



CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1. DESCRIPCIÓN DEL OBJETO DE INVESTIGACIÓN.

El proyecto a realizar contempla un diseño de puente peatonal con Losa Espacial Mixta Modelado Tridimensionalmente, la longitud a cubrir tiene aproximadamente 60 metros, el puente estará separado por una Columna central, que separa el puente en dos tramos.

La superestructura del puente peatonal será diseñada con Losa Espacial Mixta y la Infraestructura con columnas de Hormigón Armado de la misma forma las fundaciones y los estribos.

El presente proyecto se encuentra ubicado, sobre la quebrada "EL MONTE" emplazado más exactamente sobre la Av. Jaime Paz Zamora a la altura del coliseo deportivo que pertenece a la Universidad Juan Misael Saracho.

1.2. INTRODUCCIÓN

A continuación resumimos lo que es la Losa con Estructura Espacial Mixta, su historia y evolución en el mundo y en nuestro medio, además el uso que se le ha dado en el campo de las infraestructuras para puentes y puentes peatonales.

Desde la época de los romanos se usó el hormigón de manera rudimentaria, lo cual específicamente consistía en la piedra caliza molida, que se unía con la adición del agua, este hormigón se usó para las fundaciones y cúpulas, de la misma manera se encontró el uso de acero, madera e incluso el uso del barro y la caña.

De la misma forma se dio uso para diferentes aplicaciones tanto para construcción de barcos de hormigón construcción de viviendas, con ideas sobre la combinación, entre hormigón y acero de refuerzo con ideas claras sobre su ubicación, pero no contaban con métodos de cálculo precisos.

Francia fue el primer país en implementar reglamentos sobre el hormigón armado en 1906, a pesar de que en Alemania se publican trabajos donde se precisan la ubicación de las armaduras. Francisco Hennebique patentó métodos propios e introduce en las vigas los estribos y el doblado de



los hierros en los empotramientos.

Todo material nuevo tiene formas de expresión propias y el hormigón armado no sería la excepción, y por lo contrario, traería cambios profundos en la arquitectura. Así mediante el ingeniero Augusto Perret, el hormigón se expresa en arquitectura.

Robert Millart aporta el empleo de la losa como elemento resistente propio y se aleja del esqueleto formado por el conjunto viga-pilar. En el puente Tanavasa, sobre el rhin, la plataforma está formada por una losa plana separada en los apoyos de otra curva en forma de arco y con algunas uniones verticales articuladas. En base a este nuevo material, que aporta la versatilidad de poder moldearse en obra, se avanza desde la línea resistente formada por losas. Pilsdecke aportó avances similares mediante sus edificios sin vigas formados por pilares y losas con armaduras repartidas en toda su superficie.

El año 1972 fue construido uno de las estructuras más grandes de láminas delgadas, el domo "King Dome", con 200 metros de diámetro y un espesor de la losa de 10 cm, el mismo fue demolido por problemas financieros, en la actualidad la Cúpula de Milenio de Greenwich en Inglaterra es la de mayor diámetro en el mundo.

Debido al uso de ordenadores en el campo de la ingeniería, se han diseñado estructuras laminares más complejas tales como boloides, hiperbólicos, laminas cilíndricas y otras, ya que es de vital importancia en la resolución de estos y se han incorporado nuevos métodos de cálculo y materiales, para aligerar, reducir el espesor o simplemente cubrir mayores luces y áreas.

A medida que han evolucionado las diferentes aplicaciones para la losas y el uso de las estructuras de hormigón y acero han sido combinados para losas armadas sin embargo, el ingeniero Eduardo Toroja diseña y construye la primera estructura mixta, el Puente TORDERA, en Barcelona España (Ver figura 1.1), esta estructura está formado por un tablero superior de hormigón que sirve como superficie de rodadura y una triangulación bajo el tablero la sección de esqueleto metálico, que estaban sometidos a tracción y compresión, se había planteado no tanto para optimizar el acero sino para reducir el rasante de conexión con el hormigón (si, dada la variación de canto la



tensiones de compresión en el hormigón son constantes, el rasante que solicita los conectores es nulo). Sin lugar a dudas este es una de las estructuras mixtas más importantes de esta época, a pesar de la dificultad de la construcción, por la complejidad de esta estructura, en la actualidad este puente esta en servicio para tránsito de vehículos, aunque inicialmente fue proyectado para tránsito de ferrocarriles.



Figura 1.1. Fotografía del Puente Tordera en Barcelona, España

Uno de los problemas del uso de losas de hormigón armado es su peso propio, que fue una limitante para cubrir superficies mayores y grandes luces, por este motivo han ido evolucionando métodos para aligerar el peso de la losa, tal el caso de losas alivianadas en sus diferentes géneros, por ello las ideas del Ingeniero Eduardo Torroja llevan de la mano el empleo de la ESTRUCTURA ESPACIAL MIXTA, propuesta por el ingeniero mexicano Heberto Castillo en 1967. Entre las ideas originales de H. Castillo está la de formar un conjunto estructural resistente una estructura espacial metálica con dos losas de hormigón armado, a la cual llamo TRIDILOSA. La estructura, en el sistema propuesto, está formada por un entramado espacial metálico soldado y una o dos losas de hormigón colocadas en la capa superior de compresión e inferior a negativos.

A partir de los trabajos del ingeniero Heberto Castillo empezó la investigación de este tipo de losas, con la construcción de varios centenares de estructuras con diversas tipologías, tales como losas porticadas, arcos y cúpulas entre otras. La estructura metálica que se debe emplear en cada caso particular variara en función de la forma y las características de la obra que se va a ejecutar. Es base a estas experiencias el ingeniero Miguel Bozzo Ch. fue fundamentando sus teorías sobre



la aplicación de este tipo de estructuras mixtas, ya que no es necesario que las estructuras antes mencionadas no sean espaciales, pudiendo en cada caso variar según las necesidades de la obra.

Para la correcta aplicación de las estructuras mixtas o compuestas, es indispensable asegurar un trabajo conjunto entre el esqueleto metálico y las losas de hormigón y proporcionar una adecuada adherencia entre ellos. Por otra parte en base a los avances informáticos, en particular los elementos finitos en la década de los 1980, se propuso un método de análisis para estas estructuras mixtas que permite conocer con precisión los esfuerzos generados en todos los elementos de la misma.

1.3. DEFINICIÓN LOSAS RETICULARES MIXTAS

Las losas de Reticulares mixtas, también denominados Estructura Espacial Mixta (EEM) es un nuevo concepto ideado para sustituir con ventaja a las losas, placas y cascarones cuando se desea cubrir luces grandes, o medianas con sobrecargas elevadas, en diferentes aplicaciones como edificios, puentes, naves industriales u otras estructuras arquitectónicas.

Esquemáticamente la EEM, está dispuesto de dos mallas paralelas soldadas con entramados diagonales de tal manera que conforman formas piramidales con base cuadrada, y la losa de hormigón que cubre la malla superior (figura 1).

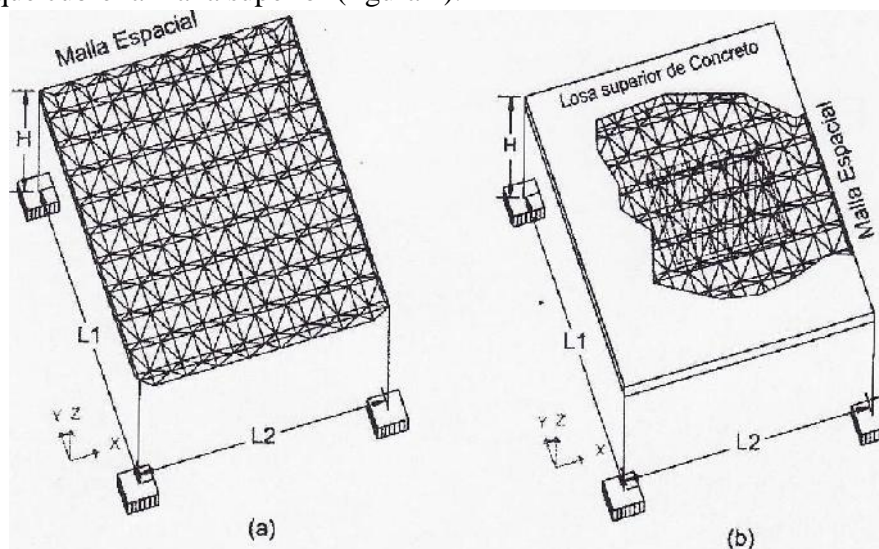


Figura 1.2. (a) Malla espacial, (b) Losa espacial mixta



La EEM tiene un comportamiento auto-portante en la que los elementos que la conforman trabajan bajo condiciones más elementales, es decir esfuerzos de tracción, compresión y cortante, y los materiales que la constituyen están dispuestos de manera que el acero absorbe las tracciones el hormigón la compresión y las diagonales de acero alternativamente a tracción o compresión.

1.4. JUSTIFICACIÓN

En nuestro medio se desconoce la utilización de Estructuras Espaciales Mixtas en forjados o losas para edificios puentes y otras estructuras, ya sea por falta de conocimiento del proyectista o en su caso de mano de obra especializada en el tema, es esta la preocupación para el estudio en específico de este tipo de estructuras que muchos países adoptaron como alternativa y ya construyeron varias estructuras.

Este tipo de losas constituidas con estructuras espaciales mixtas, nos darán mayores posibilidades arquitectónicas, para el diseño de estructuras, en lo específico a edificaciones y puentes peatonales.

El estudio de este tipo de estructuras mejorara la aplicación de manera teórica y práctica la utilización de este tipo de estructuras en nuestro medio en lo específico en Tarija.

En lo que respecta a la elección del puente peatonal en el sector indicado, será un aporte valioso para la seguridad de toda la sociedad en general, pero especialmente se verán favorecidos con este paso peatonal los universitarios de la zona del Tejar, deportistas, ciclistas y personas mayores que con sus hijos circulan por esa zona ya sea en calidad de distracción, deporte, de regreso a sus hogares o para dirigirse a sus fuentes de trabajo, puesto que han ocurrido en este sector numerosos accidentes de tránsito, tal como lo muestra el cuadro de accidentes (ANEXO F).

Uno de los aspectos importantes que hay que recalcar de este proyecto, es que se va a dar continuidad a las aceras centrales de "La Av. Jaime Paz Zamora", ya que en la actualidad los puentes existentes no cuentan en su diseño, con aceras o paso peatonal para la fácil y tranquila circulación de los transeúntes.



Tendrá un uso académico ya que será una guía metodológica y sistemática del diseño y cálculo de un paso Peatonal diseñado con tablero de losa de estructura espacial mixta.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. OBJETIVO GENERAL

El objeto es diseñar un puente peatonal con tablero de Estructura Espacial Mixta, con fin de que podamos incorporar este tipo de estructuras en nuestro medio por las posibilidades arquitectónicas y estéticas para estructuras en las que se requiere grandes y medianas luces, asimismo demostrar que las construcciones con este tipo de estructuras son más económicas a comparación de las tradicionales, asimismo diseñar un puente peatonal con este sistema estructural para brindar mayor seguridad vial a los peatones y así evitar los accidentes de cualquier tipo tanto para personas como para los motorizados que circulan por la avenida Jaime Paz Zamora.

1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Estudiar las Losas de Estructura Espacial Mixta (EEM), los componentes que conforman, además los diferentes métodos de cálculo y análisis que han sido planteados para la resolución de este tipo de estructuras.

Se estudiará el diseño de las losas de EEM, empezando desde el componente losa de hormigón hasta la malla espacial de acero, también se hará un énfasis especial a las normas de diseño, específicamente para diseño de elementos de acero las especificaciones de AISC - LRDF, y para el caso de elementos de hormigón la norma americana ACI y la Norma Boliviana De Hormigón (CBH-87).

Para tener mejor perspectiva de la investigación, se estudiará las estructuras de hormigón armado, y estructuras metálicas, para lo cual se han seleccionado de acuerdo a las bibliografías que hacen uso de tales normas, para el análisis y dimensionamiento.

Para la aplicación del presente trabajo se escoge un puente peatonal ubicado sobre la quebrada El Monte, para lo cual se harán los estudios respectivos.



Se estudiara los puentes, de manera específica los puentes peatonales, y sus características generales, posteriormente se hará una breve comparación entre el puente diseñado con EEM y puentes losa de hormigón.

Se hará estudios preliminares, tal es el caso de realizar el levantamiento Topográfico en el sector del emplazamiento, se recabarán información sobre estudios de Geología, clima y estudio hidrológico, del sector del proyecto, posteriormente se definirán el modelo estructural y posteriormente se predimensionarán los elementos estructurales para lo cual se estudiaran las normas y bibliografías necesarias.

Para definir las cargas y las diferentes hipótesis de carga, se estudiarán las respectivas normas de diseño de los diferentes elementos estructurales para un criterio de aplicación de las mismas en la estructura que elegimos para la aplicación práctica.

Posteriormente se diseñará los diferentes elementos estructurales, las principales son: Losa de Estructura Espacial Mixta, Vigas de apoyo, columnas, y Fundaciones de hormigón armado, elementos de apoyo, para lo cual se estudia las respectivas normas de diseño.

Para tener parámetros de comparación se analizará costos del puente diseñada con Losa Espacial Mixta con respecto a Puentes de losa maciza en lo posible, sin embargo se considerará el factor de las condiciones particulares de emplazamiento para una mejor comparación, para esto se han estudiado puentes peatonales atirantados en esta misma quebrada, por tanto se verá la posibilidad de hacer la comparación con este.

Finalmente se elaborará el presupuesto para ambos tipos de puentes y realizara el análisis comparativo económico y luego se comparara y evaluará estos diseños para establecer conclusiones de los estudios realizados.

1.6. ALCANCE DEL PROYECTO

De manera general el presente trabajo tiene un carácter académico por lo que su alcance está limitado a estudio de Estructuras Espaciales Mixtas, y su aplicación práctica es el diseño de una



estructura en nuestro medio para lo cual se ha elegido un puente peatonal, y que deberá contemplar el estudio de:

De manera detallada las losas reticulares mixtas (EEM), los métodos de cálculo, sus componentes y comparación teórica con otro tipo de losas.

Posteriormente nos abocamos al estudio de estructuras de hormigón armado, lo que implica de esquematización óptima con losas reticulares, luego de las vigas, columnas y el estudio de cimentaciones.

Tal como se ha mencionado para la aplicación práctica del presente estudio, se ha elegido un puente peatonal sobre la quebrada El Monte, cuyo estudio está justificado.

Análisis estructural, en este punto se definirán específicamente el modelo estructural, y se estudiará las normas Americanas ACI y Boliviana de Hormigón y otras bibliografías para definición y predimensionamiento todos los elementos estructurales, asimismo se estudiará el tipo de cargas que actuará en esta estructura, posteriormente se introduce a un software para modelar tridimensionalmente, posteriormente se analizaran los resultados.

Se dimensionará los elementos estructurales y se diseña cada uno de los elementos estructurales que compone a la estructura seleccionada basándonos en la norma adecuada asimismo se aclara de que se usara las especificaciones LRFD, para dimensionamiento de la malla metálica de la EEM.

Para tener un criterio de comparación se calcularán los volúmenes de obra (solo de componentes estructurales), y realizar un presupuesto, también de una estructura con losa de hormigón armado.

1.7. ÁMBITO DE APLICACIÓN

Las losas compuestas con Estructuras Espaciales Mixtas serán aplicadas en este trabajo a diseño del tablero de un puente peatonal, sin embargo este tipo de estructuras es aplicable a edificios, puentes, naves industriales y otras estructuras arquitectónicas que requieren luces grandes y medianas.



CAPÍTULO II

ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1 DEFINICIÓN DE PUENTE.

Puente, en general se define como una estructura que permite la continuidad de una vía a través de un obstáculo natural o artificial, la vía puede ser peatonal, una carretera calle o avenida, una vía de ferrocarril o una combinación de las mismas. Caso aparte constituyen los puentes acueducto o canal, y los puentes tubo. El obstáculo puede ser natural normalmente un río o quebrada, lago o mar. El obstáculo artificial puede ser una carretera, calle o avenida u otra construcción hecha por el hombre.

Estructuralmente, un puente es un elemento que salva un vano. Por lo tanto, las cargas - generalmente importantes - que actúan en el puente son transmitidas a la cimentación. Las cargas verticales, aparte del peso propio y cargas permanentes, proceden del paso de tráfico superior que crea el puente y presentan su característica fundamental en el hecho de ser móviles.

2.2. CARACTERÍSTICAS GENERALES.

Describiremos las características que presenta un puente tipologías, sus partes y posteriormente la clasificación por sus diferentes particularidades.

2.2.1 PARTES DE LA ESTRUCTURA DE UN PUENTE

2.2.1.1 SUPERESTRUCTURA

Es la parte en contacto con el tráfico, consiste de un sistema de piso que se apoya o integra monolíticamente con los elementos principales de la superestructura sean vigas longitudinales o armaduras. Al sistema de piso se le denomina comúnmente tablero. Las vigas longitudinales



pueden tener diversas secciones transversales, así como las armaduras ser de distintos tipos (16).

2.2.1.2 SUBESTRUCTURA

Soporta a la superestructura integrándose (monolíticamente) a veces con ella, tienen como función servir de apoyo a la superestructura y transferir las cargas solicitantes a las cimentaciones y de estas al terreno de cimentación. Se diferencian dos (2) tipos de subestructuras (16):

a) Estribos

Es la subestructura de soporte en los extremos del puente. Generalmente de concreto ciclópeo o armado o también sistemas de tierra armada o reforzada y en algunos casos gaviones. También puede ser sistemas semiprefabricados de concreto postensado y armado (16).

b) Pilares

Son las subestructuras de soporte interior en el lecho o cerca al lecho del río generalmente son de concreto armado o de estructura metálica o de una combinación de ambos materiales. También puede ser una combinación de concreto armado y concreto postensado (16).

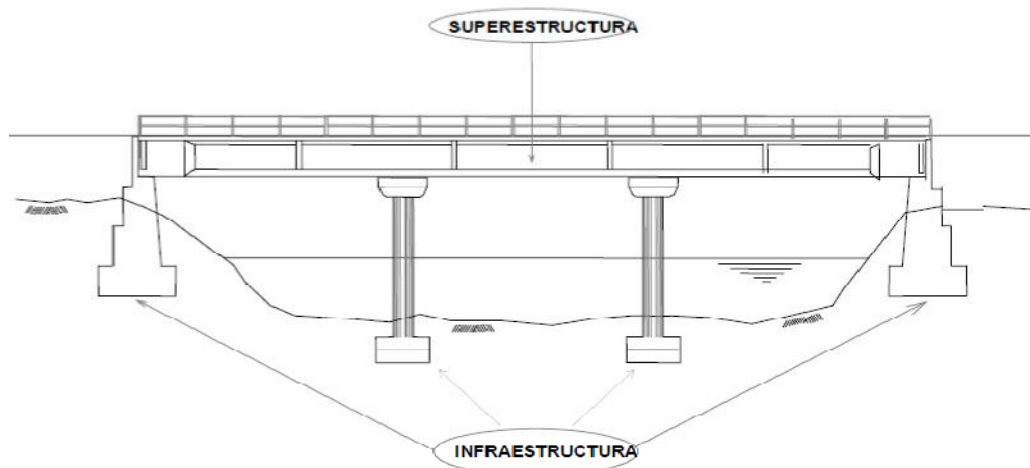


Figura 2.1 Partes Constitutivas del Puente



2.2.1.3. APARATOS DE APOYO O APOYOS

Tienen como función transferir las cargas de la superestructura (tableros) a las subestructuras (estribos, pilares). Generalmente son hechos de elastómeros (neoprene) o metálicos. Soportan cargas verticales y horizontales, pudiendo ser del tipo fijo o móvil (de expansión) o una combinación entre ambos. En la actualidad existen aparatos de apoyo de tecnología propia (16).

2.2.1.4. CLASIFICACIÓN DE PUENTES

Los puentes se clasifican según diferentes aspectos, diseños y conceptos, sin embargo describimos la clasificación de acuerdo al siguiente detalle:

- a.- Por el Servicio que prestan
- b.- Por el Material de la Superestructura
- c.- Por la Forma de la Estructura
- d.- Según el Tiempo de Vida útil
- e.- Según el Tipo de Apoyo
- f.- Por el Proceso Constructivo
- g.- Por su Trazo Geométrico.

a.- Por el Servicio que Prestan

- Puentes Carreteros
- Puentes Ferroviarios
- Puentes Combinados
- Puentes Peatonales
- Puentes Acueductos (Canal)
- Puentes "Tubo"

b.- Por el Material de la Superestructura

- De Concreto
- De Concreto Presforzado



- De Acero
- De Sección Compuesta

c.- Por la Forma de la Superestructura

- Losa Maciza
- Losa Alivianada
- Vigas Cajón
- Vigas T
- Vigas I y sección compuesta - Arco
- Atirantado
- Colgante
- Pórtico
- Reticulado

d.- Según el Tiempo de Vida Útil.

- Puentes Provisionales
- Puentes Definitivos

e.- Según el Tipo de Apoyo

- Isostáticos: (Simplemente apoyado, Tipo Gerber)
- Hiperestáticos: (Continuo, Pórtico o Marco)

f.- Por el Proceso Constructivo.

- Vaciados en Sitio
- Compuestos
- Por Dovelas
- Prefabricados

g.- Por su Trazo Geométrico.

- Recto
- Esviada
- Curvo



2.3. TIPO DE PUENTE A UTILIZAR.

De acuerdo a la clasificación descrita podemos establecer que el puente propuesto tendrá las siguientes características:

- | | |
|--|--|
| - Por el servicio que prestan: | Puente Peatonal |
| - Por el material de la superestructura: | De sección Compuesta (Losa mixta) |
| - Por la Forma de la Estructura: | Losa Reticulado (tipo Espacial) |
| - Según el Tiempo de Vida Útil: | Puente definitivo |
| - Según el Tipo de Apoyo: | Hiperestático |
| - Por el Proceso constructivo: | Vaciados en Sitio |
| - Por su Trazo Geométrico: | Recto |

2.3.1. PUENTE PEATONAL CON TABLERO DE LOSA ESPACIAL MIXTA.

En la actualidad no se tiene mucha información con respecto a Puentes diseñadas cuya superestructura sea una losa de Estructura Espacial Mixta, más aun en nuestro medio (Tarija), sin embargo existe bibliografía que hace referencia a este tipo de estructuras, para no ir muy lejos en el País vecino (Perú), se ha construido puentes peatonales con losa de Estructura Espacial Mixta.

Sin embargo las Estructuras con Losa Espacial Mixta Generalizada, son muy utilizados en el diseño de puentes, ya que son adoptados las tipologías de cerchas tal es el caso de tipo Warren, Pratt entre otros, también es usados para construcción de losas industriales.

Uno de los primeros puentes con Estructura Espacial Mixta generalizada, fue construida en Barcelona España, denominado el puente "TORDERA", inicialmente diseñado para tránsito de ferrocarriles, en la actualidad sigue prestando servicio, como puente vehicular.

Lo antes mencionado, nos permite resumir que el tipo de estructuras propuesto (EEM) para tablero del puente, se puede asemejar al diseño de un puente losa, con las ventajas de que se pueden alcanzar luces muchos mayores a los que usualmente se considera para puentes losas de



Hormigón armado.

Para el presente proyecto se plantea un puente de dos luces con un pilón intermedio y dos estribos en los extremos de la estructura, logrando así un buen funcionamiento hidráulico, por tener un solo pilón intermedio, permitiendo así que el flujo de las aguas de la quebrada se mantenga casi inalterable, disminuyendo el peligro de socavación y asegurando la estabilidad estructural.

Cuando las soluciones lineales de la superestructura, losas tradicionales, placas, vigas continuas o pórticos, debido a la luz a cubrir devienen en costosas o antieconómicas, a pesar de la utilización de materiales de mayor rendimiento, se debe entrar a algún otro tipo de solución estructural más provechosa, y óptima en cuanto a lo económico y para ello son los puentes atirantados o los puentes colgantes sin embargo aquí presentamos una nueva solución que en nuestro medio no se ha construido, es el caso de los puentes en estudio "con tablero de Hormigón y EEM". A continuación nos vamos a ocupar de este último.



Figura 2.2 Fotografía Puente peatonal de la cantuta



Las Estructuras Espaciales Mixtas, serán estudiadas en el siguiente capítulo, a continuación, consideramos la clasificación de los puentes peatonales con estructura espacial mixta.

2.3.2. CLASIFICACIÓN DE PUENTES PEATONALES CON TABLERO DE EEM.

La clasificación descrita a continuación se hará de acuerdo a estudios realizados a los diferentes tipos de puentes ejecutados y la clasificación que se tiene de las losas de Estructuras Espaciales Mixtas, además del tipo de material que se puede usar en el tablero (madera y Hormigón), por tanto se tiene:

a.- De acuerdo a la tipología de la malla metálica:

- Estructura Espacial Mixta Clásica
- Estructura Especial Generalizada (Warren y Pratt)

b.- De acuerdo al material de Plataforma:

- De Madera
- De Hormigón

Finalmente de acuerdo a la clasificación descrita, el tipo de puente que adoptaremos es un puente de Tablero de ESTRUCTURA ESPACIAL MIXTA CLÁSICA, y el tipo de material a combinar es de HORMIGÓN.

2.4. PUENTES PEATONALES EN TARIJA.

En nuestro medio y en el país, no existe un avance significativo en la construcción de puentes peatonales, limitado por diferentes factores, tal es el caso económico, los ciudadanos no están acostumbrados a querer mejorar, y se las arreglan como pueden para cruzar ciertos obstáculos.

En el caso de nuestro departamento la mayoría de los puentes peatonales se encuentran en el área rural, teniendo como objetivo el cruce de ríos para vincular a las comunidades rurales con las principales vías de comunicación que van hacia la ciudad o centro urbano.

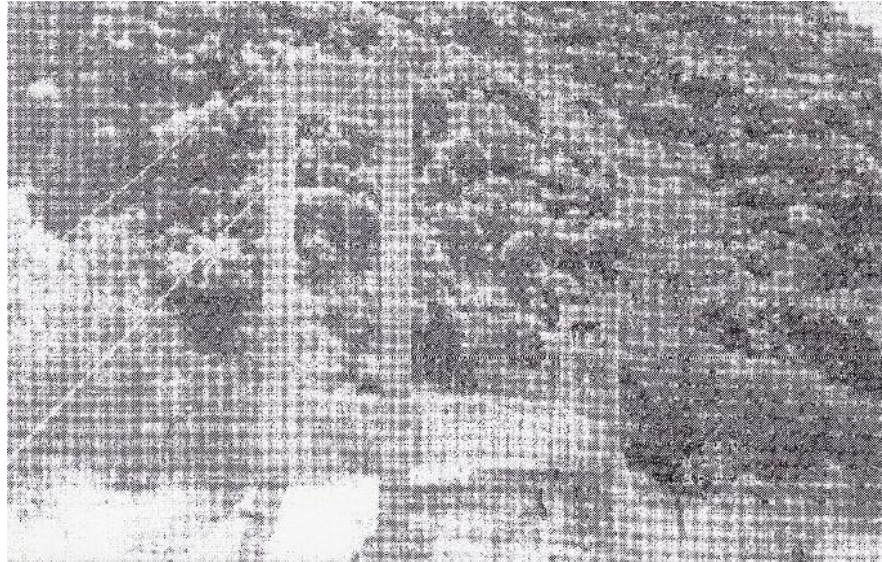


Figura 2.3 Fotografía puente Peatonal Erquis-Ceibal Sobre El Río Erquis

Algunos de estos puentes no tienen cables de contraventeo ni vigas de rigidización por lo que son muy inestables y faltos de mantenimiento, suponemos de que se ejecutaron de esta manera con el fin de economizar.

