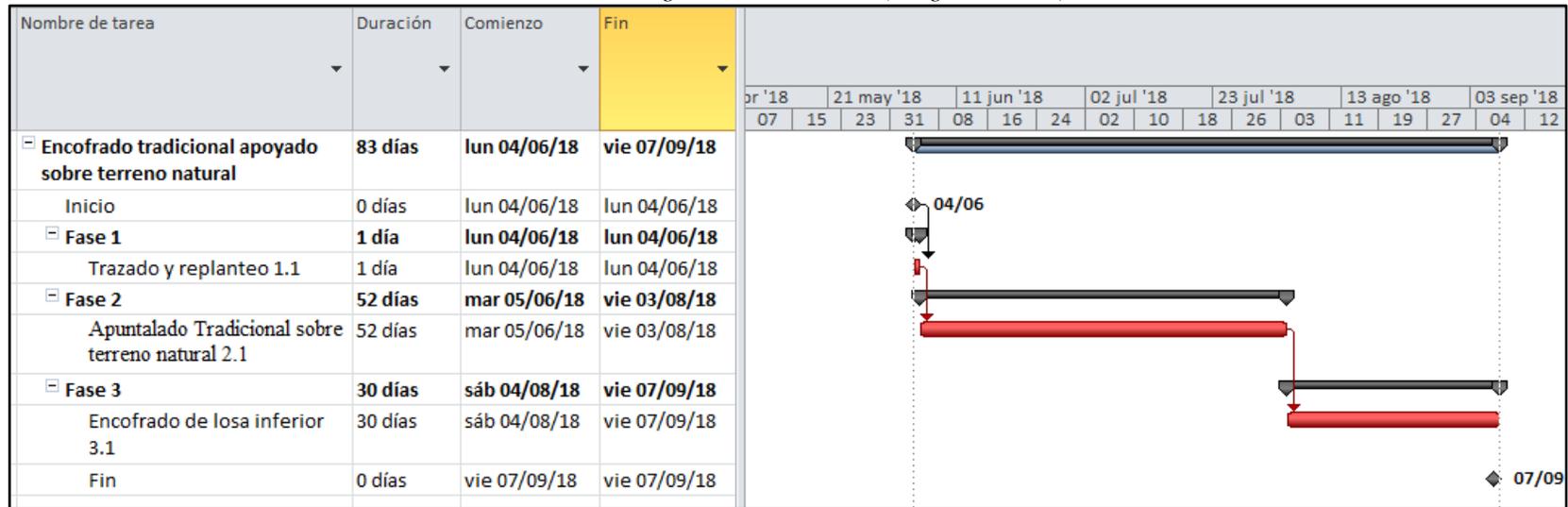
Tabla#24 Tiempo de ejecución

ÍTEM	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	REND. UNIDAD (Hr/m ²)	REND. PARCIAL (Hr)	REND. DIA	Nro DE CUADRILLAS	REND. DIA POR CUADRILLA	Nro DE OBREROS POR CUADRILLA	JORNADA POR DIA	TIEMPO DE EJECUCION (Días)
1	Trazado y Replanteo	m ²	204,48	0,02	4,09	0,51	1	0,51	3	1	1,00
2	Apuntalado Tradicional sobre terreno natural	m ²	204,48	2	408,95	51,12	1	51,12	2	1	52,00
3	Encofrado de losa inferior	m ²	238,18	1	238,18	29,77	1	29,77	2	1	30,00

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.2.1 Cronograma de actividades

Tabla#25 Cronograma de actividades (Diagrama Gantt).



Fuente: Elaboración propia.

4.2.2 Encofrado tradicional apoyado sobre estructuras metálicas

4.2.2.1 Análisis de costo

4.2.2.1.1 Actividades definidas para el encofrado del tanque elevado

Tabla#26 Actividades definidas para el encofrado del tanque elevado

OBRA GRUESA		
Nº	Actividades y/o Ítem's	Unidad
1	Trazado y Replanteo	m ²
2	Apuntalado tradicional sobre estructura metálica	m ²
3	Estructura metálica	m ²
4	Encofrado de la losa inferior	m ²

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.1.2 Cómputo métrico de las actividades definidas

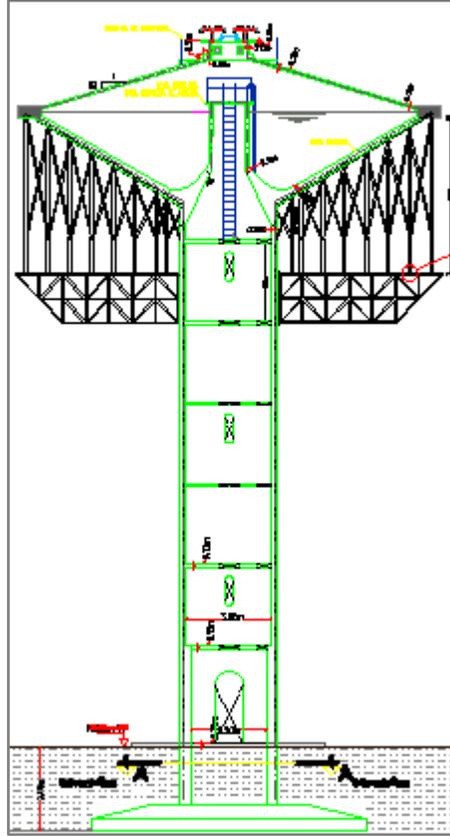
4.2.2.1.2.1 Trazado y replanteo

Tabla#27 Trazado y replanteo.

ÍTEM N°1:	Trazado y Replanteo					
Referencia	Unidad	Nº de veces	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Totales
Área Total	m ²	60	6,37	0,535		204,477

Fuente: Elaboración propia.

Figura#134 Apuntalado tradicional sobre estructura metálica.



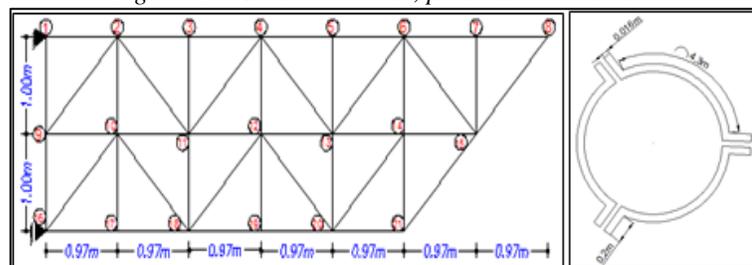
Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.1.2.3 Estructura metálica

Tabla#29 Estructura metálica.

ÍTEM N°3:	Estructura metálica					
Referencia	Unidad	N° de veces	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Totales
área Total	m ²	60	6,37	0,535		204,48

Figura#135 Cercha metálica, placa continua curva.



Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.1.3.2 Apuntalado tradicional apoyado sobre estructura metálica

$$\text{área de construcción} = 204,48 \text{ m}^2$$

$$\text{Long. puntales de diámetro 3pulg} = 186,00 \text{ m}$$

cada pieza constara de 4 metros

$$\text{Número de piezas total.} = 46,5 \text{ Pzas}$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 0,23 \text{ Pzas/m}^2$$

$$\text{Long. puntales de diámetro 4pulg} = 679,80 \text{ m}$$

cada pieza constara de 4 metros

$$\text{Número de piezas total.} = 169,95 \text{ Pzas}$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 0,83 \text{ Pzas/m}^2$$

$$\text{Long. puntales de diámetro 5pulg} = 1381,20 \text{ m}$$

cada pieza constara de 4 metros

$$\text{Número de piezas total.} = 345,3 \text{ Pzas}$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 1,69 \text{ Pzas/m}^2$$

$$\text{Bridas de 1"X3" L} = 192,00 \text{ m}$$

$$\text{Área Bridas total} = 157,48 \text{ pie}^2$$

Considerando el 10% de pérdidas y 2 usos tenemos:

$$\text{Área total} = 86,61 \text{ pie}^2$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá} = 0,42 \text{ pie}^2/\text{m}^2$$

$$\text{Crucetas de 1"X3" L} = 672,00 \text{ m}$$

$$\text{Área crucetas total} = 551,18 \text{ pie}^2$$

Considerando el 10% de pérdidas y 2 usos tenemos:

$$\text{Área total} = 303,15 \text{ pie}^2$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 1,48 \text{ pie}^2/\text{m}^2$$

$$\text{Travesaños de 3"X3" L} = 257,40 \text{ m}$$

$$\text{Área Travesaños total} = 633,37 \text{ pie}^2$$

Considerando el 10% de pérdidas y 2 usos tenemos:

$$\text{Área total} = 709,37 \text{ pie}^2$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 3,47 \text{ pie}^2/\text{m}^2$$

$$\text{Riostras de 1"X3" } L = 5400,00 \text{ m}$$

$$\text{Área Riostras total} = 4429,13 \text{ pie}^2$$

Considerando el 10% de pérdidas y 2 usos tenemos:

$$\text{Área total} = 2436,02 \text{ pie}^2$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá : } 11,91 \text{ pie}^2/\text{m}^2$$

Tabla#32 Rendimiento de materiales.