En la actualidad en la ciudad capital de nuestro departamento solo contamos con cinco puentes peatonales, dos de ellos destinados al cruce de avenidas de mucho tránsito vehicular y el resto para cruce de ríos o quebradas, de los cuales se pueden observar algunos a continuación:

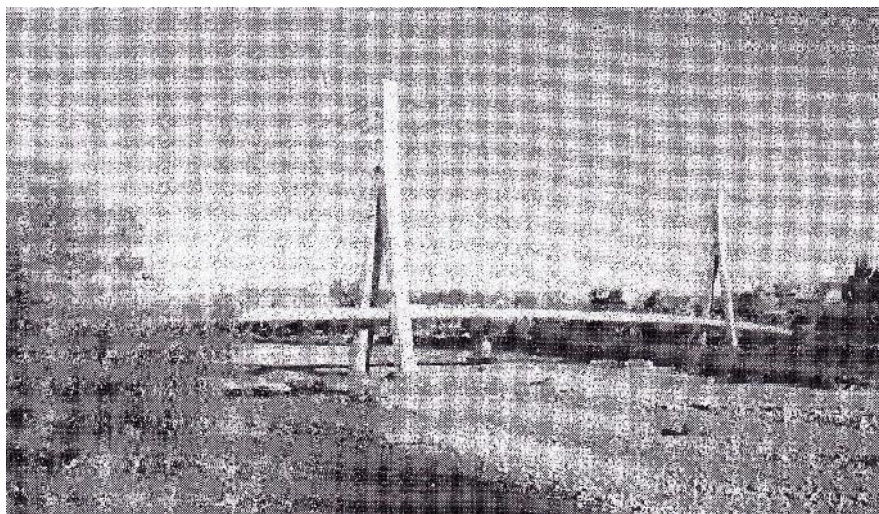


Figura 2.4 Fotografía del Puente Peatonal Los Peregrinos Sobre El Río Guadalquivir



Figura 2.5 Fotografía del Puente Peatonal Palmarcito Sobre La Quebrada El Monte.

2.5. ESTUDIOS PRELIMINARES.

2.5.1. UBICACIÓN.

El puente que se propone en este proyecto se encuentra ubicado en la provincia Cercado del departamento de Tarija, cuya ubicación específica es la ciudad de Tarija en la Av. Jaime Paz Zamora en la intersección con la Quebrada de El Monte que está en las coordenadas $21^{\circ} 32' 33''$ Sud y $64^{\circ} 43' 06''$ Oeste y se encuentra a una altura de 1,859 m.s.n.m.

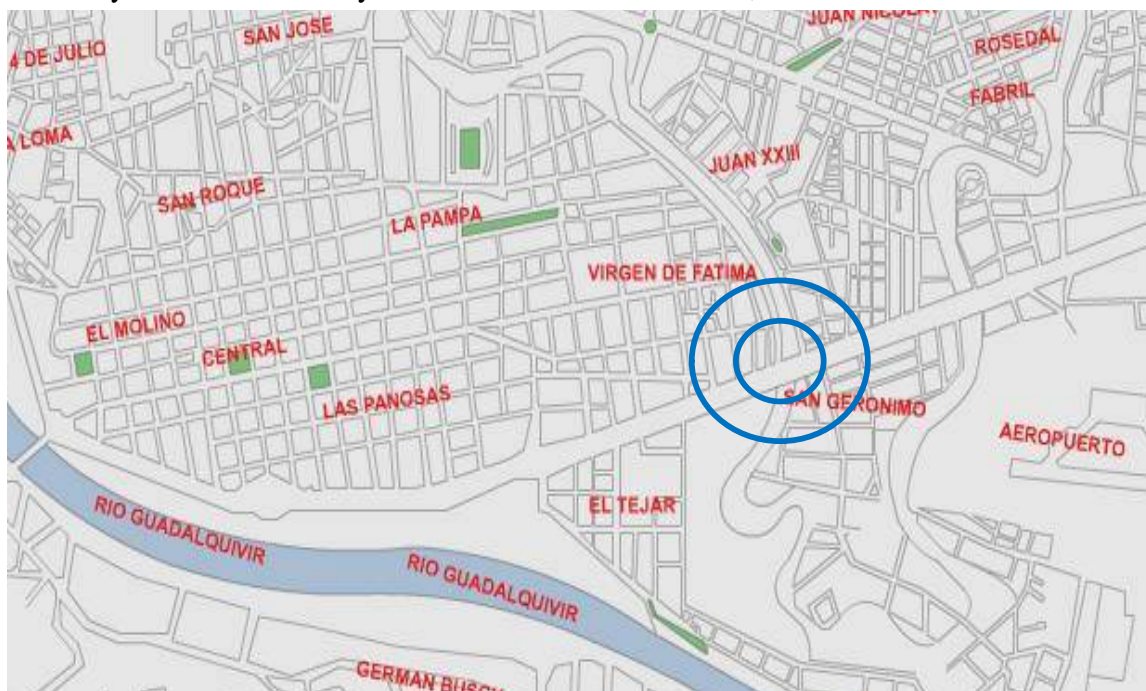


Figura 2.6 Ubicación del Puente Peatonal propuesto Sobre La Quebrada El Monte Av. Jaime Paz Zamora.

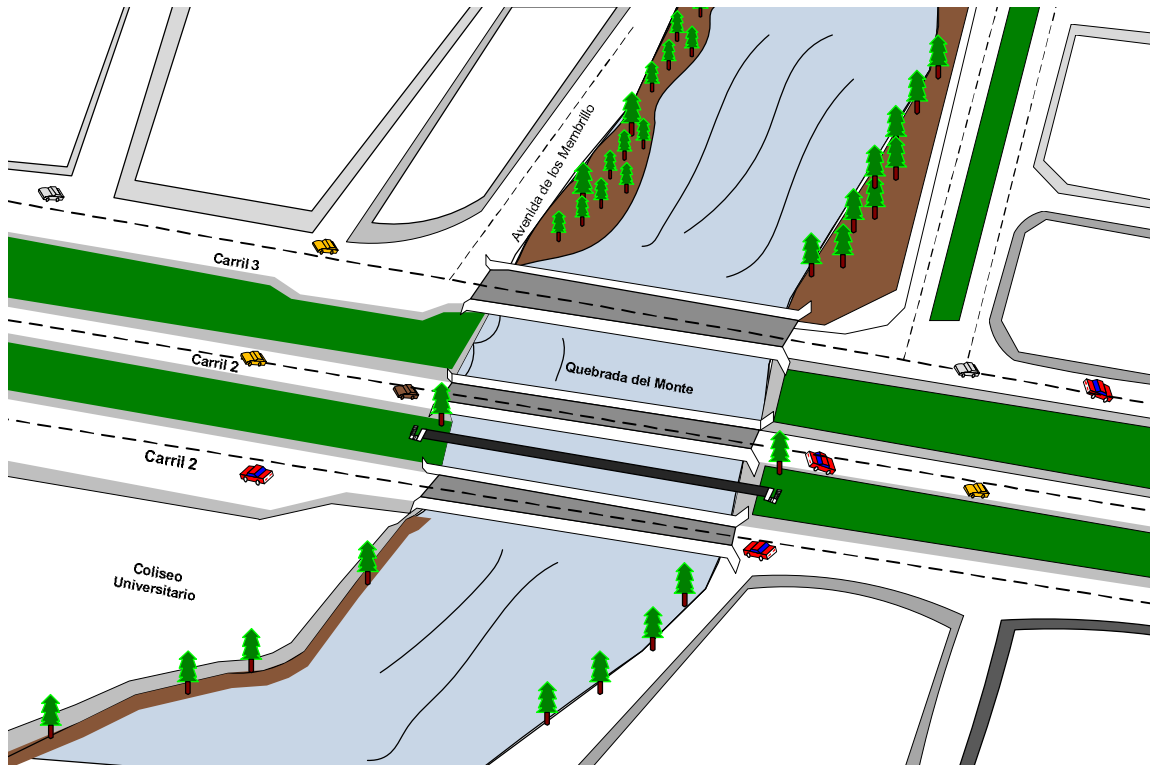


Figura 2.7 Ubicación Específica del Puente Sobre la Quebrada El Monte / Av. Jaime Paz Zamora

2.5.2. CLIMA.

Los datos climatológicos obtenidos por Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), nos muestra que se tiene una temperatura media anual de 17.7°C , con una Máxima Extrema de 39.30°C en el mes de Octubre y una Mínima Extrema de -9.5°C , en el mes de Agosto (1978), con vientos normales que no superan los 18.8 Km/hr cuya dirección predominante es SE.

El clima¹ corresponde a Templado semiárido, mesotermal, con precipitaciones relativamente cortos de (Noviembre a Marzo) con régimen de precipitaciones muy variables en cuanto a frecuencia e intensidad y con un largo periodo de estiaje entre (Abril - Octubre) tiempo en el cual el déficit de agua en la quebrada El Monte es notorio. (Según anexo D).



2.5.3. TOPOGRAFÍA.

El lugar donde se construirá el proyecto es una zona llana con terraplenes conformados por rellenos para el acceso a los puentes vehiculares de la avenida, la pendiente del cauce en el cruce es del 0.665 %. (Ex Codetar 1989), sin embargo se ha realizado un levantamiento topográfico para determinar la sección de la quebrada además para ubicar exactamente en el emplazamiento del proyecto.

Además la topografía sirvió para verificar la pendiente longitudinal de la quebrada, que realizando los cálculos respectivos tiene una pendiente de 0.662% similar al que fue determinado por la Ex Codetar.

La quebrada tiene muros longitudinales de hormigón ciclópeo para el encauzamiento de sus aguas, tanto aguas arriba como aguas abajo, trabajos que fueron realizados durante la construcción de los puentes vehiculares.

El área bajo los puentes existentes presenta en la actualidad obstáculos y malezas, teniendo obstrucciones en el flujo normal del agua pero que no provoca un incremento significativo del tirante durante las crecidas.

2.5.3.1 DETERMINACIÓN DEL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE.

La ubicación exacta del emplazamiento del puente Peatonal con Tablero de Estructura Espacial Mixta fué tomada bajo los siguientes criterios:

- La ubicación del puente favorece tanto a estudiantes que están cerca del campus universitario, el coliseo Universitario que es frecuentemente ocupado para muchos acontecimientos, como a todas las personas que transitan por este sector. En la actualidad se transita a través de los puentes por donde circulan los automóviles exponiendo constantemente su vida debido a que las aceras peatonales de tales puentes son insuficientes.



- El puente está en paralela al eje de la avenida, de esta manera conseguimos una longitud óptima y buena estética.
- Otra finalidad que tiene es el sentido o la dirección del tráfico vehicular que circula por los tres carriles de la Av. Las Américas.



Figura 2.8 Esquema De Ubicación Puente Peatonal c/Tablero de Losa Espacial Mixta.

2.5.4. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS.

Durante la construcción de los puentes vehiculares se realizaron perforaciones a diamantina para determinar los estratos geológicos, así poder determinar la capacidad portante de los estratos del subsuelo mediante ensayos S.P.T. Los datos que se presentan a continuación fueron obtenidos de estudios realizados por Ex CODETAR 1989 (ANEXO C).

En la quebrada El Monte se realizaron 2 perforaciones, uno en cada margen, en las cuales se



observan 2 secuencias litológicas; la secuencia superior está conformada por sedimentos fluviales recientes, los mismos que se hallan constituidos por gravas sub-redondeadas de cuarcitas y areniscas duras con tonos gris plomizo a marrón teniendo estas pocas consolidaciones.

En el sondeo DM-1 se ha detectado un lente arenoso que tiene poca extensión horizontal, pues no fue observado en el sondeo DM-2.

La secuencia inferior está constituida por arcillas limosas de color marrón verdusco, las mismas que son homogéneas, compactas e impermeables.

Estos sedimentos se han observado hasta el fondo de los sondeos y su espesor debe continuar por varias decenas de metros más, *lo que constituye un apropiado material para fundaciones.*

También se ha realizado los sondeos de penetración, cuyo número de golpes para hincar 30 cm de la cuchara partida ha variado entre 26 y 34 golpes; lo que traducido a soporte de suelos da valores entre 3.5 y 4.5 kg/cm²; es decir se considera al sedimento limo arcilloso como "compacto".

Finalmente el informe recomienda:

- La fundación de todos los elementos de los puentes, sean esto pilas o estribos deben hacerse en los sedimentos arcillo limosos.
- No es recomendable en los materiales fluviales recientes, ni en los materiales de relleno artificial
- La fundación podrá ser a un nivel tal, que penetre entre 1.00 y 1.50 m en los sedimentos arcillosos
- Una fundación relativamente profunda garantizara la estabilidad de la obra, evitando un descalce.
- Para esto el Ingeniero Civil deberá tomar una capacidad portante no mayor a 3.0 kg/cm².

De acuerdo a este informe podemos asumir que la fundación en esta quebrada debe ser a una profundidad mayor o igual a 4.50 m bajo el nivel del lecho del río.



2.5.5. ESTUDIO HIDROLÓGICO.

Para el presente proyecto, se detalla brevemente como es el comportamiento de las aguas en la zona, para tal caso se cuenta con el estudio de caudales máximos y socavación de la quebrada El Monte, realizado por el Dr. Ing. Alberto Benítez Reynoso en el año 1989, cuyos resultados fueron utilizados como datos de referencia para la construcción de los puentes vehiculares sobre esta quebrada (ANEXO E) de este estudio extraemos lo más importante para el diseño del puente propuesto que son:

a) Caudales Máximos de Diseño.

Tabla 2.1.

Caudales Máximos de Diseño - Para Diferentes Periodos De Retorno T.

T (años)	Qm (m³/seg)
10	125
25	175
50	200
100	250

b) Características Hidráulicas.

Tabla 2.2

Características Hidráulicas De La Sección.

T (Años)	BASÉ (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m)
10	56	0.64	3.46
25	56	0.79	3.95
50	56	0.86	4.17
100	56	0.98	4.55



c) Profundidad de socavación

Tabla 2.3
Socavación Local En Estribos.

T (Años)	TIRANTE (m)	Ze (m)	Zd (m)
10	0.64	1.66	3.16
25	0.79	2.05	3.55
50	0.86	2.40	3.90
100	0.98	2.55	4.05

Realizando una inspección de las marcas históricas dejadas por las crecidas, se puede observar que el tirante máximo alcanza los 2 m. aproximadamente desde el lecho de la quebrada, sin embargo se considera un periodo de retorno para el presente diseño de 50 años de acuerdo a las características del proyecto. Considerando esta situación se determina el tirante máximo y la socavación máxima, los mismos que servirán para determinar la ubicación del tablero y la profundidad de fundación tanto en pilas y estribos.

También se observa que la socavación es mínima, así como el arrastre de sólidos y de cantos rodados.

Finalmente el estudio recomienda definir la profundidad de fundación de las pilas y estribos al proyectista definir entre estas los periodos de retorno de 50 y 100 años, además de factor económico.

En este sentido se **adopta una profundidad de fundación de 4.50 m**, puesto que para un periodo de retorno de 50 años, la socavación de las pilas máxima de las pilas es 3.67 m y en los estribos es de 3.90 m, los cuales son menores a la profundidad de fundación además respaldadas por el estudio geológico.



2.6. RESUMEN DEL ESTUDIO BÁSICO PARA EL PUENTE PEATONAL.

De acuerdo al estudio de la ingeniería básica (preliminares), llegamos a resumir la ubicación del tablero, la profundidad de las fundaciones y el tipo de tablero a utilizar:

- **Tipo de Tablero:** RETICULAR (tipo losa con Estructura Espacial Mixta)
- **Tramos:** Tiene un Pilón central que divide el Puente Peatonal en DOS TRAMOS
- **Nivel del Tablero:** De acuerdo al estudio hidráulico y topográfico llegamos a la conclusión de que se ubicara dando continuidad a los accesos (aproximadamente a 9 metros del nivel del lecho del río)
- **Profundidad de la Fundación:** De acuerdo al Estudio geología e hidrológico se llega a determinar que la profundidad de la fundación debe estar a **4.50 metros** bajo el nivel de lecho del río.



CAPÍTULO III

LOSA TIPO ESTRUCTURA ESPACIAL MIXTA

3.1. DEFINICIÓN.

Las mallas espaciales son la repetición de un gran número de barras o elementos de pequeña longitud en una gran superficie ya sea área plana o una curva. Así las mallas espaciales son la versión en el espacio de las tradicionales celosías o cerchas planas, empleadas antiguamente limitadas por su análisis. Por otra parte en función del patrón de la repetición de las barras es posible formar diversas formas de tipología de mallas espaciales como **pirámide de base cuadrada** o la simple intersección de varias cerchas planas tipos (1).

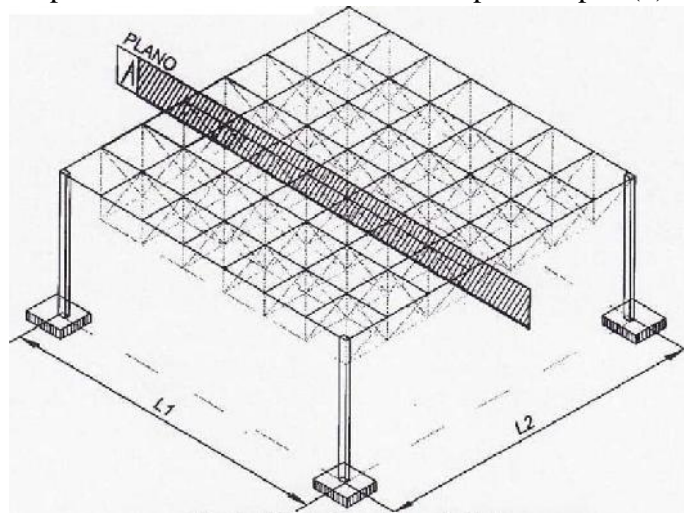


Figura 3.1 Vista isométrica de la malla espacial

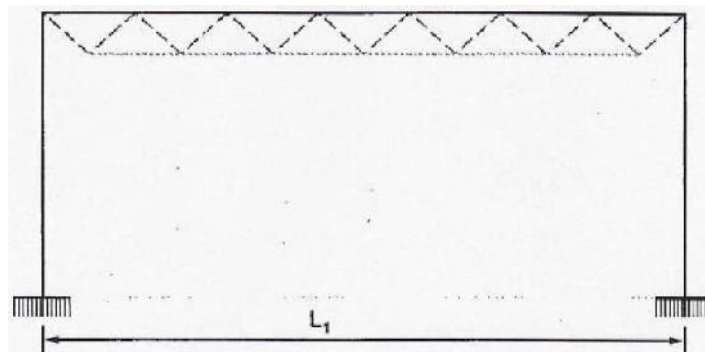


Figura 3.2 Vista del Plano de Corte A



Las losas de Reticulares mixtas, también denominados Estructura Espacial Mixta (EEM) es un nuevo concepto ideado para sustituir con ventaja a las losas, placas y cascarones cuando se desea cubrir luces grandes, o medianas con sobrecargas elevadas, en diferentes aplicaciones como edificios, *puentes*, naves industriales u otras estructuras arquitectónicas.

La estructura espacial tiene un comportamiento autoportante en la que los elementos que la forman trabajan bajo esfuerzos elementales es decir, esfuerzos de tracción, compresión y cortante, y los materiales que la constituyen están colocados de manera que el acero absorbe las tracciones, el hormigón las compresiones y las diagonales de acero alternativamente tracción o compresión.

La estructura formada por barras puede tener sus extremos rígidos o articulado, también puede tener una situación intermedia. En el primer caso el extremo de las barras giran libremente, y en el segundo caso los nudos presentan un cierto giro, y todas las barras concurrentes deberán experimentar el giro de la misma magnitud. La distinción entre estos casos es más académica que práctica, dado que una viga triangulada con dimensiones similares entre sí aparecen prácticamente los mismos esfuerzos tratando los nudos como rígidos o articulados. Esta característica y siempre que las barras tengan dimensiones similares, se debe a que los momentos flectores que se originan en los nudos rígidos son despreciables en comparación a los esfuerzos axiales.

Las estructuras tipo cerchas se calculaban de esta manera en aquella época donde los cálculos se elaboraban sin la asistencia de la computadora.

3.1.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

Esquemáticamente la EEM, está dispuesto de dos mallas paralelas soldados con entramados diagonales de tal manera que conforman formas piramidales con base cuadrada. Como elementos rigidizantes se tienen a losas de hormigón normalmente embebidos a la malla superior y en la inferior, aunque se puede evitar de colocar la losa inferior (figura 3.3).

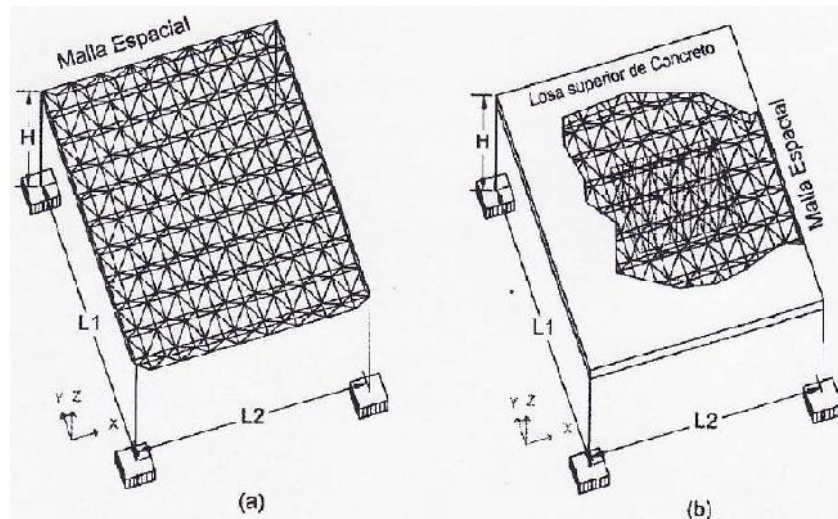


Figura 3.3 (a) Malla espacial, (b) Losa espacial mixta

- a) **Armazón Metálico.-** Constituida por dos mallas de acero, una superior y otra inferior, las cuales son unidas por diagonales que forman una base cuadrada.
- b) **Losas de Hormigón.-** una o dos losas de hormigón, la primera tiene como eje a la malla superior que a la vez forma el piso, y otra en la malla inferior que forma el cielo raso o falso aunque no es necesario de que sea una losa de hormigón.

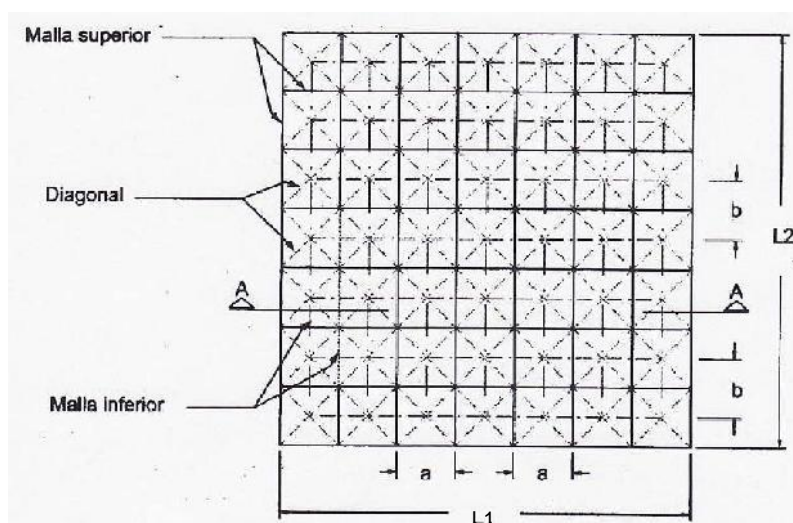


Figura 3.4 Componentes de la Estructura Espacial Mixta.

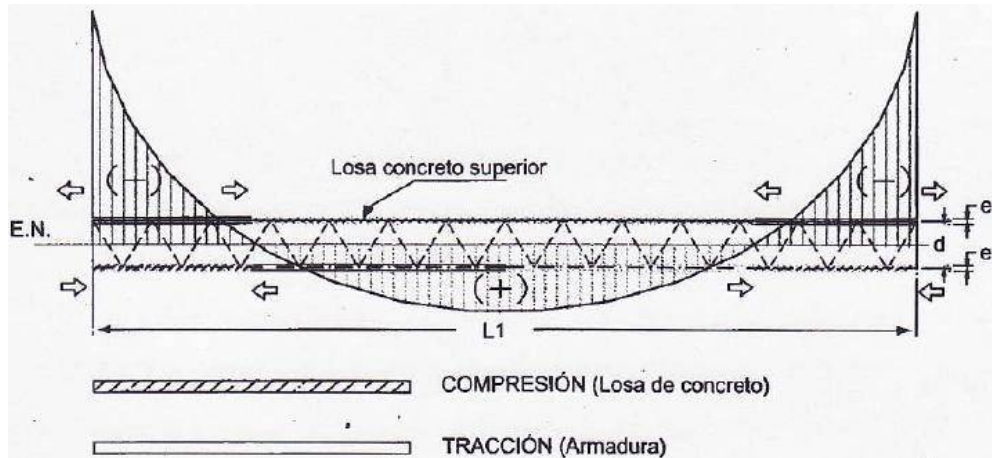


Figura 3.5 Fuerzas internas de compresión y tracción en EEM.

La transmisión de esfuerzos entre la losa superior y la inferior lo realizan las barras diagonales que son empotradas entre sus losas. La estructura espacial consigue eliminar aproximadamente el 60% del peso con respecto a la losa tradicional, además como se mencionó con anterioridad no es necesaria la colocación de la losa inferior, la única función que cumple es de cielo raso o falso y la protección de la malla espacial de los agentes atmosféricos. Otra característica importante que se puede mencionar es que al incrementar las luces de la losa el incremento del peso por unidad de área es mínimo.

3.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL MIXTA.

3.2.1. ASPECTO TÉCNICO

1.) Esta nueva técnica nos permite obtener estructuras más eficientes, ya que en el sistema tradicional de losas de H°A° solo se aprovecha el 50% del hormigón como estructura, ya que el resto se encuentra fisurada y no cumple su función, en cuanto al acero el pandeo por compresión y las flechas limitan la posible esbeltez a la sección. Por tanto en la EEM el hormigón se aprovecha eficientemente ya que se coloca en sectores de compresión, y su gran inercia incrementa su rigidez y evita el pandeo y la abolladura.

2.) El incremento de la inercia al incrementar el peralte genera un mínimo incremento en el peso, tal como muestra la tabla (3.1) la misma muestra el incremento de la inercia (+% ΔI) y el peso de



la estructura (+% ΔW), con diferentes peraltes (H), una comparación se muestra entre el canto de 30 y 60 cm, en la que se muestra el incremento de la inercia es del 300%, en cambio el peso muerto incrementa 2%.

Variable (H)	30	35	40	45	50	55	60
(% AI)	0	36	77	124	176	234	297
(% AW)	0	0.5	0.67	0.94	1.18	1.45	1.73

3.) Disminuye el peso muerto del conjunto estructural en aproximadamente 60% debido a diversos factores, tal es el caso del esquema estructural que se consigue con este tipo de losas, además la misma composición de la losa, que es uno de los factores más importantes para la reducción mencionada.

La comparación se realizada esta basada en una edificación tradicional con losa maciza con otra con losa de estructura espacial mixta.