Rendimientos de materiales		
Puntales ø3"	0,23	pzas/m ²
Puntales ø4"	0,83	pzas/m ²
Puntales ø5"	1,69	pzas/m ²
Bridas 1X3"	0,42	pie ² /m ²
Crucetas 1X3"	1,48	pie ² /m ²
Travesaños 3X3"	3,47	pie ² /m ²
Riostras 1X3"	11,91	pie ² /m ²
Clavos	2,50	kg/m ²
Alambre de amarre	2,50	kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.1.3.3 Estructuras metálicas.

$$\text{Área de construcción} = 204,48 \text{ m}^2$$

Perfiles "C100X50X15X2mm"

$$L_t = 3311,40 \text{ m}$$

cada pieza consta de 12 metros

$$\text{Número de piezas total} = 275,95 \text{ Pzas}$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá} = 1,35 \text{ Pzas/m}^2$$

Perfiles "C100X50X15X3mm"

$$L_t = 898,20 \text{ m}$$

cada pieza consta de 12 metros

$$\text{Número de piezas total} = 74,85 \text{ Pzas}$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá} : 0,366 \text{ Pzas/m}^2$$

Pernos de anclaje de expansión HSL-3M

$$\text{Numero de pernos} = 184$$

Cada caja constara de 20 pernos

$$\text{N}^\circ \text{ de cajas} = 9,20 \text{ Caja}$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá} = 0,04 \text{ Caja/m}^2$$

Planchones (16mmX1,5mX6m.)

$$L = 6,00 \text{ m}$$

Cada pieza constara de 6 metros.

$$\text{Número de piezas total} = 1 \text{ Pzas}$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá} : 0,005 \text{ Pzas/m}^2$$

Planchones (8mmX1,2mX6m).

$$L = 2\text{m}$$

Cada pieza consta de 6 metros.

$$\text{Número de piezas total} = 2 \text{ Pzas}$$

$$\text{Para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá} = 0,010 \text{ Pzas/m}^2$$

Madera de apoyo de puntales sobre cerchas e= 1Pulg

Área total : 230,94 m²

Área total : 2485,82 Pie²

Considerando el 10% de pérdidas y 2 usos tenemos:

Área total= 1367,20 pie²

para 1m² se tendrá : 6,69 pie²/m²

Pernos de grado A325

Numero de pernos = 480,00

para 1m² se tendra : 2,35 Pza/m²

Pernos de grado A490

Numero de pernos = 18,00

para 1m² se tendra : 0,09 Pza/m²

Tabla#33 Rendimiento de materiales.

Rendimientos de materiales		
Perfil "C"100X50X2mm	1,35	Pza/m ²
Perfil "C"100X50X3mm	0,37	Pza/m ²
Pernos de anclaje de expansión(HSL-3M)	0,04	Caja/m ²
Pernos de grado A325(5/8 pulg x 2pulg)	2,35	Pza/m ²
Pernos de grado A490(1pulg x2pulg)	0,09	Pza/m ²
Planchones (16mm x1,5mx6m).	0,005	Pza/m ²
Planchones (8mm x1,2mx6m).	0,01	Pza/m ²
Madera de apoyo de puntales e=1pulg	6,69	pie ² /m ²
Electrodo E70XX	0,50	Kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.1.3.4 Encofrado de la losa inferior

$$\text{Área total de encofrado} = 238,18 \text{ m}^2$$

$$\text{Costillas de 2"X3" L= 1590 m}$$

$$\text{Área costillas total} = 2608,27 \text{ pie}^2$$

Considerando el 10% de pérdidas y 2 usos tenemos:

$$\text{Área total} = 1434,55 \text{ pie}^2$$

$$\text{para } 1\text{m}^2 \text{ se tendrá} = 6,02 \text{ pie}^2/\text{m}^2$$

$$\text{Multilaminado Fenólico } 2,44 \times 1,22 \text{ m } e=10 \text{ mm } A_t = 239,16 \text{ m}^2$$

$$\text{Área por pza} = 2,98 \text{ m}^2$$

$$\text{Número de piezas} = 80,34 \text{ Pza}$$

Considerando el 10% de pérdidas y 15 usos tenemos:

$$\text{Número total de piezas} = 5,89 \text{ Pza}$$

$$\text{Número total de piezas por } 1\text{m}^2 = 0,025 \text{ Pza/m}^2$$

Tabla#34 Rendimiento de materiales.

Rendimientos de materiales		
Costillas 2X3"	6,023	pie ² /m ²
Fenólico Multilaminado (2,44mX1,22mX10mm)	0,024	Pza/m ²
Clavos	2,00	Kg/m ²
Alambre de amarre	2,00	Kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.1.4 Análisis de precio unitario de las actividades definidas

4.2.2.1.4.1 Trazado y replanteo

DATOS GENERALES

Proyecto : Encofrado tradicional apuntalado sobre estructura metálica.

Actividad: Trazado y replanteo

Cantidad : 204,48

Unidad : m²

Moneda : Bs.