4.) Amplias posibilidades arquitectónicas, al no requerir de vigas y columnas intermedias, al no necesitar la modulación de pórticos intermedias, o en su defecto introducir columnas ubicadas a requerimiento arquitectónico, además podremos ubicar la iluminación flexible a través de la losa.

5.) La forma de la losa con Estructura Espacial Mixta nos permite una fácil instalación eléctrica, sanitaria, aire acondicionado o su mantenimiento, de manera óptima.

6.) Es mucho más conveniente la prefabricación en planta, para reducir los plazos de ejecución, además considerando el volumen de la obra.

7.) Gran resistencia a los choques, explosiones y efectos sísmicos, pues al ser una estructura espacial autoportante su apoyo es directamente sobre los pilares, y se elimina la situación peligrosamente privilegiada de la viga, la cual en caso de fallar puede ocasionar una falla general de la losa. En la estructura espacial mixta, sin embargo, toda la planta trabaja y esta situación de gran hiperestaticidad da una resistencia inelástica alta, siempre que se eviten fallos frágiles por punzonamiento de pilares o pandeo de diagonales.

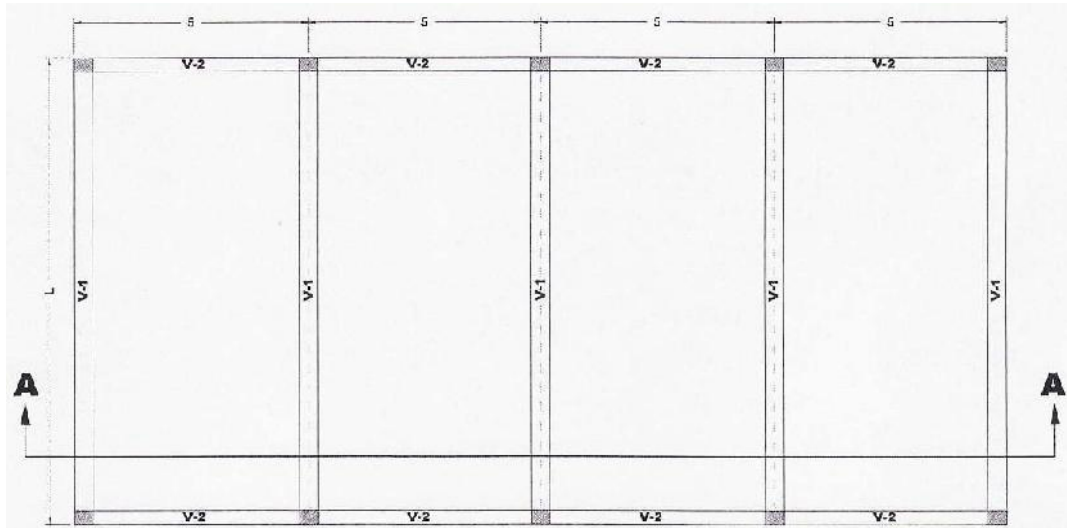


Figura 3.6 (a) Plano en Planta de una solución tradicional.

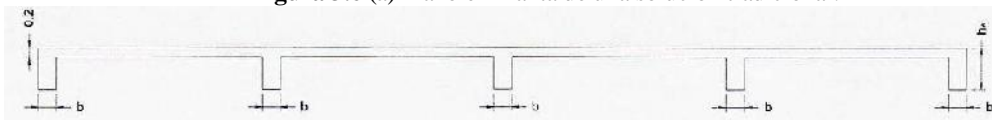


Figura 3.6 (b) Plano en Elevación de una solución tradicional (CORTE A-A)

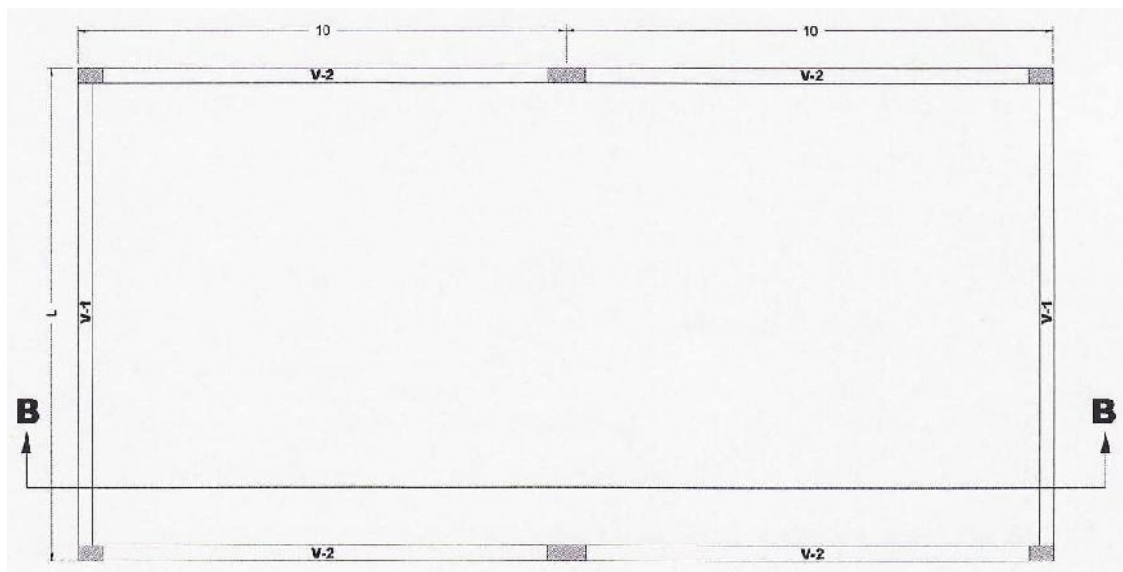


Figura 3.6 (c) Plano en Planta solución con EEM



Figura 3.6 (d) Plano en Elevación de una solución c/EEM (CORTE B-B)



A continuación se muestra la variación de dimensiones más significativas de las estructuras con sistema tradicional y con Estructura espacial mixta, en función de la luz (L) y luego en la tabla 3.4 se muestra el porcentaje de reducción que se consigue con una estructura espacial mixta.

Tabla 3.2 Peso y dimensiones de un Sistema Tradicional en función de (L)

Comparación peso: propio en función de la Luz (L)			
Luz libre L(m)	10	15	20
Sección V-1 (cm x cm)	30x65	35x90	40 x 110
Sección V-2 (cm x cm)	30x40	30x40	30x40
Peso Propio (Ton)	94.9	158.2	237.1

Tabla 3.3 Peso y dimensiones de un Sistema de EEM en función de (L)

Comparación peso propio en función de la Luz (L)			
Luz libre L(m)	10	15	20
Sección V-1 (cm x cm)	30x40	30x60	30 x 70
Sección V-2 (cm x cm)	30x40	30x60	30 x 70
Peso Propio (Ton)	45.3	72.2	96.3

Tabla 3.4 Comparación porcentual entre ambas sistemas

COMPARACIÓN DE UNA EEM CON SISTEMA TRADICIONAL			
Luz libre L (m)	10	15	20
Reducción en Peso Propio (%)	52.27%	54.36%	59.38%

3.2.2. ASPECTO ECONÓMICO

Considerando los factores más significativos tenemos:

- 1.) Economía general de la obra, pues se obtiene una estructura muy eficiente que emplea de manera óptima tanto el acero y el hormigón, disminuyendo a la vez el costo de las columnas y zapatas, como consecuencia a la disminución de los volúmenes de los mismos.
- 2.) Se simplifica la construcción ya que no será necesario de apuntalamientos provisionales, ya que la misma estructura reticular se podrá utilizar como tal.
- 3.) Un edificio con este tipo de estructura tiene un mejor valor de reventa, ya que es más funcional debido a sus espacios interiores amplios y al menor número de columnas, lo cual hace que se puede adaptar a muchas posibilidades.
- 4.) Se reduce bastante el plazo de ejecución de la obra, aún más si se prefabrican las losas reticulares.



5.) Menores cargas financieras, debido a la mayor rapidez en la construcción.

6.) Un edificio con estas características, genera mayores ingresos económicos, o sea tasa de alquiler más elevada de las grandes superficies debido a la ausencia de pilares.

3.2.3. COMPORTAMIENTO SISMORESISTENTE.

Los sismos representan una de las sollicitaciones más extremas a la que puede estar sometida una estructura durante su vida útil, además no se puede saber cuándo, cuál será el sentido de la dirección o la magnitud de la misma, lo cual implica un problema para un análisis estructural (1).

En países como los estados unidos, las magnitudes teóricas de las acciones de sismo sobre una estructura, se han obtenido verificando resultados muy superiores a las de diseño.

Las tendencias de las normas modernas de diseño sismoresistentes establecen que una estructura debe estar capacitada para resistir, en el rango elástico, los sismos moderados que en su vida útil puedan solicitar y en el rango inelástico, sin pérdidas de VIDAS HUMANAS (1).

Como se puede ver, es que la estructura debe disipar la energía por medio de comportamiento inelástico y bien sabemos lo siguiente:

- **El acero**, bajo sollicitaciones primarias uni-axiales es un material muy dúctil y de ellos se deriva la gran resistencia inelástica de las construcciones que la emplean.
- **El Concreto**, es un material frágil, sin embargo el hormigón armado en función de la cantidad y ubicación de las armaduras, es un material dúctil.

La ductilidad global de una estructura se logra evitando cualquier mecanismo de fallo frágil tanto de cortante como de aplastamiento.

Las estructuras espaciales mixtas, están constituidas por un alto porcentaje de acero por unidad de superficie, dependiendo del espesor de la losa de hormigón (50 a 80 mm) el concreto empleado se encuentra sollicitado por esfuerzos de compresión del orden de 30 kg/cm², lo que



significa que el espesor no es determinado por solicitaciones, mas a lo contrario por limitaciones constructivas.

Por tanto la ESTRUCTURA ESPACIAL MIXTA está diseñada para soportar un fallo por cortante alrededor de las columnas, y un fallo frágil es muy remoto. Incluso si la vibración sísmica excediese los límites previstos en los cálculos y algunas partes de la estructura llegasen al rango inelástico, la estructura seguirá cumpliendo su misión portante sin que se produzca rotura, ni colapso, pues en este tipo de estructura no hay elementos portantes principales, los cuales en caso de fallar conllevan una falla general, así para llegar a la rotura sería necesario que se formasen líneas de rotura.

3.3. ANÁLISIS DE MALLAS ESPACIALES MIXTAS

En general se puede plantear dos grupos de métodos para analizar estas estructuras, los cuales son; métodos exactos y métodos aproximados.

3.3.1. MÉTODOS EXACTOS.- Se considera como elementos de análisis cada barra y losa de la estructura espacial, realizando equilibrio y compatibilidad de desplazamientos en cada nudo como mínimo. Incluso con el uso de la informática y la potencia de computadoras actuales, este planeamiento es aplicable a mallas de superficie reducida (1).

3.3.2. MÉTODOS APROXIMADOS.- Sustituye la malla espacial por estructuras continuas, como una losa sujeta a cargas perpendiculares al plano con condiciones de contorno similares, además en la actualidad existen potentes programas informáticos desarrollados para analizar con métodos aproximados este tipo de estructuras (1).

Entre los métodos de análisis de estructuras para sistemas de EEM, podemos mencionar los siguientes:

- *Análisis de las Losas por Teoría de la elasticidad.-* se plantean mediante ecuaciones diferenciales a las losas elásticas con respuesta lineal o no, sujetas a cargas perpendiculares en su plano. Se asumen desplazamientos pequeños con relación al espesor de la losa, no



incluyendo la no linealidad geométrica, así como la no linealidad de las cargas. Por ello el equilibrio siempre se plantea en la configuración inicial y la dirección de las cargas se considera independiente de la configuración deformada.

- *Análisis de Mallas Espaciales Mixtas.*- permite idealizar la estructura espacial mixta clásica como la superposición de una celosía espacial metálica con una o dos losas trabajando a esfuerzos de membrana.
- *Análisis por asimilación a Estructuras Continuas.*- a las estructuras espaciales mixtas se asimila a un elemento continuo de losa de hormigón, con canto equivalente, trabajando a esfuerzos de placa.
- *Análisis y Modelización de losas mixtas Mediante Elementos Finitos.*- el método de elementos finitos es una solución aproximada mediante interpolación de funciones cuyo modelo matemático es la discretización de campos, y a cada campo se le denomina sub-campo o elemento finito. Para la solución de la ecuación diferencial se identifica una expresión matemática equivalente y funciones de interpolación que la hacen estacionaria. La expresión matemática equivalente a las ecuaciones diferenciales se denomina principio variacional o funcional. La discretización en elementos finitos será un proceso convergente a la solución exacta si se cumplen requisitos de consistencia y de continuidad indicados posteriormente.

Malla de elementos finitos.- un primer aspecto que hay que considerar al modelar losas mediante elementos finitos es su número y distribución, dado que este afecta el error numérico. Independientemente del número mínimo de elementos necesarios para representar una determinada geometría de losa, este número debe garantizar un error reducido en desplazamientos y más importante, en momentos y cortantes. Este número es función, claramente, del número y disposición de apoyos, lo cual determina la variación (lineal, parabólica o de mayor orden) de las incógnitas en el área.

3.4. RESOLUCIÓN DE ESTRUCTURAS ESPACIALES MEDIANTE MÉTODO MATRICIAL DE RIGIDEZ

El método de análisis por elementos finitos es el más efectivo con que cuenta el ingeniero



estructural en la actualidad. En el presente caso, este método permite idealizar la estructura espacial mixta clásica, como la superposición de una celosía espacial metálica con una o dos losas de hormigón trabajando a esfuerzos de membrana. *De este modo, la matriz de rigidez de la estructura se obtiene como la superposición adecuada de la matriz de rigidez de elementos de membrana y de elementos de reticulado.* El sistema así idealizado permite estudiar, lo más racionalmente posible, el comportamiento real de la estructura (ver figura 3.7 (a)).

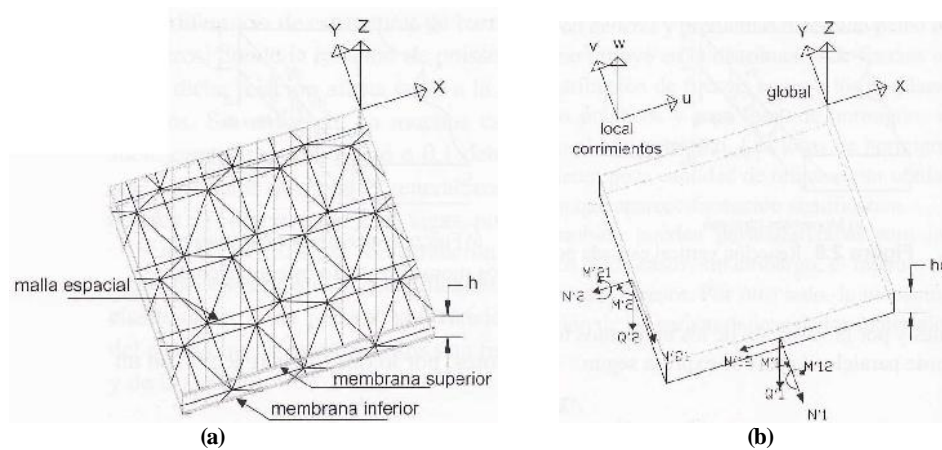


Figura 3.7 (a) Losa representativa de EEM. (b) Estructura asimilada a continua.

3.4.1 BARRAS DE RETICULADO

A continuación se desarrollan las expresiones de rigidez de barras para el análisis de estructuras espaciales mixtas formadas por una malla de pirámides de base cuadrada (ver figura 3.8). En estas no se consideran los efectos de la flexión, dado que su rigidez es un orden de magnitud inferior a la rigidez axial. Por lo tanto, a pesar de tener nudos rígidos formados por soldadura, sus extremos pueden considerarse a efectos de cálculo como articulados (1).

Al cargarse una estructura, ésta se deforma generando trabajo externo por las fuerzas aplicadas y sus respectivos desplazamientos y trabajo interno por las deformaciones y tensiones en el volumen del sólido. La estructura está en equilibrio estable si ambos trabajos son iguales y mínimos. Por ello en el elemento mostrado en la figura 3.8 se pueden no considerar los efectos de la flexión en las barras, dado que hay un sistema estático equivalente bajo deformaciones axiales únicamente.

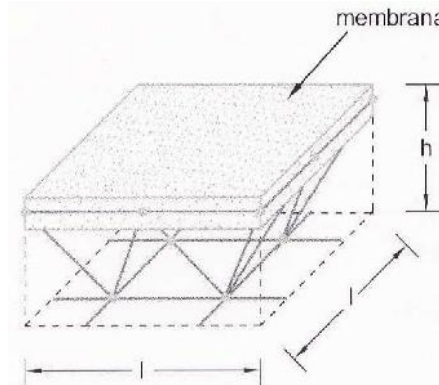


Figura 3.8. Elemento espacial mixto.

Se llama rigidez en un punto y dirección, en general, a los coeficientes que relacionan una deformación unitaria (manteniendo como nulas las restantes deformaciones) y las fuerzas que lo generen. En el contexto de una barra de reticulado donde sólo se consideren las deformaciones axiales, esta sólo tendrá acortamientos o alargamientos y la rigidez será un coeficiente que relacione estos con las fuerzas que los originen. Así, aplicando una fuerza en un extremo de la barra y fijando el otro se tiene por equilibrio que las fuerzas en sus extremos han de ser iguales y de sentido contrario y según la ley de Hooke el desplazamiento en el nudo libre es:

$$\delta = \frac{P}{E} \int_0^l \frac{dx}{A}, \quad (3.1)$$

De donde:

$$P = \frac{E}{\int_0^l \frac{dx}{A}} \delta. \quad (3.2)$$

La rigidez K es, según su definición, la fuerza necesaria para producir una deformación unitaria, y por tanto se obtiene:

$$K = \frac{E}{\int_0^l \frac{dx}{A}}. \quad (3.3)$$

Si la barra es de sección constante, se obtiene:

$$K = \frac{E \cdot A}{\int_0^l dx} = \frac{E \cdot A}{l}. \quad (3.4)$$

Finalmente, la matriz de rigidez para un elemento de barra considerando los cosenos directores l, m, n es:



$$[k_b^e] = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} l^2 & & & & & \\ lm & m^2 & & & & sim. \\ ln & mn & n^2 & & & \\ -l^2 & -lm & -ln & l^2 & & \\ -lm & -m^2 & -mn & lm & m^2 & \\ -ln & -mn & -n^2 & ln & mn & n^2 \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

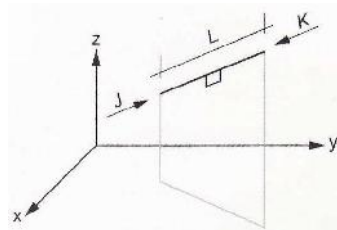


Figura 3.9. Esquemización de una barra sometida a compresión.

3.4.2 LÁMINAS Y MEMBRANAS

Tal como se ha indicado, el dimensionamiento de una estructura laminar requiere la determinación del estado de tensiones originado por las fuerzas exteriores. Los esfuerzos que hay que considerar, mostrados en la figura 3.10, para un elemento laminar general son:

- Los esfuerzos de membrana, constituidos por los normales N1 y N2 y los tangenciales N12 y N21. Los esfuerzos normales son tangentes a la superficie neutra y normal a la sección. Los esfuerzos tangenciales son tangentes tanto a la superficie neutra como a la sección.
- Los esfuerzos de flexión, constituidos por los pares de flexión M11 y M22, aplicados en la sección, los pares de torsión M12, M21 y los esfuerzos de corte Q1, Q2.
- Los esfuerzos normales a la superficie neutra, que son nulos o de segundo orden en comparación a los anteriores.

Para el cálculo de estas diez funciones se dispone de las ecuaciones de la estática, que son seis: tres que resultan al establecer el equilibrio de las fuerzas exteriores y esfuerzos de corte, correspondiente a un elemento de lámina, en tres direcciones, y otras tres del equilibrio de momentos respecto a tres ejes.

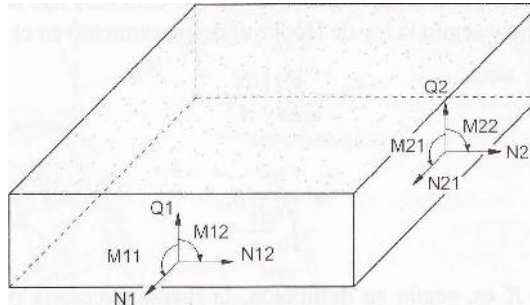


Figura 3.10. Esfuerzos internos del elemento finito.

De aquí se deduce que, en general, no es posible determinar los esfuerzos y, por lo tanto, el estado de tensiones de la lámina, mediante las ecuaciones de la estática solamente. Esta indeterminación que aparece en cada elemento, independientemente de la sustentación, se conoce como indeterminación estática interna y ha de resolverse mediante el empleo de las ecuaciones de la elasticidad, teniendo en cuenta las deformaciones. En todo caso, a partir de las leyes del equilibrio se puede establecer que, en un punto genérico, las fuerzas de membrana N_{12} y N_{21} son necesariamente iguales tal como los momentos torsores M_{12} y M_{21} .

En la EEM clásica la malla típica es de 50 x 50 cm hasta 80x80 cm con un espesor de la losa de 5 a 7 cm. En esta situación es posible despreciar los esfuerzos de flexión en las losas de hormigón, en cuyo caso el estado de tensiones puede obtenerse calculando solamente los esfuerzos de membrana N_1 , N_2 , N_{12} y se simplifica el problema notablemente. A continuación se incluyen las matrices de rigidez obtenidas por los autores (Bozzo y Bozzo 1986) bajo la asimilación de la losa a una membrana de hormigón empleando el funcional de energía potencial.

Dado el poco espesor de las membranas de hormigón estas son modelados como elementos sujetos a un estado plano de esfuerzos, por ello el vector de esfuerzos generalizados es el siguiente:

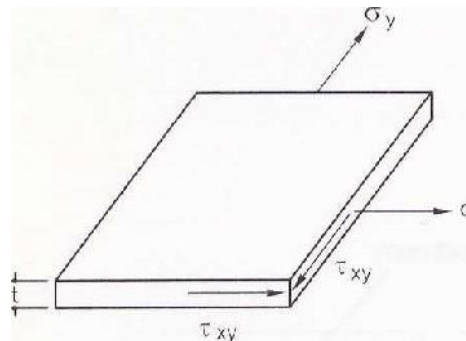


Figura 3.11. Elemento de membrana estado plano de esfuerzos.



$$[\sigma] = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{Bmatrix} \quad (3.6)$$

Considerando un elemento finito rectangular de 4 nudos tendremos que los desplazamientos pueden ser interpolados según:

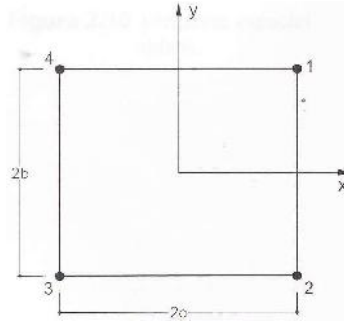


Figura 3.12. Representación de una losa como elemento finito rectangular.

$$u = \sum_{i=1}^4 N_i(x, y) \quad (3.7)$$

$$v = \sum_{i=1}^4 N_i(x, y) \quad (3.8)$$

Dónde:

$$\begin{aligned} N_1(x, y) &= \frac{1}{4} \left(1 + \frac{x}{a}\right) \left(1 + \frac{y}{b}\right) \\ N_2(x, y) &= \frac{1}{4} \left(1 + \frac{x}{a}\right) \left(1 - \frac{y}{b}\right) \\ N_3(x, y) &= \frac{1}{4} \left(1 - \frac{x}{a}\right) \left(1 - \frac{y}{b}\right) \\ N_4(x, y) &= \frac{1}{4} \left(1 - \frac{x}{a}\right) \left(1 + \frac{y}{b}\right). \end{aligned} \quad (3.9)$$

Puede fácilmente verificarse que estas funciones de interpolación satisfacen los requerimientos de consistencia (valor unitario en nudo correspondiente y nulo en los demás) y continuidad en desplazamientos entre elementos, obligatorios para la convergencia. Por comodidad reescribiremos las expresiones en notación matricial:



$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ u_4 \\ v_4 \end{bmatrix} = [A][u^e]$$

(3.10)

$$[u] = [A][u^e].$$

(3.11)

A su vez los desplazamientos se relaciona con las deformaciones según:

$$[\varepsilon] = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix}$$

(3.12)

$$[\varepsilon] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \frac{\partial N_3}{\partial y} & \frac{\partial N_3}{\partial x} & \frac{\partial N_4}{\partial y} & \frac{\partial N_4}{\partial x} \end{bmatrix} [u^e]$$

(3.13)

$$[\varepsilon] = [B][u^e].$$

(3.14)

Los esfuerzos se relacionan con las deformaciones según:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{1-\mu^2} \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-\mu) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix}$$

(3.15)

$$[\sigma] = [D][\varepsilon],$$

(3.16)

y la matiz de rigidez puede escribirse como:

$$[k^e] = \int_{A_e} [B^T][D][B]dA.$$

(3.17)



ejemplo luz/40). Posteriormente se realiza el análisis y se verifica el comportamiento de la losa bajo diversos criterios o estados límite (1).

Una vez seleccionada la ubicación, número de columnas y muros portantes esta sección presenta el *diseño de las losas reticulares mixtas* como elementos armados en dos direcciones y formadas por una celosía espacial con losa inferior y/o superior. Dada la facilidad de cubrir grandes espacios diáfanos, con este sistema los pilares pueden estar separados en vanos de 30 metros sin necesidad de estar alineados formando pórticos, lo cual simplifica el proyecto arquitectónico.

Para el análisis de losas reticulares clásicas mediante los métodos aproximados de asimilación a continuos, las medidas de esfuerzos que se emplean son los momentos flectores, momentos torsores y cortantes verticales, definidos por unidad de longitud. Todos estos parámetros se obtienen de integrar en el espesor las tensiones normales y tangenciales y los diversos métodos de análisis.

3.6. CLASIFICACIÓN DE MÉTODOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN EEM.

Hasta el momento se han planteado dos métodos de diseño estructural, los cuales son:

- 1).- ***Diseño Modelada Como Losa Equivalente.***- Este caso se diseña asimilado a una losa de Hormigón Armado, determinando el espesor equivalente, posteriormente se hacen las verificaciones correspondientes (Verificación por cortante, verificación de flexiones y de fisuración).
- 2).- ***Diseño Modelada Tridimensionalmente.***- Este método de diseño desarrollaremos a continuación, que el mismo adoptaremos para el dimensionamiento y diseño de tablero adoptado (Estructura Espacial Mixta).

3.7. DISEÑO MODELADA TRIDIMENSIONALMENTE

El diseño de la losa mediante la modelación tridimensional, se realiza empleando elementos tipo barra, y los elementos tipo placa. En este caso se determina exactamente las fuerzas axiales de las barras de acero, y los esfuerzos generados en la losa de hormigón para las



distintas combinaciones de carga.

Para el diseño de los elementos se utilizara el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

3.7.1. DISEÑO DE LA LOSA DE HORMIGÓN

Para diseñar losas de hormigón se adoptaran las especificaciones establecidas en la parte 5 del manual AISC (LRFD) para miembros de sección compuesta. Como en el análisis se obtienen directamente de membranas que se generan en la losa de hormigón, se debe verificar que estos sean menores que la siguiente expresión:

$$\sigma_c \leq 0.85 \cdot f_c \quad (3.21)$$

Para controlar la microfisuración se adopta la norma española EHE, cuando son sometidos a compresión:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_c \quad (3.22)$$

Estos límites son ampliamente usados en este tipo de estructuras, ya que normalmente los esfuerzos actuantes están muy por debajo de los esfuerzos resistentes.