1.- MATERIALES

DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Clavos	Kg	0,010	13	0,13
2	Alambre de amarre	Kg	0,010	12	0,12
3	Pintura	Lt	0,005	10,5	0,05
4	Hilo Nylas 100m.	Pza	0,005	8	0,04
TOTAL DE MATERIALES :					0,34

2.- MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Albañil	Hr	0,02	20,50	0,41
2	Ayudante	Hr	0,02	15,00	0,30
Subtotal Mano de Obra :					0,71
Cargas Sociales (% del Subtotal de Mano de Obra)(55% al 71.18%)			55%	0,71	0,39
Impuestos I.V.A. Mano de Obra (% de Mano de Obra + Carga Sociales)			14,94%	1,10	0,16
Subtotal Cargas Sociales e Impuestos :					0,55
TOTAL DE MANO DE OBRA :					1,26

3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
Herramientas (% de Total de Mano de Obra)		5%	1,26	0,06
TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:				0,06

4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3			
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	5,00%	1,67	0,08

5.- UTILIDAD

UTILIDAD=% DE 1+2+3+4			
TOTAL UTILIDAD	3,00%	1,75	0,05

6.- IMPUESTOS

IMPUESTOS IT-% DE 1+2+3+4+5			
TOTAL IMPUESTOS	3,09%	1,81	0,06
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6			1,86

4.2.2.1.4.2 Apuntalado tradicional sobre estructura metálica

DATOS GENERALES

Proyecto : Encofrado tradicional apoyado sobre estructura metálica.

Actividad: Apuntalado tradicional sobre estructura metálica.

Cantidad : 204,477

Unidad : m²

Moneda : Bs.

1.- MATERIALES

DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Puntales ø3"	Pza	0,23	70	15,92
2	Puntales ø4"	Pza	0,83	75	62,34
3	Puntales ø5"	Pza	1,69	80	135,10
4	Bridas 1X3"	pie ²	0,42	8	3,39
5	Crucetas 1X3"	pie ²	1,48	8	11,86
6	Travesaños 3X3"	pie ²	3,47	8,5	29,49
7	Riostras 1X3"	pie ²	11,91	8	95,31
8	Clavos	Kg	2,50	13	32,50
9	Alambre de amarre	Kg	2,50	12	30,00
				337,64	337,64

2.- MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Albañil	Hr	2,5	20,50	51,25
2	Ayudante	Hr	2,5	20,50	51,25
Subtotal Mano de Obra :					102,50
Cargas Sociales (% del Subtotal de Mano de Obra)(55% al 71.18%)			55%	102,50	56,38
Impuestos I.V.A. Mano de Obra (% de Mano de Obra + Carga Sociales)			14,94%	158,88	23,74
Subtotal Cargas Sociales e Impuestos :					80,11
TOTAL DE MANO DE OBRA :					182,61

3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
Herramientas (% de Total de Mano de Obra)		5%	182,61	9,13
TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:				9,13

4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3	5,00%	529,38	26,47
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS			

5.- UTILIDAD

UTILIDAD=% DE 1+2+3+4	3,00%	555,85	16,68
TOTAL UTILIDAD			

6.- IMPUESTOS

IMPUESTOS IT-% DE 1+2+3+4+5	3,09%	572,53	16,86
TOTAL IMPUESTOS			
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6			590,22

4.2.2.1.4.3 Estructura metálica

DATOS GENERALES

Proyecto : Encofrado tradicional apoyado sobre estructura metálica.

Actividad: Estructura metálica

Cantidad : 204,477

Unidad : m²

Moneda : Bs.

1.- MATERIALES

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	perfil "C"100X50X2mm	Pza	1,35	456,50	456,50
2	perfil "C"100X50X3mm	Pza	0,37	172,32	172,32
3	Pernos de anclaje de expansión(HSL-3M)	Caja	0,04	35,99	35,99
4	Pernos de grado A325(5/8 pulg x 2pulg)	Pza	2,35	13,38	13,38
5	Pernos de grado A490(1pulg x2pulg)	Pza	0,09	2,20	2,20
6	Planchones (16mm x1,5mx6m).	Pza	0,005	57,44	57,44
7	Planchones (8mm x1,2mx6m).	Pza	0,01	33,29	33,29
8	Madera de apoyo de puntales e=1pulg	Pie2	6,69	53,49	53,49
9	Electrodo E70XX	Kg	0,50	12,50	12,50
TOTAL DE MATERIALES:					837,12

2.- MANO DE OBRA

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Especialista en montaje de estructuras metálicas	Hr	0,314	36,66	11,51
2	Ayudante 1ra montaje de estructuras metálicas	Hr	0,314	24,79	7,78
Subtotal Mano de Obra :					19,30
Cargas Sociales (% del Subtotal de Mano de Obra)(55% al 71.18%)			55%	19,30	10,61
Impuestos I.V.A. Mano de Obra (% de Mano de Obra + Carga Sociales)			14,94%	29,91	4,47
Subtotal Cargas Sociales e Impuestos :					15,08
TOTAL DE MANO DE OBRA :					34,38