En el tipo de losas que estamos estudiando, el hormigón trabaja a compresión y en sectores donde existe tracción en el hormigón se considera que las barras de acero absorben estos esfuerzos en casos extremos se recomienda el uso de losas inferiores o capiteles en zonas críticas, tal es el caso en el sector de las columnas.

3.7.2. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE BARRA (LRFD)

Los elementos o barras se diseñan mediante el método LRFD (factores de carga y resistencia) cuyos parámetros son tales que no debe exceder en ningún estado límite aplicable cuando la estructura se somete a diferentes estados de carga.

Un miembro estructural puede tener varios estados límite. Los estados límites de **resistencia** se relacionan con la seguridad y la capacidad máxima de soportar carga, los estados límites de **utilidad** se relacionan con el desempeño bajo condiciones de servicio normal.



El método LRFD, como se aplica a cada estado límite se resume mediante la ecuación:

$$\sum \gamma_i \cdot Q_i \leq \Phi \cdot R_n \quad (3.23)$$

Según AISC (LRFD), se considera:

- El lado izquierdo de la inecuación es la RESISTENCIA NECESARIA, que representa las combinaciones de carga, que son la sumatoria de cargas (\sum) o efectos de carga Q_i , multiplicados con sus respectivos factores de carga (γ_i) y es independiente del material.
- El lado derecho es la RESISTENCIA DE DISEÑO, para el estado limite dado y es el producto de la resistencia nominal (R_n) y su coeficiente de reducción de resistencia (Φ).

3.7.3. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN AXIAL.

El diseño de los elementos tipo barra en compresión es importante en estas estructuras, entre otros motivos porque su pandeo inicial puede ocasionar una disminución en el canto de la losa mixta originando un aumento de las solicitaciones y un efecto progresivo de daño en la estructura. En este sentido es recomendable en estructuras de gran entidad realizar un estudio de equilibrio en la configuración deformada subdividiendo las diagonales en compresión en un número adecuado de barras y estudiando su respuesta sin contar con dicha diagonal.

El pandeo de un elemento barra sometido a una carga axial puede ser *elástico o inelástico*. Para propósitos de diseño, toma $\lambda_c = 1.5$ como frontera entre el pandeo elástico y el inelástico del elemento.

$$\gamma_c = \frac{K \cdot l}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.24)$$

Para columnas de sección transversal que tengan relaciones ancho-espesor iguales o menores a l_r , la resistencia a la compresión de diseño es $\Phi_c P_n$, en donde:

$$\begin{aligned} \Phi_x &= 0.85 \\ P_n &= \Phi_x A_g F_{cr} \end{aligned} \quad (3.25)$$

Si $\lambda_c < 1.5$, el pandeo de la columna o elemento es inelástico.

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (3.26)$$

O en la forma alterna dada en el comentario de la especificación AISC (LRFD):

$$F_{cr} = [e^{(-0.419\lambda_c^2)}] F_y \quad (3.27)$$



Si $\lambda_c > 1.5$, el pandeo de la columna es elástico.

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (3.28)$$

Dónde:

λ_c = parámetro de esbeltez reducida

F_{cr} = Esfuerzo critico de compresión, Kg/cm² (ksi)

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado, Kg/cm² (ksi)

E = Modulo de elasticidad del acero, Kg/cm², (ksi)

Φ_c = coeficiente de reducción de la resistencia a la compresión, Kg/cm²

P_n = resistencia nominal a la compresión, Kg/cm²

A_g = área bruta de la sección transversal, cm²

K = Factor de longitud efectiva tabla 3.5, cm (in)

l = longitud del miembro entre apoyos, cm (in)

r = Radio de giro (in)

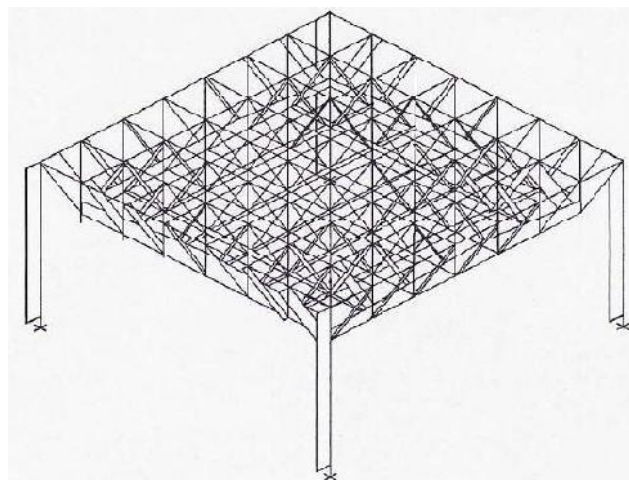


Figura 3.13. Esquemática isométrica de losa con Malla Espacial Mixta (esfuerzos axiales)

Para facilitar el dimensionamiento es recomendable desarrollar tablas como la que se muestra a continuación, para barras de sección circular sometidas a compresión, se desarrolla para un elemento bi-articulado y bi-empotrado, que sería la situación de una barra diagonal en una EEM con dos losas de hormigón, además es preciso considerar que de que la esbeltez es recomendable que no supere el valor de 200.



Tabla 3.5. Factores de Esbeltez para diferentes situaciones

Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna

Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

Símbolos para las condiciones de extremo

- Rotación y traslación impedidos
- Rotación libre y traslación impedida
- Rotación impedida y traslación libre
- Rotación y traslación libres

Fuente: *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Sep. 1, 1986 (Chicago AISC, 1986); páginas 6-151 en el manual LRFD.

A continuación se muestra en la siguiente tabla 3.6 y 3.7 el comportamiento de la resistencia del elemento con diferentes longitudes y diámetros cuyos sus extremos bi-articulados y bi-empotrados respectivamente.

Tabla 3.6. Resistencia de barra bi-articulada en compresión

Longitud												
0	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
10	590	-	-	-	-	-	-	-
12	1223	937	728	-	-	-	-	-	-	.	-	-
16	3864	2958	2338	1893	1568	1294	-	-	.	-	.	-
20	9464	7223	5707	4623	3820	3210	2735	2361	2022	-	-	-
25	2303	17634	13933	11286	927	7837	668	5758	5016	4409	3914	3472

Tabla 3.7. Resistencia de barra bi-empotrada en compresión

Longitud												
0	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	90	100
10	1046	801	633	513	423	344	274	215	165	-	.	-
12	2170	1661	1313	1064	879	738	630	531	443	365	238	.
16	6860	5252	4150	3361	2777	2334	1989	1715	1494	1213	1030	788
20	16747	12822	10131	8206	6782	5698	4855	4187	3647	3205	2533	2052
25	40866	31303	24764	20034	16557	13912	11855	10222	8904	7826	6183	5009



3.7.4 DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A TRACCIÓN.

Los elementos que solo resisten esfuerzos de tracción se conocen por tensores o tirantes. Todos los miembros de acero soportan bien la tracción axial y su diseño es relativamente sencillo basado en la condición de que las conexiones deben ser más resistentes que el cuerpo de los miembros de modo de lograr una suficiente seguridad del conjunto.

En el caso específico del presente, se usaran barras circulares, los mismos que serán sometidos a tensión, compresión o ambos esfuerzos, sin embargo puede usarse cualquier sección para diseño.

El diseño de una barra a tensión procede directamente de la determinación de la selección carga/área, basada en el esfuerzo permisible de tensión de $0.60 \cdot F_y$, por lo común se usan barras roscadas como tensores para soportes de largueros en edificios industriales con techos inclinados, así como para soportar largueros de pared y para soportar balcones y descansos de escaleras. En casos en el que se usa soldadura se deberán afectar por factor de soldadura que se explicara con detalle en la sección que corresponda.

Las especificaciones del AISC-LRFD, especifica que la resistencia de diseño de un elemento a tensión, $\Phi_t P_n$, será el menor de los valores obtenidos con las siguientes expresiones:

1. Para el estado Límite de fluencia en la sección bruta.

$$\Phi_t P_n < P_u = \Phi_t F_y A_g \quad \text{con: } \Phi_t = 0.90 \quad (3.29)$$

2. Para la fractura en la sección neta en la que se encuentran agujeros de tornillos o remaches. *

$$P_u = \Phi_t F_u A_e \quad \text{con: } \Phi_t = 0.75 \quad (3.30)$$

Dónde: **P_u** es el esfuerzo de tensión mínimo especificado y **A_e** es el área neta efectiva que se supone resistente la tensión en la sección a través de los agujeros.

3. Para varillas y barras redondas.

$$P_u = \Phi_t F_u A_d \quad \text{Con: } \Phi_t = 0.75 \quad (3.31)$$



O también:

$$\phi_t P_t = \phi_t F_y A_d \geq P_u \quad \text{Con: } \phi_t = 0.90 \quad (3.32)$$

Dónde: A_d es el área total de la varilla calculada con base en el diámetro exterior de la rosca, o área total de la sección (para soldadura), F_y es el esfuerzo de cedencia del material.

3.7.5. SELECCIÓN DE PERFILES DE ELEMENTOS SOMETIDOS A TRACCIÓN.

El criterio de seleccionar perfiles de miembros sometidos a tracción es calculando el área mínima bruta que deberá ser igual al área neta más el área estimada de los agujeros. En caso de las varillas se puede obtener el área neta mínima de la expresión;

$$P_u = \phi_t F_u A_e, \quad \text{donde } A_e = U A_n. \quad (3.33)$$

Aunque los miembros a tensión no presentan el problema de pandeo, el AISC-LRFD recomienda usar una relación de esbeltez no mayor de $L/300$ para miembros a tensión, exceptuando a las *varillas que se recomienda usar una relación de esbeltez no mayor a $L/150$* . El propósito de estas limitaciones es para garantizar que dichos elementos posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones excesivas.

3.8 UNIONES SOLDADAS.

La estructura espacial mixta clásica, a diferencia con mallas generalizadas, formados por perfiles laminados, se construye habitualmente mediante barras corrugadas soldadas en nudos. Por tanto y dado que no es habitual esta forma de unión en la industria de la construcción es preciso adecuar a especificaciones de soldaduras de las normas que estamos empleando.

Para el caso de miembros con conexiones, las especificaciones de AISC-LRFD estipula que el área neta efectiva A_e o A_d , de dicho miembro se determina multiplicando su área neta (si esta atornillada o remachada) o su área total (**si esta soldada**), por un factor de reducción U , este factor toma en cuenta de manera sencilla la distribución no uniforme del esfuerzo de tensión (1).



3.8.1 ELEMENTOS SOLDADOS.

Las especificaciones de la AISC-LRFD, estipulan:

a).- Si la carga se transmite por medio de soldadura a través de algunos, pero no de todos los elementos de un miembro a tensión, el área neta efectiva debe determinarse multiplicando el coeficiente de reducción U por el área neta efectiva total de miembro (4).

$$A_e = U A_g \quad (3.34)$$

Dónde:

$U=0.90$ (para perfiles W, M, S con anchos de patín no menores $2/3$ de sus peraltes).

$U=0.85$ (perfiles W, M, S que no cumplan con los requisitos anteriores).

$U=0.75$ (en todos los miembros con solo dos conectores por hilera en la dirección de la fuerza)

b).- Si una carga de tensión se transmite por medio de soldadura transversal a algunos, pero no de todos los elementos con perfiles W, M o S o bien a Tees estructurales cortadas de esos perfiles, el área neta efectiva, A_e , será igual al área de las partes conectadas directamente (4).

c).- En función de la longitud de la soldadura, la cual no podrá ser menor al ancho de las placas o barras, el área neta efectiva será (4):

$$A_e = U A_g \quad (3.35)$$

Dónde:

$U=1.00$	Si, $L > 2 W$
$U=0.87$	Si, $2 W > L > 1.5 W$
$U=0.75 S$	i, $1.5 W > L > W$

Dónde: L : Es la longitud del cordón de la soldadura

W : Es el ancho de la placa (distancia entre cordones)

A continuación se presentan detalles típicos para uniones soldadas, aplicables a celosías simples o bicelosías, en los cuales se pueden observar las diferentes posiciones en función de la dirección del refuerzo labrado "diagonal". Las uniones utilizadas son en CRUZ con barras rectas y/o dobladas. La solicitación en cada cordón de soldadura corresponde a la diferencia de fuerzas en los extremos adyacentes de la barra y, por tanto, con mallas de 50 x 50 cm, esta es habitualmente muy baja.



Estudio de Diseño de Losas con Estructura Espacial Mixta Modelada Tridimensionalmente,
 Aplicado al Diseño de Puente Peatonal Sobre la Quebrada El Monte
LOSA TIPO ESTRUCTURA ESPACIAL MIXTA

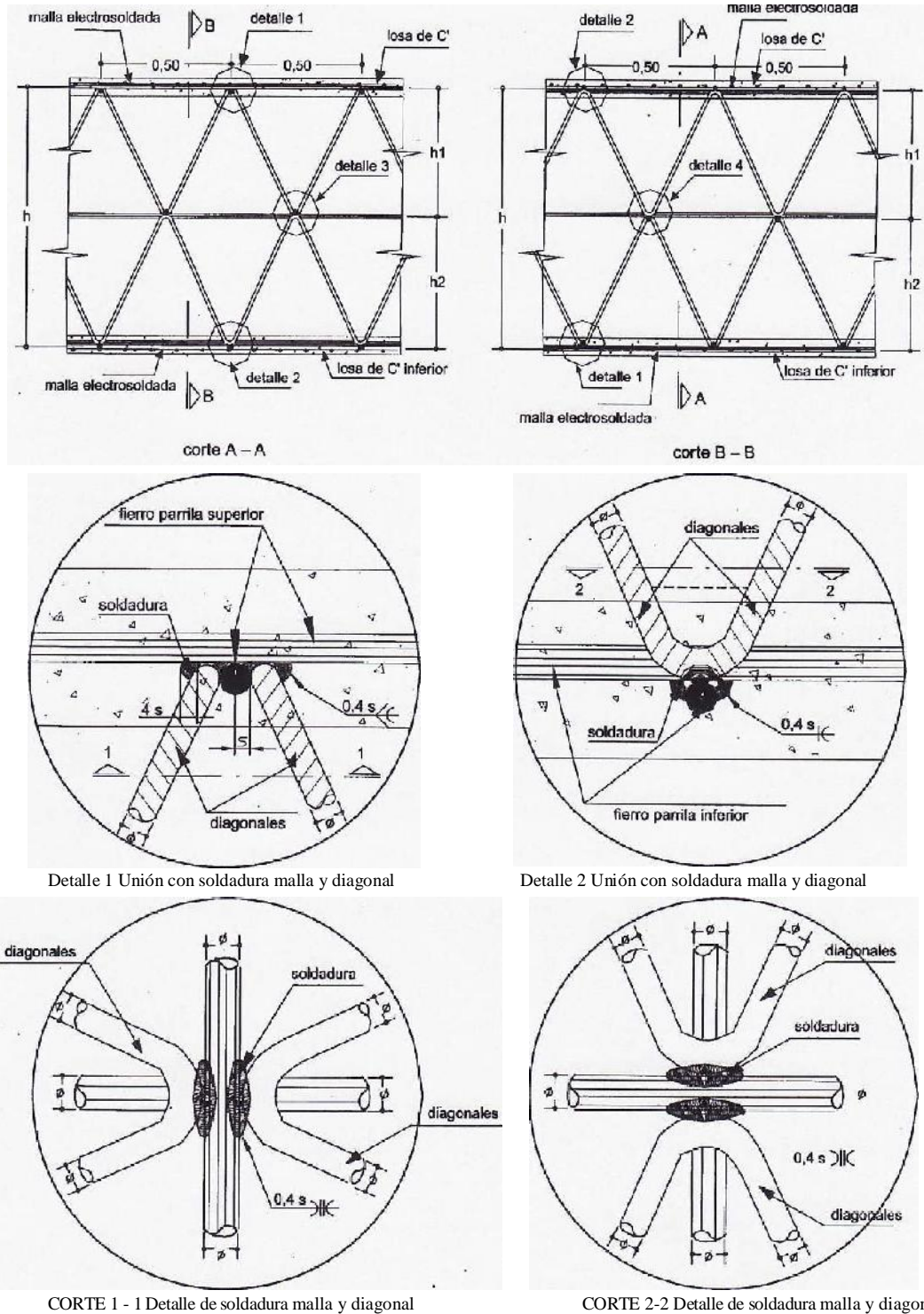


Figura 3.14 Detalles de unión soldada entre mallas y diagonales



Tabla 3.8. Resistencia de diseño de las soldaduras.

Tipos de soldadura y esfuerzo (a)	Material	Factor ϕ de resistencia	Resistencia nominal F_{EXX} o F_y	Nivel de Resistencia requerido (b, c)
Soldadura de ranura con penetración completa				
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Debe Usarse Soldadura "compatible"
Tensión normal al área efectiva, Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Base	0.90	F_y	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Cortante en el área efectiva	Base, electrodo de soldadura	0.90	$0.60 F_y$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
		0.80	$0.60 F_{EXX}$	
Soldadura de ranura con penetración parcial				
Tensión normal al área efectiva, Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura (d)	Base	0.90	F_y	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Base*, electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	
Tensión normal al área efectiva	Base, electrodo de soldadura	0.90	F_y	
		0.80	$0.60 F_{EXX}$	
Soldadura de filete				
Esfuerzo en el área efectiva	Base*, electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura (d)	Base	0.90	F_y	
Soldadura de tapón o muesca				
Cortante paralelo a la superficie de contacto	Base*, electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
(a) Para la definición de área efectiva véase la sección J2 de las especificaciones LRFD.				
(b) Para los metales de aportación "compatibles" véase la tabla de la AWS D1.1				
(c) Se permite un metal de aportación con un nivel de resistencia mayor que el "compatible".				
(d) Las soldaduras de filete y las soldaduras de ranura con penetración parcial que unen componentes de miembros armados como el caso de la unión del alma a los patines de una trabe, pueden diseñarse sin considerar los esfuerzos de tensión o compresión paralelos al eje de las soldaduras presentes en estos elementos.				
* El diseño del material conectado esta regido por la sección J4 de las especificaciones LRFD.				



CAPÍTULO IV

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1. INTRODUCCIÓN.

El propósito del cálculo de estructuras es determinar la distribución de fuerzas internas (diagramas de axiales, cortantes y momentos) o tensiones, deformaciones y desplazamientos de todos los elementos que componen una estructura.

Para calcular una estructura se deben de dar los siguientes pasos:

- 1.- Realizar un modelo de la estructura mediante nudos y barras (elementos).
- 2.- Asignar propiedades a cada barra: áreas, inercias y módulos de rigidez.
- 3.- Optar por un tipo de análisis estructural.
- 4.- Calcular la estructura: obtener los desplazamientos de cada grado de libertad considerado, a partir de los cuales se obtendrán las deformaciones y los esfuerzos internos existentes en cada sección o elemento estructural.
- 5.- Dimensionar la estructura (definir la sección definitiva o dotarla de armadura para el caso de estructuras de hormigón, lo cual desarrollaremos en el capítulo V).

Realizar un modelo de nudos y barras (elementos) es un proceso sencillo donde la práctica juega un papel fundamental.

El siguiente paso consiste en definir las barras de la estructura, esto es, decidir el área, las inercias y el material de las mismas. Este primer paso se denomina tradicionalmente *predimensionamiento*. Existen numerosos procedimientos para predimensionar una estructura de hormigón.

Determinados el modelo y las secciones de las barras, es necesario decidir el tipo de análisis estructural a utilizar. Elegido el tipo de análisis se determinarán los esfuerzos flectores, axiales, cortantes y de torsión que solicitan a los elementos de la estructura así como sus deformaciones. El último paso consiste en dimensionar los elementos de hormigón armado y



metálico de tal forma que resistan los esfuerzos y que cumplan las limitaciones de deformaciones (flechas y fisuras).

Para definir las propiedades mecánicas de cada elemento se pueden considerar los siguientes tipos de secciones: *Sección bruta*, *sección neta*, *sección homogeneizada*, y *sección fisurada*. El empleo de una sección u otra va a depender del tipo de análisis estructural por el que se opte, como se verá más adelante.

En estructuras de hormigón la forma más usual de sección transversal para pilares es rectangular o circular, manteniéndose ésta constante en toda la longitud del elemento. Sin embargo, son posibles otras formas de la sección transversal puede variar a lo largo de la pieza.

4.2. TIPOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En varias normas usualmente se considera las siguientes idealizaciones del comportamiento estructural:

- Comportamiento elástico lineal
- Comportamiento elástico lineal con redistribución limitada (o elasto-plástico)
- Comportamiento plástico
- Comportamiento no-lineal

Estas idealizaciones dan lugar a distintos tipos de análisis, cuyas características generales se pueden ver a continuación:

Tabla 4.1. Tipos de análisis estructural

TIPOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL			
HIPOTESIS			
TIPO	MATERIAL	Pequeños desplazamientos (1)	Pequeños deformaciones (2)
Elástico Lineal	Elástico-lineal	Si	Si
Elástico Lineal con redistribución limitada	Elástico-plástico	Si ó No	Si
Plástico	Elástico-plástico ó Rígido-plástico	Si ó No	Si
No Lineal	No lineal	Si ó No	Si ó No

(1) Pequeños desplazamientos equivale a considerar el equilibrio sobre la estructura no deformada. Esto se conoce como cálculo en primer orden (o no considerar los efectos $P\Delta$). Por el contrario tener en cuenta los



desplazamientos equivale a considerar los efectos $P\Delta$, también se denomina cálculo en segundo orden, o que se considera la no-linealidad geométrica.

(2) La hipótesis de pequeñas deformaciones permite aproximar, en flexión, la curvatura por la derivada segunda (d^2y/dx^2).

Esquema o algoritmo a seguir con el proceso de cálculo y dimensionamiento de elementos estructurales.

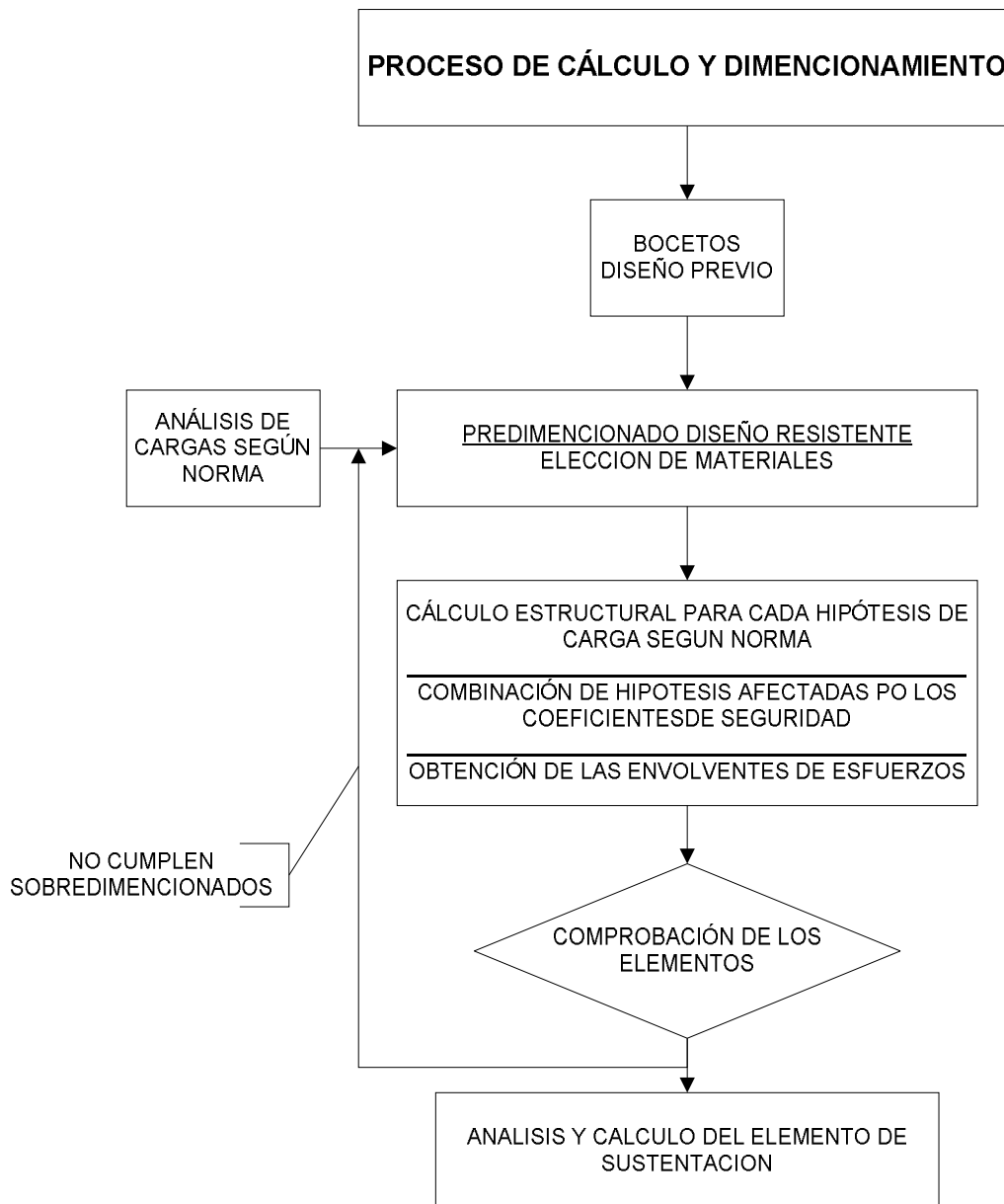


Figura 4.1 Algoritmo de proceso de cálculo y diseño final.



4.3. REGLAMENTOS Y NORMAS A UTILIZAR EN EL PROYECTO

En el presente trabajo, se toman en cuenta como bases del proyecto, las normas vigentes para el diseño de elementos de hormigón armado tal es el caso norma americana de ACI – 318 (instituto americano del concreto) y como referencia de algunos parámetros Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87), en lo que respecta a las estructuras metálicas se adoptara las especificaciones de la AISC - LRFD (instituto americano de la construcción en acero - factores de carga y resistencia), tal como lo desarrollamos en el capítulo anterior, en lo que respecta a las losas del tipo estructura espacial mixta.

Las acciones de carga, cada norma específica, las respectivas combinaciones de carga y se adoptara el tipo de carga que sea recomendable para cada una de ellas.

4.4. GEOMETRÍA Y COMPONENTES DEL PUENTE PEATONAL.

En esta etapa se procederá a definir la forma final que va a tener los componentes estructurales del puente peatonal, así como los materiales componentes del mismo, en función a normas, características del lugar, y otras particularidades.

4.4.1. ESQUEMATIZACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL.

En el capítulo II se ha elegido el tipo de puente, de acuerdo a la función que va a desempeñar, tipo de material y otras características, particulares que va a tener el mismo, sin embargo lo volvemos a recordar la clasificación particular que se le da al puente cuya superestructura es de sección compuesta con losa mixta, este tablero en particular será de Estructura Espacial Mixta Clásica y el tipo de material que se combina es de acero y hormigón.

La máxima luz a cubrir con el puente es de 60 metros, y el desnivel máximo de los accesos con respecto al lecho del río es de 6.20 metros, con estas características geométricas de la sección del río se puede definir el esquema estructural, además que ya se tiene definido la profundidad de la fundación tanto de las columnas centrales y los estribos, con los estudios previos descritos en el capítulo II.