3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Equipo de oxicorte	Hr	0,01	44,36	0,44
2	equipo de soldadura eléctrica	Hr	0,015	18,65	0,28
3	Alquiler de cesta elevadora diaria	Ud	0,01	725,55	7,26
4	Grúa auto propulsada	Hr	0,01	294,79	2,95
Herramientas (% de Total de Mano de Obra)			5%	34,38	1,72
TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					12,65

4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3 TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	5,00%	884,14	44,21
--	-------	--------	-------

5.- UTILIDAD

UTILIDAD=% DE 1+2+3+4 TOTAL UTILIDAD	3,00%	928,34	27,85
---	-------	--------	-------

6.- IMPUESTOS

IMPUESTOS IT-% DE 1+2+3+4+5 TOTAL IMPUESTOS	3,09%	956,19	29,55
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6			985,74

4.2.2.1.4.4 Encofrado de losa inferior

DATOS GENERALES

Proyecto : Encofrado Tradicional apoyado sobre estructura metálica.

Actividad: Encofrado de losa inferior

Cantidad : 238,18

Unidad : m²

Moneda : Bs.

1.- MATERIALES

DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Costillas 2X3"	Pie ²	6,023	8,5	51,19
2	Fenólico Multilaminado (2,44mX1,22mX10mm)	Pza	0,02	380	9,40
3	Clavos	Kg	2,00	13	26,00
4	Alambre de amarre	Kg	2,00	12	24,00
TOTAL DE MATERIALES:					110,59

2.- MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1	Encofrador	Hr	0,8	20,50	16,40
2	Ayudante	Hr	1	20,50	20,50
Subtotal Mano de Obra :					36,90

Cargas Sociales (% del Subtotal de Mano de Obra)(55% al 71.18%)	55%	36,90	20,30
Impuestos I.V.A. Mano de Obra (% de Mano de Obra + Carga Sociales)	14,94%	57,20	8,54
Subtotal Cargas Sociales e Impuestos :			28,84
TOTAL DE MANO DE OBRA :			65,74

3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
Herramientas (% de Total de Mano de Obra)		5%	65,74	3,29
TOTAL DE EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:				3,29

4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3	5,00%	179,62	8,98
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS			

5.- UTILIDAD

UTILIDAD=% DE 1+2+3+4	3,00%	188,60	5,66
TOTAL UTILIDAD			

6.- IMPUESTOS

IMPUESTOS IT-% DE 1+2+3+4+5	3,09%	194,26	6,00
TOTAL IMPUESTOS			
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6			200,26

4.2.2.1.5 Presupuesto general del encofrado Tradicional apoyado sobre estructura metálica

Tabla#35 presupuesto general del encofrado tradicional apoyado sobre estructura metálica.

(En Bolivianos)					
Ítem	Descripción	Unidad	Cantida d	Precio Unitario (Numeral)	Precio Total (Numeral)
1	Trazado y Replanteo	m ²	204,48	1,86	380,87
2	Apuntalado tradicional apoyado sobre estructuras metálicas	m ²	204,48	590,22	120685,98
3	Estructura metálica	m ²	204,48	985,74	201561,41
4	Encofrado de losa inferior	m ²	238,182	200,26	46411,59 Bs

Bs: 369039,86

Dólares \$ 52719,98

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.1.6 Tiempo de ejecución.

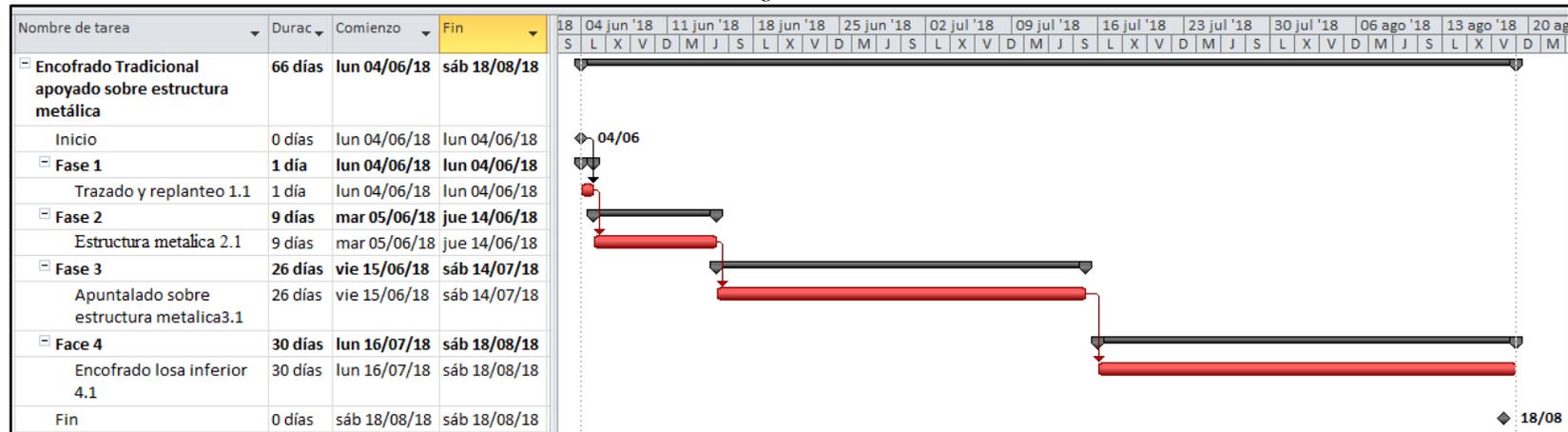
Tabla#36 Tiempo de ejecución del encofrado tradicional apoyado sobre estructura metálica.

ÍTEM	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	REND. UNIDAD (Hr/m ²)	REND. PARCIAL (Hr)	REND. DIA	Nro DE CUADRILLAS	REND. DIA POR CUADRILLA	Nro DE OBREROS POR CUADRILLA	JORNADA POR DIA	TIEMPO DE EJECUCION (Días)
1	Trazado y Replanteo	m ²	204,48	0,02	4,09	0,51	1	0,51	3	1	1,00
2	Apuntalado tradicional apoyado sobre terreno natural	m ²	204,48	1	204,48	25,56	1	25,56	2	1	26,00
3	Estructura metálica	m ²	204,48	0,31	64,21	8,03	1	8,03	2	1	9,00
4	Encofrado de losa inferior	m ²	238,18	1	238,18	29,77	1	29,77	2	1	30,00

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.1.7 Cronograma de actividades.

Tabla#37 Cronograma de actividades.



Fuente: Elaboración propia.

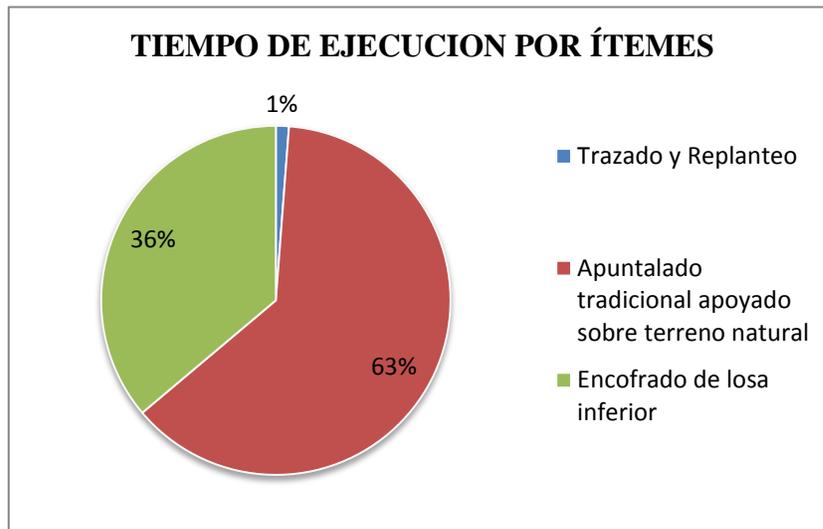
4.3 Análisis comparativo

4.3.1 Tiempo de encofrado

4.3.1.1 Tradicional apoyado sobre terreno natural

El tiempo necesario para realizar el encofrado, son aproximadamente 83,00 días laborables.

Figura#137 Porcentaje de tiempo de ejecución por ítems

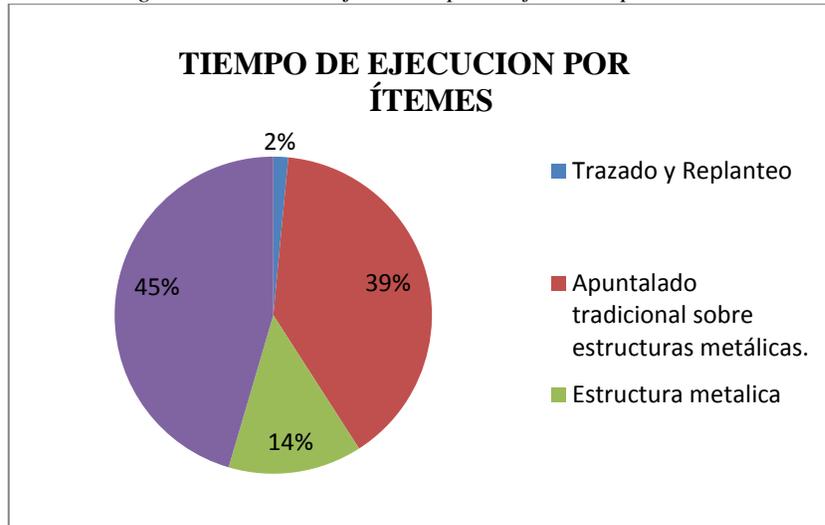


Fuente: Elaboración propia.