En función de la luz máxima y las características del tipo de tablero que se ha elegido se define



que el puente tendrá una columna central separando el puente en dos tramos de 30 metros.

En cuanto al tablero que será de losa del tipo estructura especial mixta, se ha estudiado en el capítulo anterior de manera detallada, por su característica cubre áreas y luces muy grandes sin necesidad de columnas centrales.

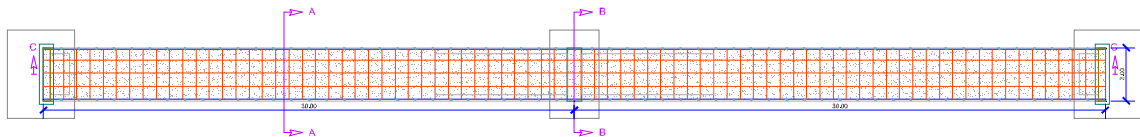


Figura 4.2. Esquema en planta Puente Peatonal

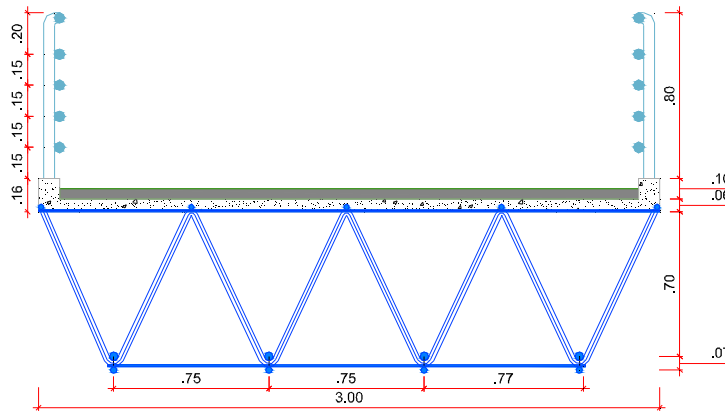


Figura 4.3. Esquema del tablero puente sección A-A

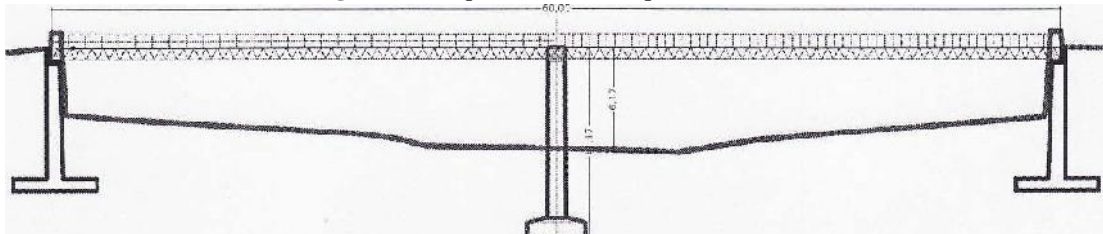


Figura 4.4. Esquema del Puente peatonal Perfil Longitudinal

En lo que respecta a la pila central, este será de hormigón armado cuya altura total es de 6.20 metros sobre el nivel del lecho del río y para alcanzar la fundación se deberá considerar una profundidad de 4.50 metros, además se considerara que es empotrado en ambos extremos.

Por su parte los estribos servirán de apoyo en su extremo superior, cuya vinculación es del tipo apoyo móvil en el sentido del eje longitudinal del puente.

Esquemáticamente la estructura queda definida como un pórtico con apoyo móvil en los



extremos de las vigas y una columna central empotrado en su apoyo, sin embargo se analizara tridimensionalmente en su conjunto, sin dejar de considerar este esquema estructural.

4.4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

a) Ancho de Calzada.

Para determinar el ancho de calzada, se presentan diferentes circunstancias de circulación tanto para peatones, ciclistas o personas discapacitadas, pudiéndose dar casos extremos en que grupos de varias personas se obstruyan el paso momentáneamente, por eso se considera una franja de 0.60 m para que una persona pueda transitar libremente, y considerando que tres personas y un discapacitado circulen ya sea en el mismo sentido o en sentido contrario o en su defecto dos ciclistas circulen simultáneamente, se adoptará un ancho libre de 2.80 m , dejando 0.2 m para la colocación de barandas e iluminación, lo que hace un total de 3.00 m de ancho del tablero del puente.

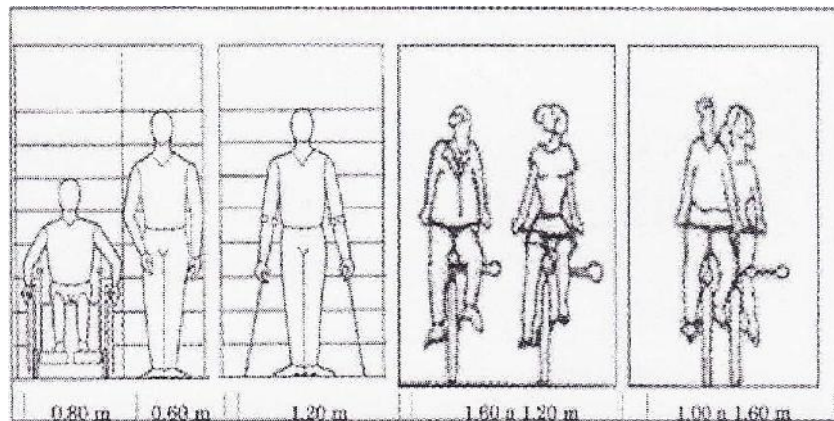


Figura 4.5. Proporciones para circulación de peatones y ciclistas

b) Barandas.

Las barandas son muy importantes para brindar seguridad y confort en los puentes peatonales y pasarelas por tanto su diseño deber ser tal que se ejerza influencia sobre el puente sin embargo cabe recalcar que este elemento se diseñara de acuerdo a las normas AASTHO, que definen ciertas fuerzas tanto horizontales y verticales.

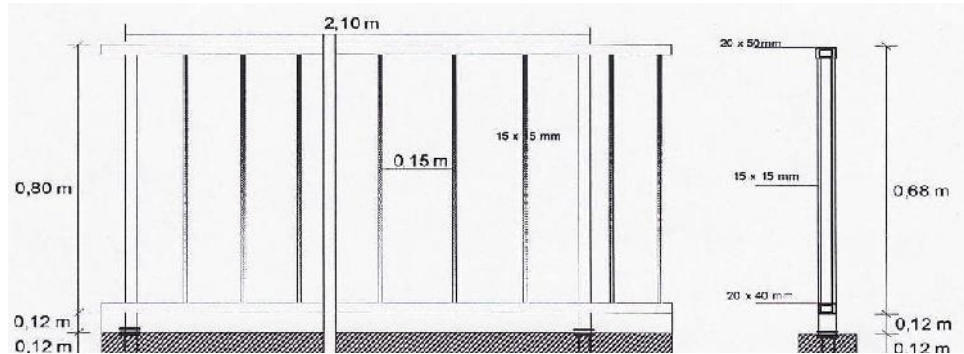


Figura 4.6. Esquema de la baranda

Además las barandas a considerarse serán de acero inoxidable o fierro galvanizado puesto que está expuesto constantemente a la intemperie y la humedad, para considerar las cargas muertas se adopta el peso específico es de 7850 kg/cm^2 .

c) Tablero de Losa de Estructura Espacial Mixta,

Estas estructuras son de especial estudio, se deben predimensionar considerando varios factores, ya que el diseño se basa en un proceso iterativo, que está en función de su forma, uso y la característica de los materiales componentes, sin embargo definimos algunos parámetros.

- **Forma.**- la forma que tendrá es plana y horizontal.
- **Función.**- el uso para el que se proyecta es que será un Puente peatonal.
- **Característica del Material.**- los materiales a ser usados son el Hormigón con una resistencia ultima de compresión de 210.0 kg/cm^2 , el acero que se considera corresponde a un límite elástico de $4,200.0 \text{ kg/cm}^2$.

Por tanto pueden existir muchas soluciones, sin embargo para los materiales forma, función descrita y según recomendaciones del Dr. Luis Bozzo sobre la altura de la losa para predimensionamiento se adopta:

$$h = \frac{L}{40} \quad (4.1)$$

No limitándonos a esta recomendación, también se ha estudiado obras similares en las que se han ejecutado con peraltes de $h=L/25$ hasta $h=L/40$, lo cual nos permite tener un criterio para asumir el peralte de la losa. En nuestro caso específico se asumirá la relación que nos permita un



peralte mínimo, ósea:

$$h = \frac{L}{40} \quad \text{Dónde: } L = 30m$$

Entonces: $h = 30/40 = 0.75 \text{ m}$ **$h_{EEM} = 0.75 \text{ m}$**

h_{EEM} : altura total de la Estructura Espacial Mixta.

En lo que respecta a la losa de hormigón se asumirá una losa de 7 cm, basándonos en las recomendaciones del Dr. Bozzo lo cual oscila entre 5 y 7 cm, en el capítulo anterior se ha indicado de que las losas solo trabajaran a compresión pura para este tipo de estructuras, asimismo se considerará utilizar losa inferior en el sector de las columnas y el sector del apoyo de los estribos, cuyas áreas serán definidas bajo un análisis posterior, además se debe considerar el mínimo de recubrimiento para cumplir las normas establecidas, por tanto:

$$h_{losa} = 7.0 \text{ cm}$$

d) Vigas de Hormigón Armado.

Debe tenerse presente que una viga no puede diseñarse sin considerar adecuadamente su peso propio. El procedimiento acostumbrado es estimar el tamaño probable del elemento y calcular su peso de acuerdo con este.

Para la determinación de las dimensiones de la sección transversal se acostumbra suponer primero el ancho de la viga y calcular después el peralte, de acuerdo con aquel; obviamente, existe un gran número de combinaciones posibles, pero por razones de economía el *ancho de vigas rectangulares de la mitad a tres cuartas partes del peralte efectivo*.

Para predimensionar las vigas de hormigón existen algunas recomendaciones, sin embargo se adoptara, la recomendación que hace Harry Parker, que está en función de la luz de la viga.

$$h = 0.065 \cdot L \quad (4.2)$$

Sin embargo tenemos dos limitante, es la altura de la losa que es de 75 cm y se adicionan las vigas solamente para rigidizar los apoyo tanto central como en los extremos, se asume una altura



similar al tablero más las alturas de las losas de hormigón para este nivel:

$$h_{\text{viga}} = 80 \text{ cm}$$

e) Columnas

Para predimensionar un pilar de hormigón es frecuente optar por una sección bruta rectangular que cumpliera la siguiente condición:

$$A_c = 0.1 \cdot \frac{N_d}{f_{cd}}$$

Considerando de que aún no se tiene N_d , puesto de que se debería hacer un cálculo aproximado de los mismos, entonces, se adopta la forma de predimensionar por comparación con estructuras similares, la estructura similar, para este propósito consideramos el *set de grabación de América televisión - PERÚ*, el bloque principal construido con losa de EEM tiene un área $30 \times 25 \text{ m}$, sus pilares perimetrales son de $60 \times 90 \text{ cm}$ y pilares en las esquinas en forma de L de 1.0 m .

Debido a que este edificio tiene cuatro pisos, adoptaremos las siguientes dimensiones de las columnas para el puente peatonal en estudio (se comparó con este edificio por el uso de la losa espacial mixta).

- Dos Columnas centrales de diámetro de 0.75 m separados por una luz de 2.00 m .

f) Zapatas de Hormigón Armado

f.1.-Las dimensiones en planta (a , b), de la zapata se obtienen de la comprobación de las presiones del suelo (cálculo geotécnico). En general tanto para zapatas flexibles como rígidas, se considera una distribución uniforme de presiones. En la práctica el área necesaria (A) en planta para la zapata, se obtiene en función de la presión admisible para el terreno, σ_{adm} , mediante la ecuación:

$$A = a \cdot b = \frac{N + P}{\sigma_{adm}}$$

Siendo N la carga centrada de servicio (sin mayorar) y P el peso propio de la zapata. Para el



tanteo es necesario suponer que P es una fracción β de la carga de servicio N , con lo que será:

$$A = a \cdot b = \frac{N(1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$
$$\beta = \frac{14 + 0.02 \cdot \sigma_{adm}}{100}$$

Dónde: σ_{adm} : presión admisible del terreno en kN/m^2 ($1 \text{ kp/cm}^2 = 100 \text{ kN/m}^2$),

A : área de la zapata que se busca (m^2), para zapata cuadrada se puede considerar que $a=b$, o si es rectangular se asume que cualquiera de los lados es dato.

f.2.- *El canto de la Zapata (h)*, se obtiene de su dimensionamiento como pieza de hormigón (cálculo estructural). Normalmente se considera, cualquiera que sea el tipo de zapata, para el cálculo estructural se supone a favor de la seguridad, una presión uniforme del terreno, prescindiendo del peso propio de la zapata. Por tanto, como la acción del terreno sobre la zapata se considera la presión uniforme $\sigma_t = N_d/(a * b)$, siendo N_d el axial mayoradas transmitido por la columna.

Por razones económicas el canto debe ser el menor posible, de esta forma se disminuye el volumen de hormigón sin que aumenten las armaduras longitudinales, que suelen estar controladas por las cuantías geométricas mínimas. El canto de la zapata se calcula mediante tanteos, en el caso de zapatas con espesor constante, se adopta un canto con la siguiente expresión:

$$d = \frac{1.10 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} > 0.24$$

Siendo: $\sigma_t = N_d/(a*b) =$ presión uniforme del terreno sobre la zapata en kN/m^2

$N_d =$ axial mayorada transmitido por el soporte a la zapata;

$v =$ el mayor de los vuelos v_g, v_b en las dos direcciones a y b $v_a = (a-a_0)/2 =$ vuelo en dirección a ;

$v_b = (b-b_0) / 2 =$ vuelo en dirección b ;

$a, b =$ dimensiones en planta de la zapata

$a_0, b_0 =$ dimensiones de la sección de la columna



Este canto evita las comprobaciones de cortante y punzonamiento en la gran mayoría de los casos, pues las zapatas con él dimensionadas las satisfacen automáticamente.

4.5.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES UTILIZADOS.

Piezas estructurales de Hormigón del Puente:

La resistencia característica " f_{ck} " de los hormigones utilizados es la siguiente:

- Columnas de Hormigón: $210 \text{ kg/cm}^2 \approx 21 \text{ N/mm}^2$
- Vigas de Hormigón: $210 - 250 \text{ kg/cm}^2 \approx 21 - 25 \text{ N/mm}^2$.
- Zapatas y vigas de atado: $210 \text{ kg/cm}^2 \approx 21 \text{ N/mm}^2$
- Modulo de Elasticidad: $E_c = 15,100\sqrt{f'c} \rightarrow E_c = 218,820.0 \text{ kg/cm}^2$

(La ecuación mostrada es para concreto de peso normal).

- Módulo de Poisson: Normalmente se asume; $\mu = 0.20$
- Coeficiente de expansión térmica, $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$ por grado centígrado.
- Hormigón pobre (bajo zapatas): $180 \text{ kg/cm}^2 \approx 18 \text{ N/mm}^2$.

Es preciso aclarar que se adopta un hormigón estructural, cuya resistencia característica es de 210 kg/cm^2 , por razones netamente constructivas, ya que en nuestro medio se ha utilizado hormigones con esta resistencia, y la mano de obra que se contrata, ya está acostumbrado a estas dosificaciones, para evitar que existan errores en la ejecución de la obra se asume este valor de resistencia, asimismo la norma boliviana del hormigón especifica hormigones H20 que equivale a un hormigón cuya resistencia es 20Mpa, transformando a las unidades que estamos usando es 204 kg/cm^2 , y se adopta normalmente el valor inmediato superior del factor de 10.

Por otra parte, el acero de las armaduras de las vigas columnas y la cimentación, tiene las siguientes características:

- Acero corrugado: Límite Elástico $f_{yk} = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2 \approx 420 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de Elasticidad del acero: $E_s = 2,100,000.00 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente de expansión térmica, $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$ por grado centígrado.



Para la confección del hormigón puede utilizarse un producto fluidificante a fin de conseguir la plasticidad adecuada para una correcta ejecución. La relación agua/cemento será inferior a 0.40 y a efectos de cálculo se considerará con un peso específico de 2,400 kg /m³.

Para la compactación de los hormigones se utilizan vibradores de alta frecuencia, internos o externos, en función del tipo de moldeo.

• **Tablero Mixto de Hormigón y Acero:**

- Losa de Hormigón: 210 kg/cm² \approx 21N /mm²
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 15,100 \cdot \sqrt{f'_c}$ $\rightarrow E_c = 218,820.0$ kg/cm² (la ecuación mostrada es para concreto de peso normal)
- Módulo de Poisson: Normalmente se asume; $\mu = 0.20$
- Coeficiente de expansión térmica, $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$ por grado centígrado.

Acero p/Malla Espacial:

- Acero corrugado: Límite Elástico $f_{yk} = 4,200.00$ kg/cm² \approx 420 N/mm²
- Módulo de Elasticidad del acero: $E_s = 2,100,000.00$ kg/cm²
- Coeficiente de expansión térmica, $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$ por grado centígrado.

Es preciso aclarar que se asume el acero corrugado para la fabricación de la malla espacial, por sus características de adherencia con el hormigón, ya que debe trabajar monolíticamente con la losa de hormigón, además el Dr. Luis Bozzo, en su libro Losas reticulares Mixtas, recomienda para EEM clásicas se use barras corrugadas, para el caso de EEM generalizadas recomienda el uso de perfiles metálicos.

4.5. DETERMINACIÓN DE CARGAS.

Las estructuras de acero y de hormigón deben diseñarse para soportar el total de las cargas vivas y muertas, con una combinación adecuada de cargas climáticas y con los márgenes apropiados para impactos, cargas de inercia, vibraciones, etc., como efectos secundarios de cargas vivas, etc.



4.5.1. CARGAS MUERTAS O PERMANENTES (D).-

Por carga muerta se entiende el peso propio, el peso de construcciones permanentes (incluyendo paredes, losas, techos, cielos rasos, escaleras, tuberías, canaletas, barandas, etc.), todos los materiales arquitectónicos (aislamientos, materiales contra incendios, acabados, etc.) y el peso vacío de los equipos fijos permanentes soportados por o sujetos a la estructura.

a) **Barandas.-** El peso de la baranda se estimará por metro lineal para facilitar el análisis estructural.

Se ha considerado en el cálculo un peso específico de la baranda de acero inoxidable o Fierro Galvanizado 7850 kg/m^3 .

- Peso de baranda: 16 kg/m

C. M. baranda: $16 \text{ kg/m} \times 60 \text{ m} \times 2 = 1,920.00 \text{ kg}$ (carga total)

b) **Losa de Estructura Espacial Mixta.**

Peso propio de estructura. Se ha considerado en el cálculo un peso específico de cada componente:

- Peso específico del acero p/malla espacial de 7850 kg/m^3

- Peso específico de Hormigón: 2400 kg/m^2

Espesor losa: 0.07 m

Ancho plataforma: 3.00 m

P. P. Losa: 504.00 kg/m

P. P. Malla Espacial: $65.00 \text{ kg/m}^2 = 65 \times 3 = 195.0 \text{ kg/m}$

P. P. Tablero: $(504 + 195) \times 60 = 41,940.00 \text{ kg}$ (carga total)

Cargas Permanentes:

- Peso de piso de cemento Terminado: $0.05 \times 2300 \times 3.0$

Espesor piso: 0.05 m

Peso Especifico: 2300 kg/m^3



Ancho plataforma:	2.80 m
C. M. Pavimento:	322.00 kg/m
C. M. Pavimento:	19,320.00 [kg]

c) Vigas de Apoyo de Hormigón Armado.

Peso propio de estructura: Se ha considerado en el cálculo un peso específico de cada componente:

- Peso específico del acero de refuerzo de 7850 kg/m³
- Peso específico de Hormigón: 2400 kg/m³

Cálculos Previos:

- Viga de Apoyo Extremos: 0.4x0.80 m
- Viga de Apoyo Central: 0.8x0.85 m
- Longitud de la Viga: 3.00 m (p/ambos casos)

Peso Propio Vigas: $(0.4 \times 0.80 \times 2 + 0.80 \times 0.85) \times 3.00 \times 2400.0$ [m*m*m*kg/m³]

Peso Propio Vigas: 7,393.00 [kg].

d) Iluminación.

Carga Muerta: Se considera tres postes tipo ornamentales para la iluminación alineados en las barandas el peso aproximado de cada uno de ellos es de 80.00 kg/pza (incluye lámparas):

Peso de Iluminación:	80.0 Kg/pza
Cantidad de Postes de iluminación:	6.00 pza
C. M. p/iluminación:	480.00 kg (carga total)

4.5.2. CARGAS VIVAS O SOBRECARGAS (L).

a) Sobrecargas de Uso.

Las especificaciones AASHTO 2004, en la sección 3 en el artículo 3.6.1.6 recomienda para los



puentes peatonales y para tráfico de bicicletas deberán ser diseñados para una carga viva uniformemente repartida de $4.1 \cdot 10^{-3}$ MPa (**410 Kg/m²**), extendida a toda la superficie, no se considera que alguna vez sea utilizado por vehículos livianos (15),

$$\text{S.C.U. sobrecarga uniforme} = 410.00 \cdot 2.80 \text{ (Kg/m}^2\cdot\text{m)}$$

$$\text{S.C.U.} = 1,148.00 \text{ (Kg/m)}$$

$$\text{Total S.C.U. (1,120.00} \cdot 60) = 68,880.00 \text{ [Kg]}$$

b) Empuje sobre Barandas.

En el elemento superior de las barandas (pasamanos), se recomienda una carga distribuida tipo borde de cuchillo que actúa horizontal y perpendicular a dicho elemento de 150 Kg/m. (es decir 150 Kg. Por metro lineal de puente).

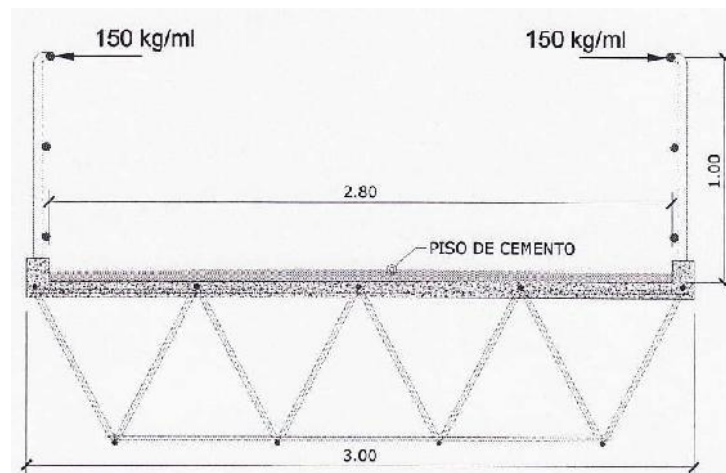


Figura 4.7 Acción del empuje sobre barandas.

4.5.3. CARGAS VIVAS CLIMÁTICAS.

a) Viento (W).-

Es una fuerza que representa el efecto de la presión dinámica del viento, se establece en los códigos como una fuerza de presión horizontal, tanto en la superestructura como en la subestructura.



La acción del viento se asimila como si estuviera actuando una carga estática horizontal, en las superficies donde su velocidad se hace nula.

Tomando en cuenta los siguientes conceptos:

De acuerdo a las especificaciones de la norma AASHTO 2004 en la sección 3, en el artículo 3.8.1.1 y 3.8.1.2 se determina la presión del viento sobre la estructura del puente, tanto subestructura y superestructura (14).

Se asume la velocidad básica del viento ($V_B=160$ km/h), a pesar que en nuestro medio los vientos son muy inferiores (12.5 km/hr en Tarija con dirección SE, fuente SENAMHI) a las especificadas en esta norma, sin embargo se asumes los valores recomendados por tener un factor de seguridad.

La altura del puente en estudio es menor a 10m, por tanto no será ajustada la presión básica del viento, además se considera un ángulo de 15° de ataque.

$$V_B = 160 \text{ km/hr}$$

Velocidad Básica del Viento

$$P_D = P_B$$

La presión de diseño es igual a la básica.

P_D ; Presión de diseño

P_B ; Presión básica del viento, el mismo se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4.2. Presiones básicas del viento, P_B Correspondientes a $V_B=160$ km/h
(Tabla 3.8.1.2.1-1 de la norma AASHTO)

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA



Transformando las unidades se tienen los siguientes Cargas de diseño generadas por el viento:

$$P_{D(\text{barlovento})} = 0.0024 \text{ MPa} = 245 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{D(\text{sotavento})} = 0.0012 \text{ MPa} = 122 \text{ kg/m}^2$$

Para la aplicación del Modelo estructural en el SAP 2000 deberá descomponerse en cargas lineales o superficiales en este caso en lineales, tanto para el sector del tablero y las barandas.

La presión horizontal de viento en el tablero, actuará en una altura de 2.75 m, considerando que 0.75 m es la altura del tablero y 2.00 altura de los transeúntes, que se supone que están uniformemente distribuidos sobre la plataforma del puente asimismo estaría incluido dentro de este la altura de las barandas.

$$P_{D(\text{barlovento})} = 245 \times 2.75 = 674 \text{ kg/m}$$

$$P_{D(\text{sotavento})} = 122 \times 2.75 = 336 \text{ kg/m}$$

Para el caso de la columnas centrales se considera el nivel 0.00 el lecho del rio y el nivel máximo del puente 6.15 m, y el ancho de las columnas es de 0.75m.

$$P_{D(\text{barlovento})} = 245 \times 0.75 = 184 \text{ kg/m}$$

$$P_{D(\text{sotavento})} = 122 \times 0.75 = 92.0 \text{ kg/m}$$

b) Carga por Temperatura (T).

En estructuras hiperestáticas, se debe considerar los efectos térmicos, para tal efecto se considera un coeficiente de dilatación térmica para el hormigón armado igual a 0.00001 m/m °C y para elementos de acero 0.00001 m/m °C (igual al de hormigón sugiere norma boliviana del hormigón), además el mismo valor para concreto armado.

La variación de la temperatura será estimada por la diferencia entre las temperaturas extremas y la media anual.

Los valores máximos fueron obtenidos de la estación meteorológica de AASANA con un



periodo de observación de 41 años (1962 - 2003) TABLAS EN ANEXO D.

$$\text{Máxima extrema: } \Delta T = 39.30 \text{ } ^\circ\text{C} - 18 \text{ } ^\circ\text{C} = 21.30 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{Mínima extrema: } \Delta T = 18 \text{ } ^\circ\text{C} - (-9.5 \text{ } ^\circ\text{C}) = 27.5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Se considerará la diferencia de ambos extremos $\Delta T = 27.5 \text{ } ^\circ\text{C}$

Para el análisis se introduce directamente en el software del modelo estructural, asimismo los parámetros de dilatación térmica para cada tipo de material y la gradiente de temperatura.

c) Carga por Acción del Agua (P).

Las acciones originadas por el agua solo se consideraran, por presión de corrientes de agua, las mismas de determinan con la siguiente formula (7).

$$P = k \cdot V^2 \cdot a$$

Dónde: P: Fuerza por la acción de la corriente de agua (kgf/ml)

V: velocidad máxima del agua en (m/s)

k: Coeficiente de forma de pilar (para pilar circular k=35)

a: ancho del pilar en (m)

h: profundidad del agua en (m)

Del anexo E se extraen los siguientes valores.

$$h = 0.98 \text{ m} \rightarrow \text{se asume } h = 1.0 \text{ m (tirante máximo)}$$

$$V = 4.55 \text{ m/s (velocidad máxima para el periodo de retorno seleccionado)}$$

$$a = \text{ancho de la pila se extrae de los cálculos preliminares (0.75 m).}$$

Sustituyendo los valores se tiene:

$$P = 35 \cdot 4.55^2 \cdot 0.75 = 543.44 \text{ kgf/ml}$$

$$P = 544.0 \text{ Kgf/ml}$$



4.6. HIPÓTESIS DE CARGA Y FACTORES DE REDUCCIÓN.

Las hipótesis de carga que consideraremos para el presente trabajo, son: Norma Americana ACI-318, para el caso de elementos de Hormigón Armado y Las Especificaciones de AISC - LRFD 93 para el caso de diseño de los elementos de Acero. Los mismos desarrollamos a continuación.

4.6.1. FACTORES DE CARGA Y REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PARA CONCRETO.

Se permite diseñar el concreto estructural usando los factores de combinación de carga y de reducción de resistencia (Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318S-05).

a).- Factores de Carga

-Para combinación de carga muerta y viva la resistencia requerida U , no debe ser menor (C-1):

$$U=1.4D + 1.7L \quad (C-1)$$

-Para combinación de carga muerta, carga viva y cargas accidentales donde W , carga de viento, ó E , los efectos de carga por sismo, U no debe ser menor que (C-1), (C-2) y (C-3):

$$U=0.75 (1.4D + 1.7L) + (1.6W \text{ ó } 1.0E) \quad (C-2)$$

$$U=0.9D + (1.6W \text{ ó } 1.0E) \quad (C-3)$$

- Cuando carga viva sea favorable se deberá revisar la combinación de carga muerta y carga accidental, siendo H , cargas debidas al peso y presión del suelo, el agua en el suelo, u otros materiales relacionados, U no debe ser menor que el mayor valor obtenido de las ecuaciones (C-1) y (C-2):

$$U=1.4D + 1.7L + 1.7H \quad (C-4)$$

b).- Factores de Reducción de Resistencia de diseño.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos,



así como por sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de este reglamento, multiplicada por los factores ϕ , cuyo valor es menor que la unidad.

El factor de reducción de resistencia, ϕ , debe ser el siguiente:

— Secciones controladas por tracción: $\phi = 0.90$ (C.1)

— Secciones controladas por compresión:

(a) Elementos con refuerzo en espiral: $\phi = 0.75$ (C.2)

(b) Otros elementos reforzados (col c/estribos): $\phi = 0.70$ (C.3)

— Cortante y Torsión $\phi = 0.85$ (C.4)

— Aplastamiento en el concreto o adherencia (excepto para anclajes de postensado y modelos puntal-tensor) $\phi = 0.70$ (C.5)

4.6.2. FACTORES DE CARGA Y REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PARA ACERO.

a).- Combinación de Cargas

La resistencia necesaria está definida en la especificación AISC (LRFD-Load and Resistance Factor Design) como la fuerza máxima (en valor absoluto) obtenida de las siguientes combinaciones de carga.

$$1.4D \quad (A4-1)$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5[W \text{ o } N \text{ o } R] \quad (A4-2)$$

$$1.2D + 1.6[W \text{ o } N \text{ o } R] + [0.5L \text{ o } 0.8B] \quad (A4-3)$$

$$1.2D + 1.3B + 0.5L + 0.5[W \text{ o } N \text{ o } R] \quad (A4-4)$$

$$1.2D + 1.5E + [0.5L \text{ o } 0.2N] \quad (A4-5)$$

$$0.9D - [1.3B \text{ o } 1.5E] \quad (A4-6)$$

Nota- el factor de carga que afecta a L en las hipótesis III, IV y V debe ser igual a 1.0 para áreas donde la carga viva sea mayor a 500.0 Kg/m² (garajes, sitios de reunión pública, etc.)



Las cargas D , L , W , N , R , B y E representan cargas en sí mismas o sus efectos (es decir, las fuerzas o los momentos causados). En las expresiones anteriores, solamente una carga asume su periodo de vida máximo al tiempo, mientras que las otras están en sus valores de "punto en el tiempo arbitrarios". Cada combinación modela la condición de carga de diseño cuando una carga diferente está en su máximo.

Ecuación de combinación	Carga en su periodo de vida máxima
(A 4-1)	D (durante la construcción; no están presentes otras cargas)
(A 4-2)	L (durante toda su vida útil, una vez puesta al servicio)
(A 4-3)	W o N o R (Cargas en el Techo)
(A 4-4)	B (cuando actúan en dirección de D)
(A 4-5)	E (cuando actúan en dirección de D)
(A 4-6)	B o E (en dirección opuesta a D)

Las combinaciones de carga (A4-1) y (A4-6) son para calcular los estados límites de resistencia. Al determinar los estados límite de utilización (por ejemplo, deflexiones), se utilizan las cargas (de servicio) sin mayorar.

Nomenclatura de cargas (Según esta especificación)

- *Carga Muerta (D).*
- *Cargas Vivas (L).*
- *Carga sísmicas (E).*
- *Carga de Lluvia (R).*
- *Cargas de la Nieve (N).*
- *Cargas de Viento (W).*
- *Cargas por acción del empuje del agua (P)*

En el diseño, la carga muerta se calcula a partir de los pesos reales de los diferentes elementos estructurales y no estructurales.



b).- Factores de Reducción de la Resistencia.

Algunos de los factores representativos LRFD, para elementos de acero son:

$\Phi_t = 0.90$ Para Resistencia a Tensión (Capitulo D - AISC)

$\Phi_t = 0.75$ Para Resistencia a Fractura (Capitulo D - AISC)

$\Phi_c = 0.85$ Para la Compresión (Capitulo E - AISC)

$\Phi_b = 0.90$ Para la Flexión (Capitulo F - AISC)

$\Phi_v = 0.90$ Para Corte (Capitulo F - AISC)

4.7. CÁLCULO ESTRUCTURAL.

4.7.1. INTRODUCCIÓN.-

En tiempos actuales ocurrieron grandes cambios en los métodos de análisis estructural usado en la práctica de la ingeniería. Esto se debe al desarrollo de las computadoras que han permitido desarrollar programas estructurales muy sofisticados.

Estos programas en general utilizan el Método Matricial de Análisis, que proporciona un lenguaje matemático muy adecuado para estructuras complejas, en las cuales las operaciones matriciales se resuelven fácilmente y en un corto tiempo.

En este proyecto se utilizó, el programa SAP2000 que está basado en el método de rigidez matricial y que utiliza el Análisis de Elementos Finitos Integrado, cuyo método corresponde al de los Desplazamientos o de la Rigidez. Este método considera a los desplazamientos de los nudos (traslaciones y rotaciones) como las incógnitas inmediatas, se escriben las ecuaciones de equilibrio en cada nudo de la estructura en términos de: (1) las cargas aplicadas, (2) las propiedades de los elementos y (3) los desplazamientos desconocidos de los nudos. De esta manera obtenemos un conjunto de ecuaciones algebraicas lineales que pueden resolverse simultáneamente para encontrar los desplazamientos de los nudos, los cuales se usa después para determinar las fuerzas internas o (momentos) en los elementos, así como las reacciones en los apoyos. Y si la estructura es inestable, no puede determinarse ninguna solución, quedando así el proyectista prevenido.



4.7.2. ENTRADA DE DATOS EN EL SOFTWARE (SAP2000 v14).

Aquí describiremos de manera resumida el uso y la entrada de datos al software (SAP2000 V14), que se ha empleado para analizar el modelo tridimensional de la estructura propuesta, mediante el siguiente algoritmo y nomenclatura, además mostramos algunos parámetros de los mismos:

- 1) **Unidades.-** Las unidades utilizadas para el presente modelo es el sistema MKS [metros, Kgf, y Grados Centígrados], que se definen al iniciar un nuevo modelo estructural.
- 2) **Grillas.-** Se definen las grillas para tener un mejor control en la entrada de los datos y salida de los resultados, de la geometría y los esfuerzos de los elementos respectivamente, en este caso en dirección del eje del puente se ha definido nueve y en el sentido perpendicular solo se ha definido cinco grillas y las verticales (z) se han definido tres grillas, tal como muestra la figura 4.8.
- 3) **Materiales.-** Las características de los materiales ya fueron descritos en los acápites anteriores y se introdujeron al programa, con la siguiente Nomenclatura; Concreto de resistencia 210 kg/cm² (H21), Concreto de resistencia 250 kg/cm² (H25), y finalmente el acero de refuerzo que se usa para vigas y columnas (ACERO_R), y que también se ocupa para la malla espacial.
- 4) **Propiedades de las Secciones.-** Las propiedades de los diferentes elementos estructurales (vigas, columnas, y diámetros de las barras del la malla espacial), fueron definidos con la siguiente nomenclatura; vigas de sección 40x80 cm (VIG_40x80), vigas de sección 80x85 cm (VIG_75x85), las barras de acero para la malla espacial son definidos con los siguientes diámetros, Ø 16", 20", 25", 30" y 40", cuya nomenclatura fue (BAR_16, BAR_20, BAR_25, BAR_30 y BAR_40), respectivamente. En cuanto a las losas se definieron como (LOSA_H), las columnas están separadas en dos intervalos las mismas se definieron con la misma nomenclatura, tramo de la fundación a nivel -4.00 m (con respecto al tablero) COL_75, el siguiente tramo COL_75, que significa columnas de circulares de diámetro 75 cm.



- 5) **Esquema del modelo estructural.**- Una vez introducido los diferentes elementos estructurales, el modelo se ve de esta forma:

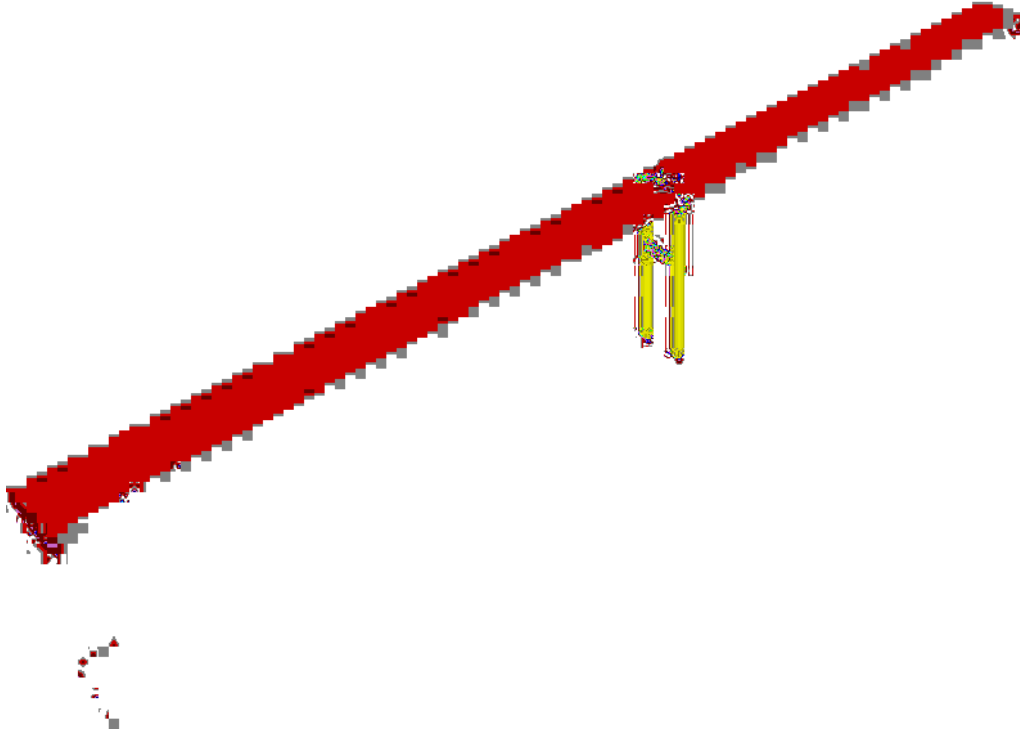


Figura 4.8 Esquema del Modelo Estructural.

- 6) **Definición de las restricciones o apoyos.**- Se ha definido que los apoyos de las columnas sean empotrados y las vigas de apoyo en los extremos del puente tienen el tipo de apoyo móvil restringido en dos direcciones.
- 7) **Introducción de las cargas.**- En esta etapa se introducen todas las cargas definidas en subtítulos anteriores, y con las nomenclaturas ya definidas, el SAP2000, automáticamente calcula las cargas muertas, con el peso específico y la geometría definida para cada elemento estructural, posteriormente se introduce las cargas que actúan sobre la losa y otros elementos estructurales (cargas vivas), y finalmente se introduce otras sobrecargas.
- 8) **Hipótesis de Cargas.**- Aunque no es preciso definir las hipótesis o combinaciones de carga en este orden pero se han definido tal como se ha establecido de acuerdo a las



normas y especificaciones que se adoptó (ACI Y AISC-LRFD).

9) **Modo de análisis estructural.-** en esta etapa definimos el modo de análisis estructural, para este caso se ha elegido el modo de análisis tridimensional.

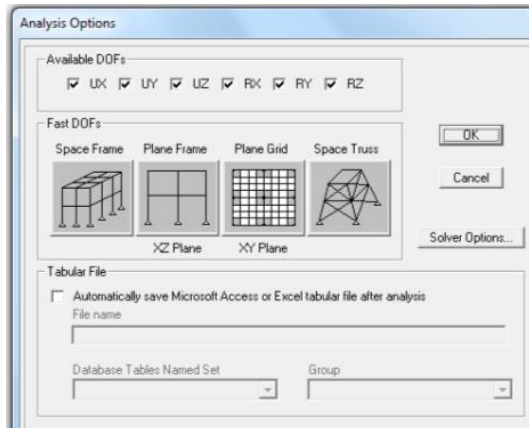


Figura 4.9 Definición del modo de análisis en el software.

10) **Ejecución del Software.-** Finalmente ejecutamos el programa para el análisis respectivo para el presente proyecto.

Además es preciso aclarar que los ejes estructurales se definen como (x, y, z)

Dónde:

Eje x (Representa el sentido frontal de la estructura)

Eje y (Representa el sentido de profundidad de la estructura)

Eje z (Representa las alturas de la estructura, también sentido de la gravedad).

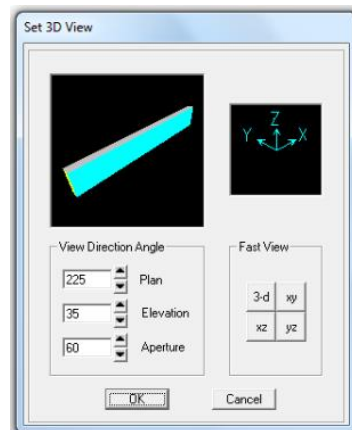


Figura 4.10 Definición de Ejes Globales en el Modelo.

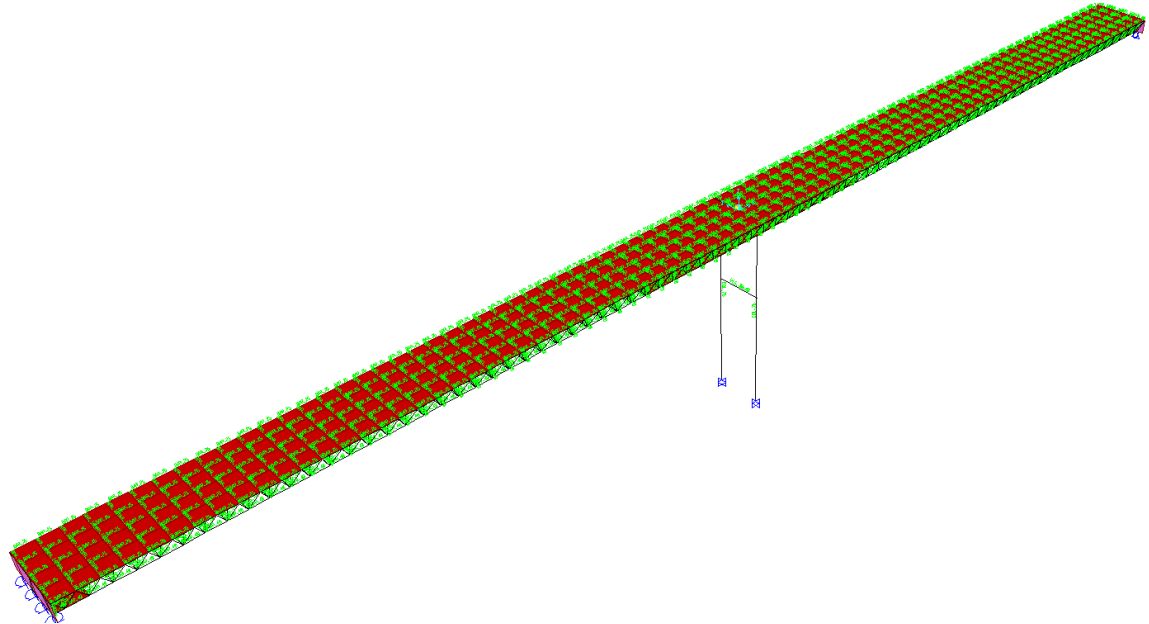


Figura 4.11 Esquema del Modelo Estructural tridimensional.

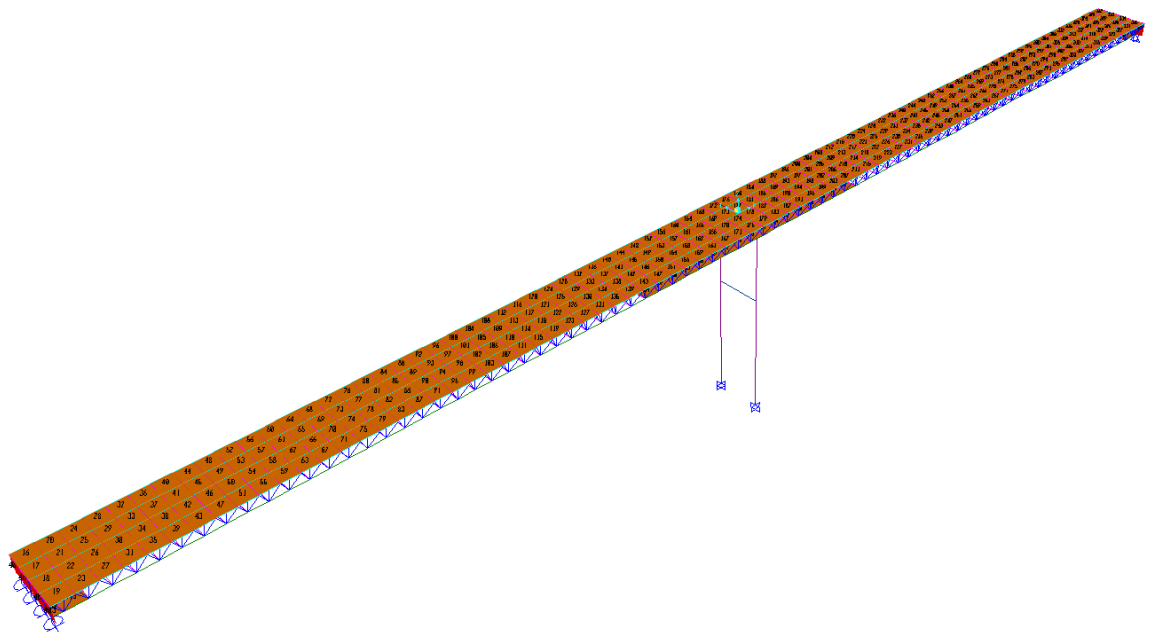


Figura 4.12. Esquema del Modelo Estructural - Muestra el numeración de las losas.

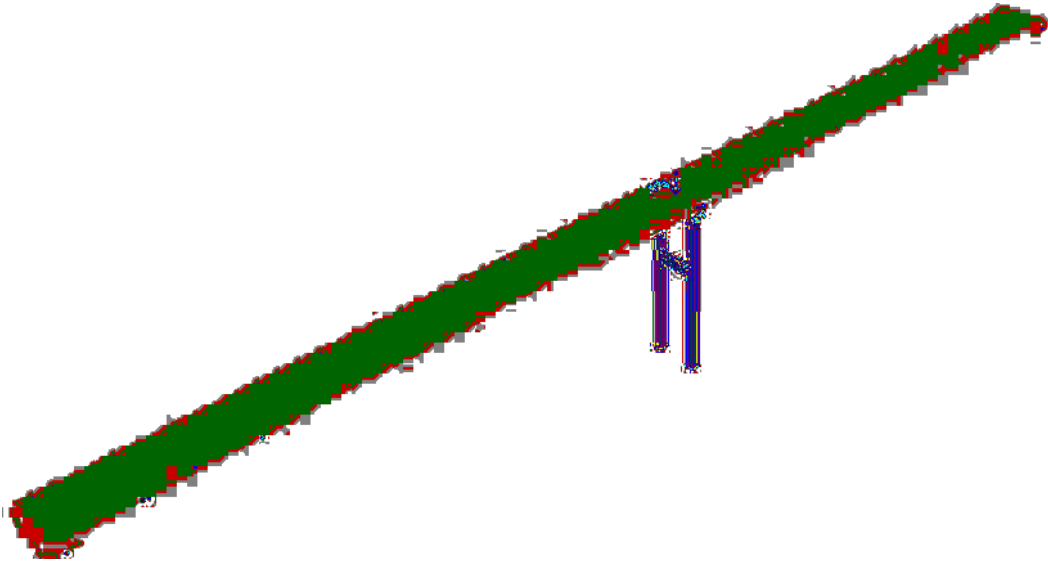


Figura 4.13. Esquema del Modelo Estructural - Muestra espesores de secciones y losas.

4.7.3. ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA.

Se hizo el análisis completo de la estructura tomando en cuenta la pila central, tablero de estructura espacial y las vigas de apoyo en los extremos y vigas de arrioste de las columnas centrales.

El análisis de los estribos se realizó en forma separada tomando en cuenta las fuerzas resultantes en los apoyos de la superestructura y las cargas ocasionadas por el empuje del terreno, a continuación mostramos los resultados del análisis para generar el diseño final de cada elemento estructural del puente, en el siguiente orden; losa espacial lo cual incluye el diseño de sus dos componentes, elemento de concreto y acero de manera separada, posteriormente vigas, columnas, y zapatas, los estribos, elementos de apoyo (neopreno), y finalmente las barandas.

4.8. RESULTADOS DEL ANÁLISIS.

A continuación se muestran las tablas de los diferentes elementos constituyentes del puente, asimismo mostramos esquemas estructurales con los esfuerzos internos más representativos



para el cálculo y diseño estructural:

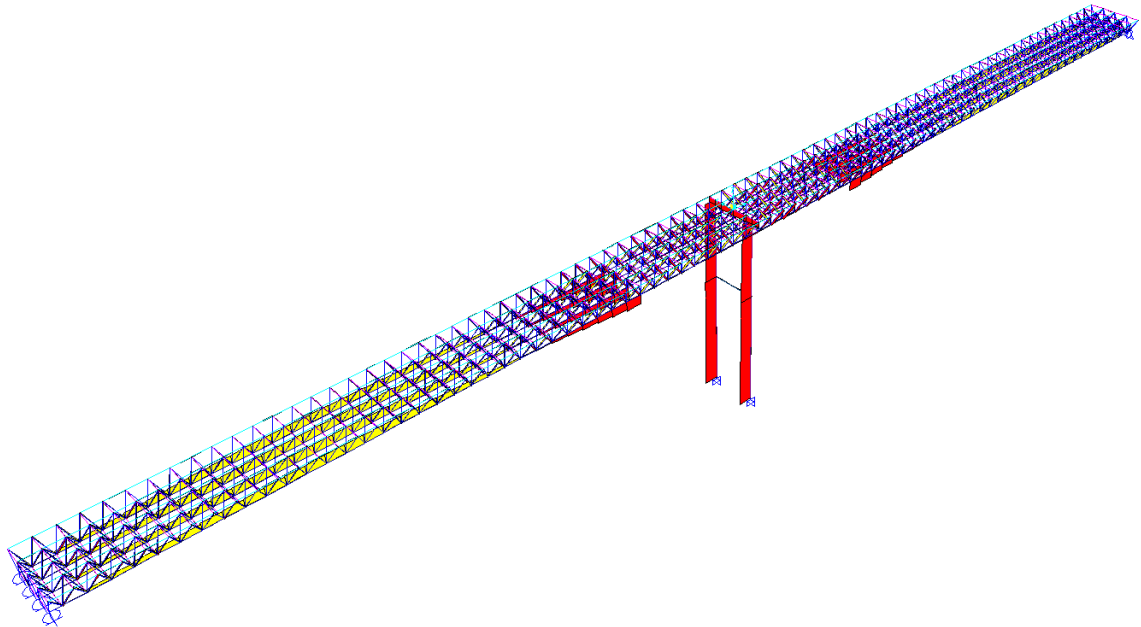


Figura 4.14 Esquema del Modelo Estructural - Esfuerzos Axiales en todos los elementos de la estructura.

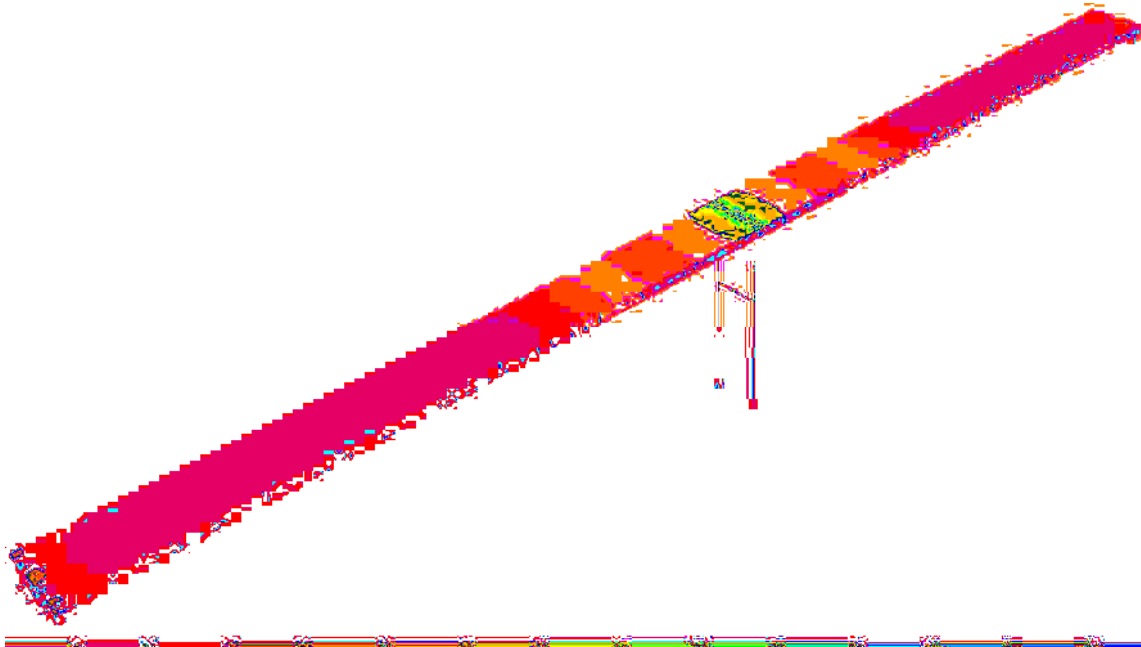


Figura 4.15 Esquema del Modelo Estructural - Esfuerzos Axiales en la losa.