4.3.1.2 Tradicional apoyado sobre estructuras metálicas

El tiempo necesario para realizar el encofrado, son aproximadamente 66,00 días laborables.

Figura#138 Porcentaje de tiempo de ejecución por ítems



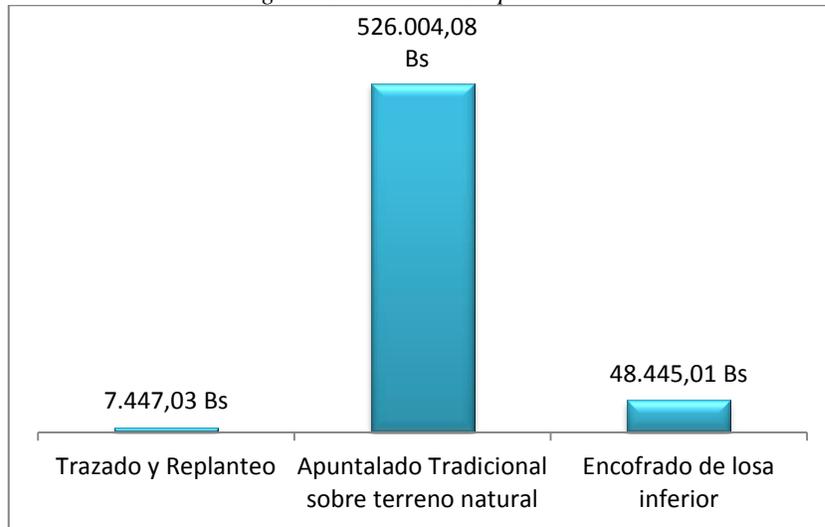
Fuente: Elaboración propia.

4.3.2 Costo de encofrado

4.3.2.1 Tradicional apoyado sobre terreno natural

El costo aproximado para realizar el encofrado es de Bs. 581.896,13

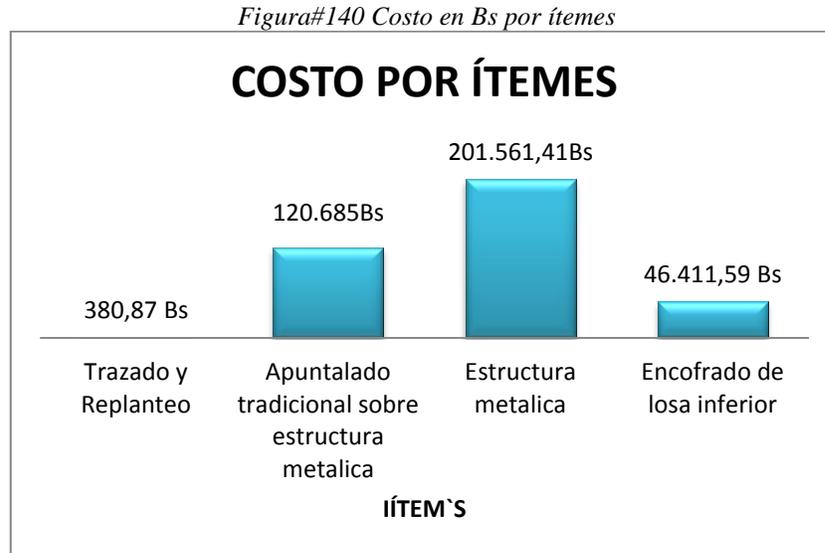
Figura#139 Costo en Bs por ítems



Fuente: Elaboración propia.

4.3.2.2 Tradicional apoyado sobre estructuras metálicas

El costo aproximado para realizar el encofrado es de Bs. 369.039,86



Fuente: Elaboración propia.

4.4 Contratación de hipótesis.

De acuerdo al análisis deducido de tiempo y costo de encofrado se tiene que el encofrado tradicional apoyado sobre estructuras metálicas es mucho más económico y menos tedioso que el encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural.