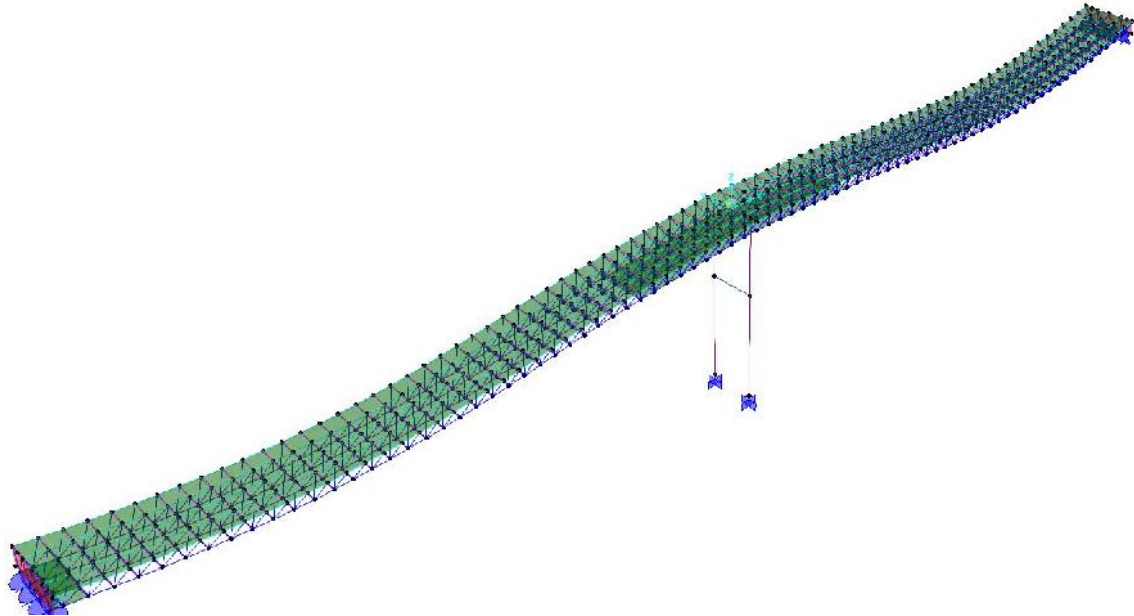


Figura 4.16 Esquema del Modelo Estructural - Deformada.

4.8.1. ENVOLVENTES EN EL TABLERO DE EEM.

Para tener una clasificación de los esfuerzos más representativos, para lo cual se considera el primer tramo del puente entre el estribo y la columna central que tiene una longitud de 30 metros, puesto de que el siguiente tramo es simétrico y tiene geometría y cargas simétricas por ende tiene resultados similares, este tramo tiene tres sectores representativos los mismos están distribuidos de la siguiente forma; Primer tramo de 6.0 m que contiene el apoyo además los esfuerzos axiales son mínimos sin embargo contiene esfuerzos en las diagonales muy elevados, segundo tramo; en la cual la losa de hormigón contiene esfuerzos de compresión y las barras longitudinales inferiores contiene esfuerzos de tracción y finalmente el tramo central que contiene esfuerzos de tracciones o tensión en las barras longitudinales superiores, y la losa inferior contiene esfuerzos de compresión además de que las diagonales de la malla espacial tienen esfuerzos de compresión bastante considerables. En las siguientes tablas mostramos un resumen de los resultados de los envolventes de los elementos del tablero que clasificamos de la siguiente forma: a) Esfuerzos en las Losas Superiores en los tres tramos mencionados, b) Esfuerzos en las Losas Inferiores solo muestra los resultados en dos tramos, c) Esfuerzos en la



Malla Espacial Superiores en los tres tramos, d) Esfuerzos en la Malla Espacial Inferiores en los tres tramos, e) Esfuerzos en las diagonales de la malla.

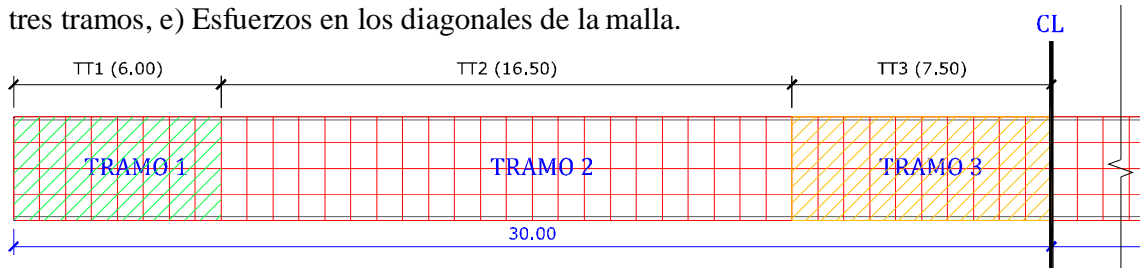


Figura 4.17 Categorización de Tramos Críticos para el Análisis.

4.8.1.1. ENVOLVENTES PARA LA LOSA.

TABLA 4.3

Envolvente de esfuerzos en la losa del tablero - tramo 1

DESCRIPCION (kg-m-C)	S11 kg/m ²	S22 kg/m ²	S12 kg/m ²	Smax kg/m ²	Smin kg/m ²	SVM kg/m ²	S13 kg/m ²	S23 kg/m ²	SmaxV kg/m ²
VALOR MÁXIMO	-267,699.34	-296,320.98	128.886.31	-267,699.34	443,135.66	117,297.16	2,266.86	11,860.03	23,841.88
valor mínimo	-235,761.03	-260,165.50	-30,282.33	-235,761.03	-503,716.20	68,418.88	-4,690.69	203.23	1,935.41
E/PUNTOS	127-136- 137-128	127-136-137- 128	127-136- 137-128	127-136- 137-128	127-136- 137-128	127-136- 137-128	127-136- 137-128	127-136- 137-128	127-136- 137-128
ELEMENTO	L45	L45	L45	L45	L45	L45	L45	L45	L45
COMBINACIÓN	C-1	C-1	C-1	C-1	A4-2	C-1	C-1	C-1	C-1

TABLA 4.4

Envolvente de esfuerzos en la losa del tablero - tramo 2

DESCRIPCION (kg-m-C)	S11 kg/m ²	S22 kg/m ²	S12 kg/m ²	Smax kg/m ²	Smin kg/m ²	SVM kg/m ²	S13 kg/m ²	S23 kg/m ²	SmaxV kg/m ²
VALOR MÁXIMO	-1,590,315.49	-296,320.98	5,315.25	-296,320.59	-1,590,315.49	2,430,451.53	-2,056.70	2,194.24	3,318.45
valor mínimo	-1,792,269.11	-312,269.64	0	-260,151.03	-1,792,269.11	2,265,494.70	-1,645.60	0.00	1,701.94
E/PUNTOS	171-180-181- 172	171-180-181- 172	171-180- 181-172	171-180- 181-172	171-180-181- 172	171-180-181- 172	171-180- 181-172	171-180- 181-172	171-180- 181-172
ELEMENTO	L66	L66	L66	L66	L66	L66	L66	L66	L66
COMBINACIÓN	C-1	C-1	C-1	C-1	C-1	C-1	C-t	C-1	C-1

TABLA 4.5

Envolvente de esfuerzos en la losa del tablero - tramo 3

DESCRIPCION (kg-m-C)	S11 kg/m ²	S22 kg/m ²	S12 kg/m ²	Smax kg/m ²	Smin kg/m ²	SVM kg/m ²	S13 kg/m ²	S23 kg/m ²	SmaxV kg/m ²
VALOR MÁXIMO	-2,093,038.30	-829,308.56	-41,354.06	-829,680.41	-2,093,038.30	1,260,176.19	23,386.62	5,707.49	26,501.28
valor mínimo	-2,286,339.77	-205,326.95	65,687.63	-252,934.60	-2,286,339.77	-2,286,339.77	31,704.76	-1,726.28	31,835.33
E/PUNTOS	410-419-420- 411	410-419-420- 411	410-419- 420-411	410-419- 420-411	410-419-420- 411	410-419-420- 411	410-419- 420-411	410-419- 420-411	410-419- 420-411
ELEMENTO	L374	L374	L374	L374	L374	L374	L374	L374	L374
COMBINACIÓN	C-1	C-1	C-1	C-1	C-1	C-1	C-1	C-1	C-1



Dónde:

S11: Esfuerzo directo (fuerza por unidad de área) actuando en la cara 1, positiva y negativa, en la dirección del eje local 1.

S22: Esfuerzo directo (fuerza por unidad de área) actuando en la cara 2, positiva y negativa, en la dirección del eje local 2.

S12: Esfuerzo cortante (fuerza por unidad de área) actuando en la cara 1, positiva y negativa, en la dirección del eje local 2 y también es igual en la en la cara 2, positiva y negativa, alrededor del eje 1.

Smax: Esfuerzo principal máximo (fuerza por unidad de área). Tenga en cuenta que, por definición, los esfuerzos principales están orientadas de tal manera que los esfuerzos cortantes asociados por unidad de longitud son cero.

Smin: Esfuerzo principal mínimo (fuerza por unidad de área). Tenga en cuenta que, por definición, los esfuerzos principales están orientadas de tal manera que los esfuerzos cortantes asociados por unidad de longitud son cero.

SVM: Esfuerzo cortante principal máximo (por unidad de área). Tenga en cuenta que, por definición, los esfuerzos cortantes están orientadas de tal manera que los cortantes asociados por unidad de longitud a sus caras perpendiculares son cero.

S13: Esfuerzo cortante fuera del plano (fuerza por unidad de área) actuando en la cara 1, positiva y negativa, en dirección del eje local 3.

S23: Esfuerzo cortante fuera del plano (fuerza por unidad de área) actuando en la cara 2, positiva y negativa, en dirección del eje local 3.

4.8.1.2. ENVOLVENTES PARA LA MALLA ESPACIAL (METÁLICA):

Las combinaciones de carga utilizadas para determinar los esfuerzos de la malla espacial (acero) están definidas según las especificaciones de la AISC-LRFD, las que se consideran para el presente proyecto son: A4-1, A4-2 y A4-3, las mismas que fueron explicadas en los párrafos



anteriores.

TABLA 4.6
 Envoltorio de esfuerzos en malla espacial - tramo 1

DESCRIPCIÓN (kg·m-C)	P kg	V2 kg	V3 kg	T kg·m	M2 kg·m	M3 kg·m
PARA ELEMENTOS LONGITUDINALES SUPERIORES						
VALOR MÁXIMO (ABS)	-318.69	1.98	-9.73	0.01	-1.22	0.91
VALOR MÍNIMO	-318.69	-2.04	9.73	0.01	0.59	0.62
Nº DE ELEMENTO	355	355	355	355	355	355
ENTRE PUNTOS	125-134	125-134	125-134	125-134	125-134	125-134
HIPÓTESIS	A4-2	A4-1	A4-3	A4-2	A4-3	A4-2
PARA ELEMENTOS LONGITUDINALES INFERIORES						
VALOR MÁXIMO (ABS)	36,312.56	-7.16	-0.08	0.01	0.04	5.89
VALOR REP	36,312.56	1.66	-0.08	0.01	0.04	3.83
Nº DE ELEMENTO	371	371	371	371	371	371
ENTRE PUNTOS	133-142	133-142	133-142	133-142	133-142	133-142
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-3	A4-2	A4-3	A4-2
PARA ELEMENTOS DIAGONALES (tracción)						
VALOR MÁXIMO (ABS)	3,470.90	-6.21	-4.81	0.02	2.29	2.72
VALOR REP	3,470.90	-4.31	-4.81	0.02	-2.13	-2.12
Nº DE ELEMENTO	166	166	166	166	166	166
ENTRE PUNTOS	72-54	72-54	72-54	72-54	72-54	72-54
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2
PARA ELEMENTOS DIAGONALES (compresión)						
VALOR MÁXIMO (ABS)	-3,344.97	2.29	1.86	0.01	-0.83	-0.78
VALOR REP	-3,344.97	0.73	1.86	0.01	0.87	0.61
Nº DE ELEMENTO	168	168	168	168	168	168
ENTRE PUNTOS	74-82	74-82	74-82	74-82	74-82	74-82
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2
PARA ELEMENTOS TRANSVERSALES SUPERIORES						
VALOR MÁXIMO (ABS)	27.78	-0.71	-0.98	0.00	0.38	-0.10
VALOR REP	27.78	0.70	-0.98	0.00	-0.35	0.04
Nº DE ELEMENTO	365	365	365	365	365	365
ENTRE PUNTOS	135-136	135-136	135-136	135-136	135-136	135-136
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2
PARA ELEMENTOS TRANSVERSALES INFERIORES						
VALOR MÁXIMO (ABS)	-214.98	0.82	0.02	0.00	-0.01	-0.11
VALOR REP	-214.98	-0.82	0.02	0.00	0.01	0.05
Nº DE ELEMENTO	409	409	409	409	409	409
ENTRE PUNTOS	141-140	141-140	141-140	141-140	141-140	141-140
HIPÓTESIS	A4-2	A4-1	A4-2	A4-2	A4-2	A4-1



TABLA 4.7
 Envoltorio de esfuerzos en malla espacial - tramo 2

DESCRIPCIÓN (kg-m-C)	P kg	V2 kg	V3 kg	T kg·m	M2 kg·m	M3 kg·m
PARA ELEMENTOS LONGITUDINALES SUPERIORES						
VALOR MÁXIMO (ABS)	-348.33	2.01	9.73	0.00	-1.22	1.03
VALOR MÍNIMO	-348.33	-2.01	-9.73	0.00	0.59	0.72
Nº DE ELEMENTO	535	535	535	535	535	535
ENTRE PUNTOS	170-179	170-179	170-179	170-179	170-179	170-179
HIPÓTESIS	A4-2	A4-1	A4-3	A4-3	A4-3	A4-2
PARA ELEMENTOS LONGITUDINALES INFERIORES						
VALOR MÁXIMO (ABS)	41,318.21	5.34	0.00	0.01	-2.10	3.17
VALOR REP	41,318.21	5.34	0.00	0.01	0.49	7.53
Nº DE ELEMENTO	551	551	551	551	551	551
ENTRE PUNTOS	178-187	178-187	178-187	178-187	178-187	178-187
HIPÓTESIS	A4-2	A4-1	A4-3	A4-1	A4-3	A4-1
PARA ELEMENTOS DIAGONALES (tracción)						
VALOR MÁXIMO (ABS)	7,536.95	-4.22	-4.37	0.51	-2.03	-1.71
VALOR REP	7,536.95	-2.66	-4.37	0.51	1.98	1.44
Aº DE ELEMENTO	1248	1248	1248	1248	1248	1248
ENTRE PUNTOS	348-352	348-352	348-352	348-352	348-352	348-352
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2
PARA ELEMENTOS DIAGONALES (compresión)						
VALOR MÁXIMO (ABS)	-7,605.11	4.87	-4.92	0.05	2.34	-2.09
VALOR REP	-7,605.11	3.31	-4.92	0.05	-2.18	1.67
Nº DE ELEMENTO	1247	1247	1247	1247	1247	1247
ENTRE PUNTOS	348-343	348-343	348-343	348-343	348-343	348-343
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2
PARA ELEMENTOS TRANSVERSALES SUPERIORES						
VALOR MÁXIMO (ABS)	31.65	-0.71	0.05	0.00	-0.02	-0.10
VALOR REP	31.65	0.70	0.05	0.00	0.02	0.04
Nº DE ELEMENTO	509	517	517	517	517	517
ENTRE PUNTOS	171-172	168-167	168-167	168-167	168-167	168-167
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-3	A4-2	A4-3	A4-2
PARA ELEMENTOS TRANSVERSALES INFERIORES						
VALOR MÁXIMO (ABS)	-236.39	0.72	0.05	0.00	-0.02	-0.10
VALOR REP	-236.39	-0.69	0.05	0.00	0.02	0.04
Nº DE ELEMENTO	517	517	517	517	517	517
ENTRE PUNTOS	168-167	168-167	168-167	168-167	168-167	168-167
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-3	A4-2	A4-3	A4-2



TABLA 4.8
 Envoltorio de esfuerzos en malla espacial - tramo 3

DESCRIPCIÓN <i>(kg-m-C)</i>	P <i>kg</i>	V2 <i>kg</i>	V3 <i>kg</i>	T <i>kg·m</i>	M2 <i>kg·m</i>	M3 <i>kg·m</i>
PARA ELEMENTOS LONGITUDINALES SUPERIORES						
VALOR MÁXIMO (ABS)	112,465.98	14.59	9.99	0.84	2.53	-20.24
VALOR MÍNIMO	112,465.98	11.30	4.22	0.84	-2.53	-10.21
N° DE ELEMENTO	1509	1509	1509	1509	1509	1509
ENTRE PUNTOS	415-424	415-424	415-424	415-424	415-424	415-424
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2
PARA ELEMENTOS LONGITUDINALES INFERIORES						
VALOR MÁXIMO (ABS)	-127,736.23	17.81	11.39	0.31	-2.03	-15.55
VALOR REP	-127,736.23	14.52	-7.11	0.31	0.48	-10.27
N° DE ELEMENTO	1484	1484	1484	1484	1484	1484
ENTRE PUNTOS	409-418	409-418	409-418	409-418	409-418	409-418
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-3	A4-2	A4-3	A4-2
PARA ELEMENTOS DIAGONALES (tracción)						
VALOR MÁXIMO (ABS)	8,565.03	-5.18	-5.30	-0.01	-2.46	-2.17
VALOR REP	8,565.03	-3.62	-5.30	-0.01	2.41	1.87
N° DE ELEMENTO	1468	1468	1468	1468	1468	1468
ENTRE PUNTOS	403-407	403-407	403-407	403-407	403-407	403-407
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2
PARA ELEMENTOS DIAGONALES (compresión)						
VALOR MÁXIMO (ABS)	-8,856.74	4.88	-4.85	0.02	2.31	-2.10
VALOR REP	-8,856.74	3.32	-4.85	0.02	-2.14	1.67
N° DE ELEMENTO	1495	1495	1495	1495	1495	1495
ENTRE PUNTOS	410-405	410-405	410-405	410-405	410-405	410-405
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2
PARA ELEMENTOS TRANSVERSÁLES SUPERIORES						
VALOR MÁXIMO (ABS)	-106.38	0.95	-0.70	0.00	-0.27	-0.21
VALOR REP	-106.38	-0.47	-0.70	0.00	0.26	0.01
N° DE ELEMENTO	1446	1446	1446	1446	1446	1446
ENTRE PUNTOS	406-407	406-407	406-407	406-407	406-407	406-407
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-3	A4-3	A4-3	A4-2
PARA ELEMENTOS TRANSVERSALES INFERIORES						
VALOR MÁXIMO (ABS)	154.56	1.54	0.22	0.04	0.10	0.53
VALOR REP	154.56	0.24	0.22	0.04	0.07	-0.20
N° DE ELEMENTO	1238	1238	1238	1238	1238	1238
ENTRE PUNTOS	347-346	347-346	347-346	347-346	347-346	347-346
HIPÓTESIS	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2	A4-2



Dónde:

P = Fuerza Axial

V2 = Fuerza Cortante en la dirección 2-2.

V3 = Fuerza Cortante en la dirección 3-3.

T = Momento de Torsión

M2 = Momento de Flexión en la dirección 2-2

M3 = Momento de Flexión en la dirección 3-3

A continuación mostramos los diagramas de esfuerzos más representativos y los elementos estructurales del tablero, elegidos para el diseño estructural, el caso de la malla espacial de estructura metálica, para el diseño solo se considerara los esfuerzos de tensión y compresión, el resto de los esfuerzos son despreciables (son muy reducidos con respecto al resto de esfuerzos).

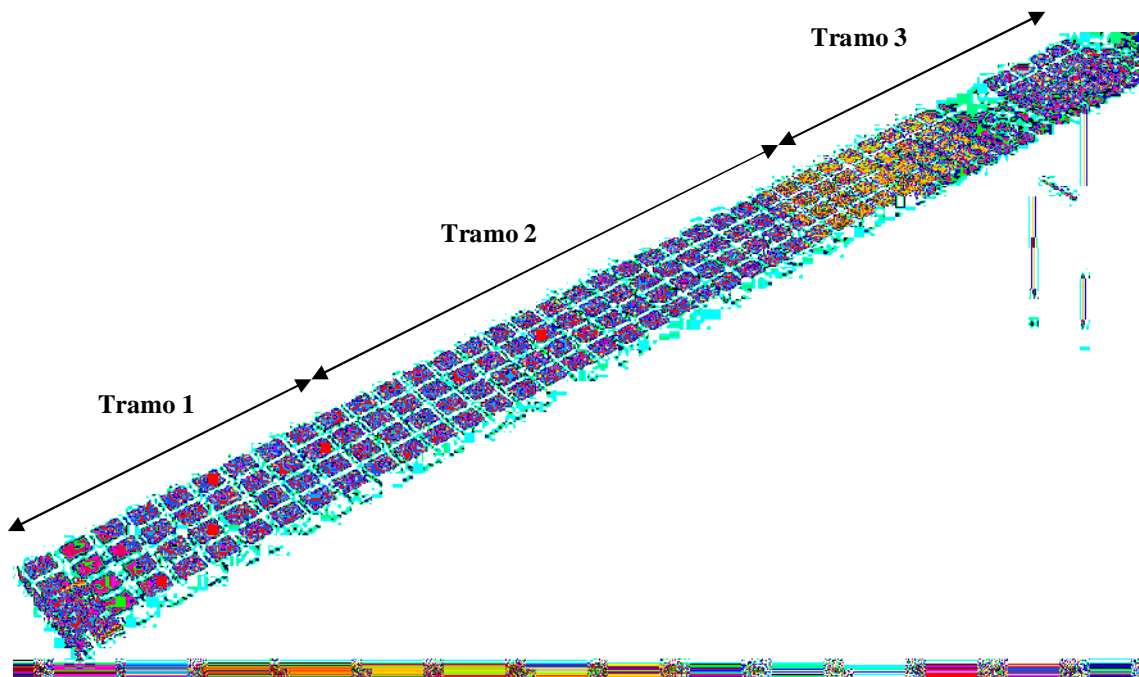


Figura 4.18 Esquema del Modelo Estructural - Esfuerzos de compresión en las losas.



Figura 4.19 Esfuerzos de Tracción, Compresión de la Malla estructural metálica.

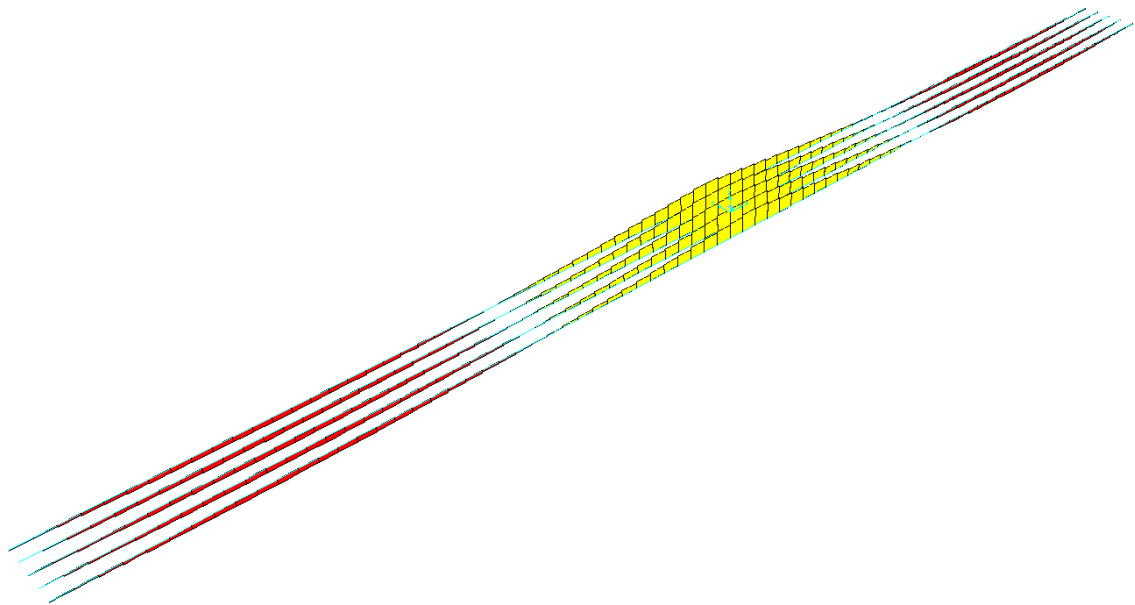


Figura 4.20 Esfuerzos Tracción, Compresión de la Malla estructural de elementos longitudinales superiores.

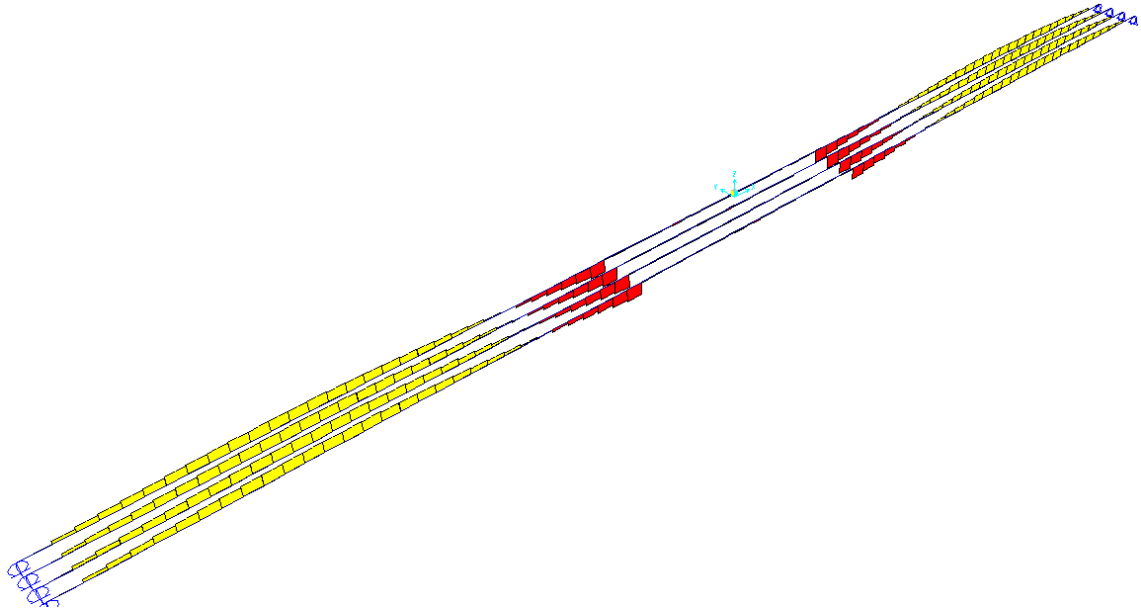


Figura 4.21 Esfuerzos Tracción, Compresión de la Malla estructural de elementos longitudinales inferiores.