CONCLUSIONES

- ❖ Se realizó un estudio comparativo de tiempo y costo para el encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural y el encofrado tradicional apoyado sobre estructuras metálicas del vaso del tanque elevado tipo copa, verificando los esfuerzos internos de los elementos de encofrado. Tomando en cuenta el caso más crítico de encofrado de tanque elevado tipo copa, en este caso se analizó a detalle el encofrado de la losa inferior del tanque elevado, del cual se pudo determinar los siguientes resultados:
 - ✓ El tiempo de encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural es de 83 días laborables.
 - ✓ El tiempo de encofrado tradicional apoyado sobre estructura metálica es de 66 días laborables.
 - ✓ El costo de encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural es de Bs. 581.896,13
 - ✓ El costo de encofrado tradicional apoyado sobre estructura metálica es de Bs. 369.039,86.
- ❖ El proceso de encofrado tradicional apoyado sobre terreno natural se ve encarecido y tedioso, por la cantidad de madera usada para su apuntalado, ya que apuntalar el vaso del tanque elevado tipo copa desde el nivel de terreno hasta la losa inferior del tanque es demasiada longitud de apoyo con relación al encofrado tradicional apoyado sobre estructuras metálicas.
- ❖ El proceso de encofrado tradicional apoyado sobre estructuras metálicas, permite reducir de forma significativa el tiempo y costo de encofrado, mediante la fijación cerchas metálicas, a través de uniones soldadas y atornilladas en el fuste del tanque elevado, permitiendo así que este se auto soporte el peso del encofrado y el hormigón armado del vaso del tanque elevado.
- ❖ La placa curva fue calculada y verificada como si fuese un anillo de pared delgada, debido al funcionamiento y comportamiento estructural de la placa,

acorde a las recomendaciones del libro L.MOTT, P.E. Robert, “Resistencia de materiales aplicada”, Tercera edición.

- ❖ Las uniones atornilladas y soldadas están diseñadas acorde a las recomendaciones del libro de “Diseño de estructuras de acero”, Método LRFD, Jack C. McCormac, segunda edición.
- ❖ Para el análisis de sobre cargas de servicio, Cargas por peso propio del hormigón armado se consultó a la norma boliviana NB 1225002-2 y cargas de viento se consultó a la norma boliviana NB1225003-1. La carga por peso propio del Multilaminado fenólico se obtuvo de la empresa proveedora de este material “CIMAL”.
- ❖ La evolución tecnológica en el rubro de la construcción ha crecido notablemente en las últimas décadas. El mercado se hace cada vez más competitivo y exigente, teniendo como eje: calidad, seguridad y disminución de los plazos de la construcción. Es por ello que se incorporan sistemas cada vez más sofisticados de encofrados. Las técnicas que se proponen permiten realizar los trabajos en menor tiempo, mejorando la calidad de los hormigones en cuanto a su acabado, lo que disminuye los costos de acabados en las estructuras de concreto.

RECOMENDACIONES

- ❖ Para el encofrado tradicional apoyado sobre estructuras metálicas se recomienda.
 - ✓ Una vez concebida la estructura de la cercha metálica y la placa continua curva, realizar el izado de la placa curva, luego el colocado de los pernos de anclaje para sujetar la placa curva en el fuste, posteriormente se realiza el izado de las cerchas metálicas al rededor del fuste del tanque elevado conjuntamente con la unión atornillada fijando la cercha metálica a la placa continua curva, luego se procederá a colocar las maderas de apoyo entre cerchas para poder redistribuir mejor las cargas de los puntales sobre la cercha y arriostrar las cerchas metálicas fijándolos con pernos, después se realizara el apuntalado y arriostramiento de los puntales, colocado de las costillas sobre los puntales y el moldeado del Multilaminado fenólico conjuntamente con la humectación del Fenólico dándole la geometría del vaso del tanque elevado.
 - ✓ Para el izado de la cercha metálica y placa curva se usara una cesta elevadora y una grúa autopropulsada.
- ❖ Se debe tener mucho cuidado en el análisis de cargas que se van a introducir en el programa SAP2000 v18.0.1, ya que la losa inferior del vaso esta inclinada con relación a la horizontal y es una sección tronco cónica.
- ❖ Se recomienda idealizar las cargas que van actuar en las cerchas metálicas y llevarlas a los nudos para recién introducirlas al programa SAP2000 v18.0.1.
- ❖ Es recomendable que al momento de realizar un estudio comparativo de costo y tiempo de encofrados, se tenga en cuenta en los tipos de materiales que exista en la región para donde se está llevando a cabo dicha investigación y las cargas a considerar para su estudio.
- ❖ Si bien el costo de los encofrados en las construcciones de baja elevación respecto del nivel de terreno natural no son tan relevantes, por lo tanto no son tomados en cuenta con tal seriedad, pero en el caso del encofrado de los vasos

de tanques elevados si se ven reflejados debido a la altura a la que se encuentran respecto del nivel de terreno. Por ello es recomendable realizar estudios comparativos de costo y tiempo de encofrados, permitiendo al ingeniero optimizar tiempo y costo en los encofrados, a su vez permite estudiar los diferentes materiales que puedan encontrarse en el mercado, reduciendo a si el uso de los materiales como la madera de construcción que se ve afectada por la deforestación excesiva que existe en nuestro medio.