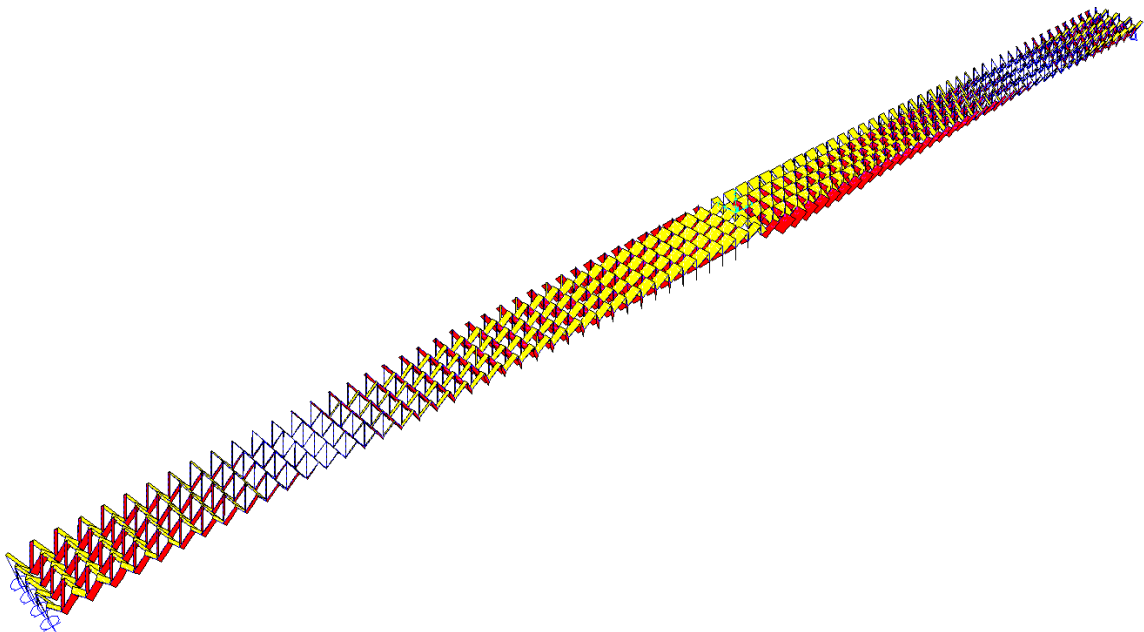


Figura 4.22 Esfuerzos Tracción, Compresión de la Malla estructural de elementos diagonales.



4.8.2. ENVOLVENTES DE LAS VIGAS:

Este análisis permitió conocer los desplazamientos en nudos, fuerzas internas, en las vigas, con cuyos valores se realizará el diseño final, se aclara de que solo se está considerando una sola viga (viga central), las vigas de apoyo sobre los estribos se diseñará con armadura mínima.

A continuación mostramos en la figura 4.22 los esfuerzos internos en la viga central y arriostre de las columnas.

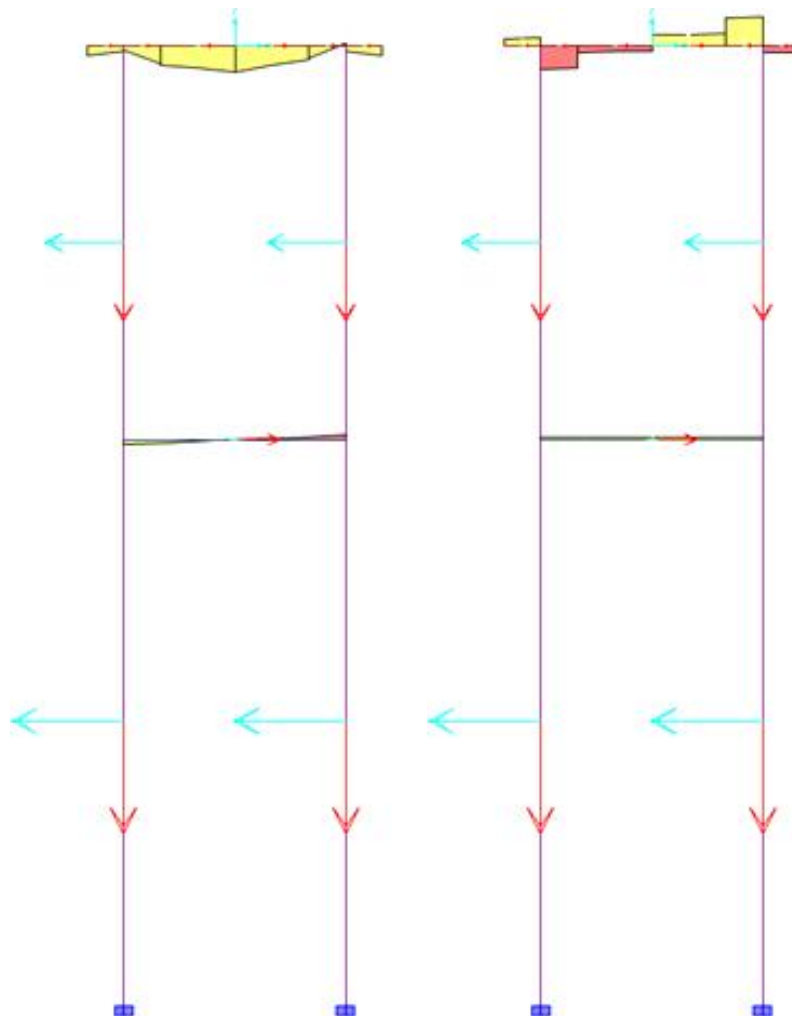


Figura 4.23 Esfuerzos Internos (Cortantes y Momentos Flectores)- Viga central principal.



TABLA 4.9
 Envoltente de esfuerzos en la viga central

DESCRIPCIÓN <i>(kg-m-C)</i>	P <i>kg</i>	V2 <i>kg</i>	V3 <i>kg</i>	T <i>kg · m</i>	M2 <i>kg · m</i>	M3 <i>kg · m</i>
VALOR MÁXIMO (+)	-11,534.98	60,941.19	0.00	0.00	0.00	21,428.43
VALOR MÍNIMO	-9,799.53	-60,940.91	0.00	0.00	0.00	-9,076.40
N° DE ELEMENTO	14	14	14	14	14	14
ENTRE PUNTOS	41-37	41-37	41-37	41-37	41-37	41-37
HIPÓTESIS	C-1	C-1	TODOS	TODOS	TODOS	C-1
VALOR MÁXIMO (-)		-49,511.41	0.00	0.00	0.00	-6,486.39
VALOR MÍNIMO		40,489.32	0.00	0.00	0.00	4,632.78
N° DE ELEMENTO		14	14	14	14	14
ENTRE PUNTOS		41-37	41-37	41-37	41-37	41-37
HIPÓTESIS		C-2	TODOS	TODOS	TODOS	C-3

4.8.3. ENVOLVENTES DE LAS COLUMNAS:

Este análisis permitió conocer los desplazamientos en nudos, fuerzas internas, en las vigas, con cuyos valores se realizará el diseño final, la variación de los esfuerzos en las columnas son mínimas.

TABLA 4.10
 Envoltente de esfuerzos en las columnas

DESCRIPCIÓN <i>(kg-m-C)</i>	P <i>kg</i>	V2 <i>kg</i>	V3 <i>kg</i>	T <i>kg · m</i>	M2 <i>kg · m</i>	M3 <i>kg · m</i>
TRAMO 1						
VALOR MÁXIMO (+)	-82,589.73	0.00	2,271.71	0.00	-7,545.89	0.00
VALOR MÍNIMO	-75,452.18	0.00	2,271.71	0.00	1,493.07	0.00
N° DE ELEMENTO	3042, 3044	3042, 3044	3042, 3044	3042, 3044	3042, 3044	3042, 3044
ENTRE PUNTOS	820, 822, 823, 825	820, 822, 823, 825	820, 822, 823, 825	820, 822, 823, 825	820, 822, 823, 825	820, 822, 823, 825
HIPÓTESIS	C-1	TODOS	C-1	TODOS	C-2	TODOS
TRAMO 2						
VALOR MÁXIMO (+)	-90,531.29	0.00	-223.68	0.00	863.53	0.00
VALOR MÍNIMO	-82,589.73	0.00	-223.68	0.00	-402.72	0.00
N° DE ELEMENTO	3042, 3044	3042, 3044	3042, 3044	3042, 3044	3042, 3044	3042, 3044
ENTRE PUNTOS	820, 822, 823, 825	820, 822, 823, 825	820, 822, 823, 825	820, 822, 823, 825	820, 822, 823, 825	820, 822, 823, 825
HIPÓTESIS	C-1	TODOS	C-1	TODOS	C-2	TODOS



A continuación se muestran los diagramas de esfuerzos internos en las columnas.

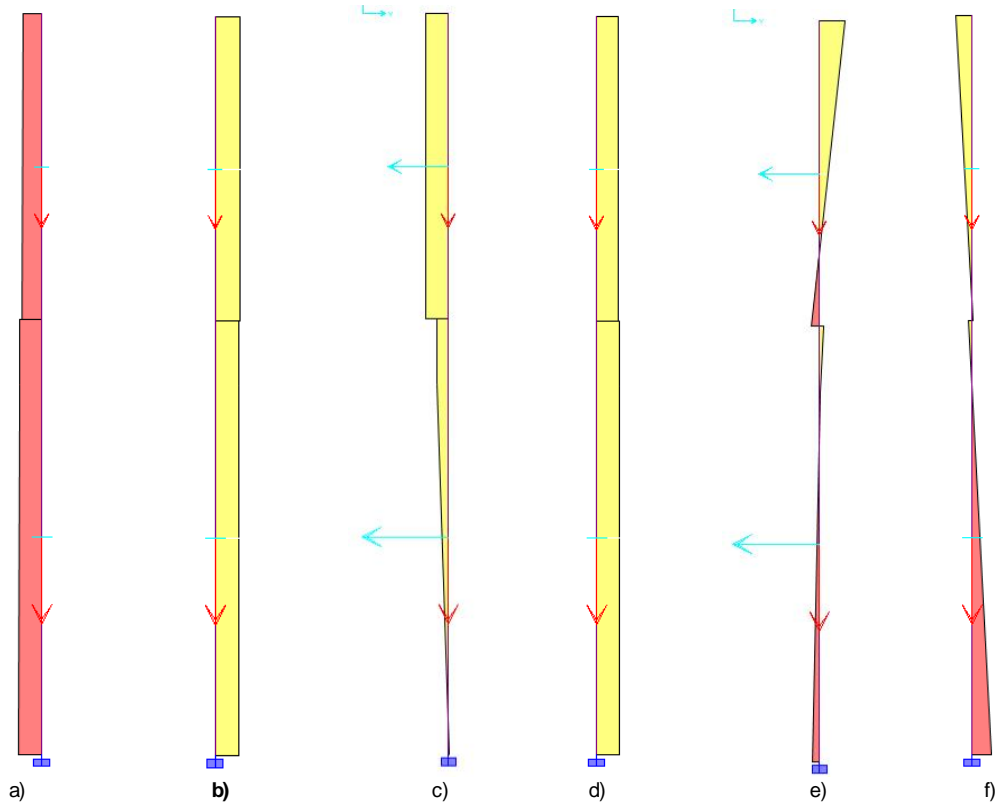


Figura 4.24 Esquema del Modelo Estructural - Esfuerzos Internos en las columnas a) axiales, b) cortante V2, c) cortante V3, d) Torsión, e) momento flector M2, y f) momento flector M3.

4.8.4. ENVOLVENTES PARA ESTRIBOS Y ZAPATAS.

Este análisis permitió determinar las que actúan en los apoyos, tal es el caso de zapatas y estribos, para los cuales presentamos el siguiente resumen de las envolventes.

TABLA 4.11
 Envoltura de esfuerzos para zapatas

DESCRIPCIÓN (kg-m-C)	F1 kg	F2 kg	F3 kg	M1 kg·m	M2 kg·m	M3 kg·m
VALOR MÁXIMO (+)	0.00	-1,711.80	108,739.20	6,760.57	0.00	0.00
NODOS	1, 2	2	1, 2	2	1, 2	1, 2
HIPÓTESIS	TODOS	C-2	C-1	C-2	TODOS	TODOS

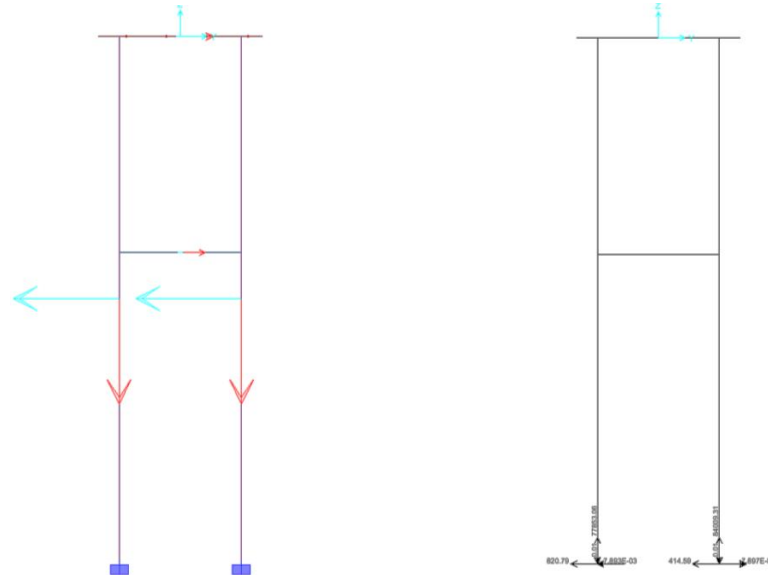


Figura 4.25. Reacciones de Apoyo (para transmisión a la Zapatas)

TABLA 4.12
 Envolvente de esfuerzos para los estribos

DESCRIPCIÓN (kg-m-C)	F1 kg	F2 kg	F3 kg	M1 kg·m	M2 kg·m	M3 kg·m
NUDO 809	0	0	16,132.38	0	0	0
NUDO 808	0	0	9,085.52	0	0	0
NUDO 807	0	0	9,085.52	0	0	0
NUDO 806	0	0	16,132.38	0	0	0
HIPÓTESIS	TODOS	TODOS	C-1	TODOS	TODOS	TODOS

Total Reacción: 41,350.29 Kgf

Total Reacción/ml: 13,783.43 Kgf/m

Además son necesarias las siguientes reacciones para neoprenos.

F3 (V _T) :	12,342.35 kgf
F3 (V _D) :	3,332.25 kgf
F3 (V _L) :	4,516.09 kgf

En la siguiente figura se muestran la ubicación de los apoyos, y que luego son transmitidas a los Estribos del Puente.

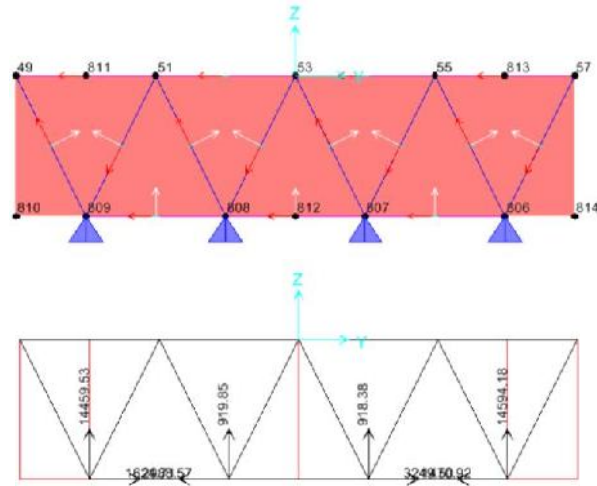


Figura 4.26 Ubicación de los Apoyos sobre los estribos (viga y malla espacial)

En las siguientes tablas están representadas las envolventes de los diferentes elementos del puente, donde:

F1 = Fuerza en dirección X.

F2 = Fuerza en Dirección Y

F3 = Fuerza en Dirección Z

M1= Momento de Flexión en la dirección 1-1

M2 =Momento de Flexión en la dirección 2-2

M3 =Momento de Flexión en la dirección 3-3



CAPÍTULO V

DISEÑO FINAL Y ANÁLISIS DE COSTOS

5.1. INTRODUCCIÓN.

En este capítulo nos ocuparemos en lo específico al dimensionamiento y diseño final de cada uno de los elementos estructurales del puente peatonal para lo cual haremos las siguientes consideraciones. El diseño de los elementos estructurales conformados de hormigón y acero serán diseñados con la norma americana ACI 318SR-05 y los elementos de acero, en este caso la malla espacial del tablero serán diseñados con la norma o reglamento de la AISC -LRFD.

5.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

5.2.1. DISEÑO DEL TABLERO CON LOSA DE ESTRUCTURA ESPACIAL MIXTA.

A continuación desarrollamos el diseño de las estructuras correspondientes al tablero del puente, como se había enunciado el puente se diseña con tablero de Losa compuesto de Estructura Espacial Mixta, como se había desarrollado en el Capítulo III, para el cálculo de esta losa se dividirá en dos diseños independientes, el de la losa de Hormigón y la Malla Espacial Metálica.

5.2.1.1. DISEÑO DE LA LOSA DE HORMIGÓN.

En el capítulo IV, se ha establecido tres (3) tramos críticos en una de las luces del puente peatonal, se debería realizar el diseño para todos los tramos, sin embargo se desarrollara el diseño en el tramo más crítico (2), que está sometido a esfuerzos elevados de compresión, el resto no presenta esta situación, mas al contrario el tramo tres solo tiene esfuerzos de tensión, lo cual no se considera para el diseño, el que soporta los esfuerzos de tensión son las barras de acero de la malla espacial.

Por tanto tal como se ha enunciado el diseño de la losa de hormigón en el capítulo III, se procederá a realizar las dos (2) verificaciones que recomiendan:



$$\sigma_c < 0.85 \cdot f_c \quad [\text{kgf/cm}^2] \quad (1)$$

$$\sigma_c < 0.60 \cdot f_c \quad [\text{kgf/cm}^2] \quad (2)$$

Para la losa de la estructura espacial mixta (EEM), se ha considerado un hormigón cuya resistencia

De la tabla 4.4 del capítulo IV, se extrae los valores máximos absolutos de compresión en la losa las cuales son, esta tabla corresponde al tramo más crítico, ya que se encuentran los valores máximos de esfuerzos de compresión en él, por tanto:

Descripción elemento: Losa L45, e/Nudos 171, 180, 181, 172

$$\begin{aligned} S_{\max} = \sigma_c &= 1,792,269.1 \text{ kg/m}^2 \\ \sigma_c &= 179.23 \text{ kg/cm}^2 \text{ (a unidades que tiene la resistencia del hormigón)} \end{aligned}$$

Para empezar adoptamos la resistencia característica del hormigón para la losa, se llega a la misma mediante iteraciones, en este caso inicialmente se ha verificado con $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, con esta resistencia no ha cumplido, por tanto;

$$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

Se hará la verificación con las ecuaciones (1) y (2), tal como se ha indicado el capítulo III, en la que tratamos ampliamente la comprobación de la losa.

$$\sigma_c \leq 0.85 \cdot f_c \quad \rightarrow \quad 0.85 \times f_c = 0.85 \times 300.00 = 255.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_c \quad \rightarrow \quad 0.60 \times f_c = 0.60 \times 300.00 = 180.00 \text{ kg/cm}^2$$

Realizamos las comparaciones correspondientes;

$$\begin{aligned} \text{Caso 1} \quad \sigma_c &\leq 0.85 \cdot f_c \\ 179.23 &\leq 255.00 \quad \text{Cumple con la condición....} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Caso 2} \quad \sigma_c &\leq 0.60 \cdot f_c \\ 179.23 &\leq 180.00 \quad \text{Cumple con la condición....} \end{aligned}$$

Por tanto las dimensiones y la resistencia adoptadas de la losa cumplen, aunque aquí parece



estar al límite en cuanto a la segunda verificación, sin embargo también se debe considerar el recubrimiento mínimo que deben tener las barras de acero de la malla espacial, por tanto la losa queda establecida con;

$$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_{\text{LOSA}} = 7 \text{ cm}$$

El acero correspondiente a la malla espacial que queda embebida en el hormigón puede que no cumpla con la armadura mínima y máxima que exigen las normas, sin embargo esto no afecta al conjunto del tablero.

5.3.1.2. DISEÑO DE LAS BARRAS DE ESTRUCTURA ESPACIAL.

El diseño se efectuara de los elementos sometidos a esfuerzos de tracción - compresión más críticos en cada tramo, como se considera los esfuerzos citados, ya que el resto de los esfuerzos son despreciables en comparación a estos esfuerzos.

a).- Diseño De Barras de Acero de la Estructura Espacial sometidos a Tracción.

Los criterios de diseño de los miembros solicitados a tracción por fuerzas que actúan a lo largo de su eje baricentro, involucran la consideración de tres condiciones básicas para asegurar la resistencia, ductilidad y estabilidad de los mismos:

- Capacidad resistente
- Esbeltez limitada
- Deformaciones compatibles

Sin embargo para elementos circulares o varillas soldadas en los extremos solo debe cumplir la siguiente condición:

$$\phi_t \cdot P_t = \phi_t \cdot F_y \cdot A_d \geq P_u \quad \text{con: } \phi_t = 0.90 \quad (1)$$

F_y : Esfuerzo de cedencia del material, kg/cm².

A_d : área neta del roscado o área total para extremos soldados, cm²

ϕ_t : Coeficiente de reducción de la resistencia para tracción, adimensional



El material adoptado para la malla espacial es el acero de refuerzo que se usa para hormigones, cuyas características han sido descritas en el capítulo anterior, sin embargo mostramos a continuación:

$F_y =$	4,200.00	[kg/cm ²]	Acero corrugado
$F_u =$	5,200.00	[kg/cm ²]	Acero corrugado
$E_s =$	2,100,000	[kg/cm ²]	Modulo de Elasticidad del acero
$\alpha =$	1.00E-05	[1/°C]	Coefficiente de expansión térmica

Barras longitudinales (sometidas a tracción) - TRAMO 2.

Los elementos sometidos a tensión (tracción) en el tramo 2 es el 551, entre puntos 178 a 187, cuyo esfuerzo interno a tracción es:

$$P_u = 41,318.21 \text{ [kg]}$$

$$A_d \geq \frac{P_u}{\phi_t \times F_y} = \frac{41,318.21}{0.90 \times 4,200.00} \frac{\text{[kg]}}{\text{[kg/cm}^2\text{]}}$$

Entonces:

$$A_d = 10.9307 \text{ cm}^2$$

El área de una sección circular es: $A_d = \pi \frac{d^2}{4}$ entonces: $d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_d}{\pi}}$

Entonces el diámetro de la barra es:

$$d = 3.73061 \text{ cm}$$

Se asume un diámetro comercial:

$$d = 40.0 \text{ mm}$$

Comprobación:

Debe cumplir la siguiente expresión: $\phi_t \cdot F_u \cdot A_a > P_u$, A_a : área con el diámetro adoptado.

El factor de reducción para comprobación se recomienda: $\phi_t = 0.75$

$$0.75 \times 5,200.0 \times 12.6 > 41,318.21$$

$$49,008.8 > 41,318.21 \text{ Cumple con la condición....}$$

Se asume barra de acero 1Ø40 mm



Barras longitudinales (sometidos a tracción) - TRAMO 3,

De los elementos sometidos a tracción en el tramo 3, se elige el más crítico es el 1509, entre los nudos 415 a 424 cuyo esfuerzo interno a tracción es:

$$P_u = 112,465.98 \text{ [kg]}$$

$$A_d \geq \frac{P_u}{\phi_t \times F_y} = \frac{112,465.98}{0.90 \times 4,200.00} \frac{[\text{kg}]}{[\text{kg/cm}^2]}$$

Entonces:

$$A_d = 29.7529 \text{ cm}^2$$

El área de una sección circular es: $A_d = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$, donde: $d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_d}{\pi}}$

Entonces el diámetro de la barra es:

$$d = 6.15488 \text{ cm}$$

Se asume un diámetro: $d = 70.0 \text{ mm}$

Comprobación:

Debe cumplir la siguiente expresión: $\phi_t \cdot F_u \cdot A_a > P_u$

Aa: área con el diámetro adoptado

El factor de reducción para comprobación se recomienda: $\phi_t = 0.75$

$$0.75 \times 5,200.0 \times 38.5 > 112,465.98$$

$$150,089.6 > 112,465.98 \text{ Cumple con la condición....}$$

Se asume un diámetro comercial: $2 \ d = 40.0 \text{ mm}$
 $d = 25.0 \text{ mm}$

Área de ambas secciones, $A_a = 30.0 \text{ cm}^2$

Nuevamente se realiza la verificación, con el área de ambas secciones comerciales;

$$0.75 \times 5,200.0 \times 30 > 112,465.98$$

$$117,161.8 > 112,465.98 \text{ Cumple con la condición....}$$

Por tanto las barras longitudinales de la malla superior en el tramo 3, dispondrá:



2 barras de Ø40 mm

1 barras de Ø25 mm

Los primeros servirán de refuerzo longitudinal, y la barra de 25 constituirá como elemento de la malla.

Con el mismo procedimiento se ha determinado el acero que constituirá el tramo 1, longitudinal inferior, cuyo esfuerzo a tracción es 36,312.56 kg, con la cual se obtiene:

1 barra de Ø35 mm

En el cuadro resumen (Tabla 5.1) se muestran todos los resultados asimismo los valores adoptados para cada uno de ellos.

b).- Diseño De Barras de Acero de la Estructura Espacial sometidas a compresión.

Los miembros estructurales comprimidos son los que soportan fuerzas axiales que tienden a producir el acortamiento en las fibras en sentido longitudinal.

Constituyen elemento básico en la mayoría de las estructuras y su resistencia fundamentalmente depende de:

- *Esbeltez*
- *Calidad de Acero utilizado*
- *Forma de apoyo*

Las consideraciones teóricas en las cuales se basa el análisis y diseño se refieren al modelo matemático de un elemento ideal, cuyo eje es perfectamente recto, el material es isótropo y homogéneo, sin tensiones residuales y de comportamiento idealmente elasto-plástico, con cargas axiales aplicadas en el baricentro de la sección transversal, bajo esta consideraciones se dimensionan y diseñan los elementos estructurales.

Formulas:

$$\phi_c \cdot N_t \geq N_u \quad \text{con:} \quad \phi_c = 0.85 \quad (1)$$

$$N_t = A \cdot F_{cr} \quad \text{Capacidad resistente} \quad (2)$$



$$\lambda_c = \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Esbeltez reducida} \quad (3)$$

$$r = \frac{d}{4} \quad \text{Radio de giro (sección circular)} \quad (4)$$

$$A = \pi \frac{d^2}{4} \quad \text{Área de la Sección transversal} \quad (5)$$

Condiciones que se debe cumplir:

$$\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.50 \rightarrow F_{cr} = \phi_{as} (0.658^{\phi_{as} \lambda_c^2}) \cdot F_y \quad (6)$$

$$\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} > 1.50 \rightarrow F_{cr} = \phi_{as} \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \quad (7)$$

Con el factor: $\phi_{as} = 1.00$ Para secciones circulares.

Dónde:

Nt: es la resistencia teórica a compresión acial de! miembro.

Nu: es la demanda de resistencia para las cargas axiales factorizadas

A: área total de la sección transversal del miembro.

Fcr = Esfuerzo critico de compresión, Kg/cm2 (ksi)

Fy = esfuerzo de fluencia mínimo especificado, Kg/cm2, (ksi)

E = Modulo de elasticidad del acero, Kg/cm2, (ksi)

ϕ_c = coeficiente de reducción de la resistencia a la compresión, Kg/cm2

Pn = resistencia nominal a la compresión, Kg/cm2

Ag = área bruta de la sección transversal, cm2

K = Factor de longitud efectiva, cm (in)

I = longitud del miembro entre apoyos, cm (in)

r = Radio de giro, cm (in)

E = Modulo de elasticidad del acero, Kg/cm2

Materiales:

Fy= 4,200.00 [kg/cm2] Acero corrugado

Fu= 5,200.00 [kg/cm2] Acero corrugado



$E_s = 2,100,000$ [kg/cm²] Modulo de Elasticidad del acero

$a = 1.00E-05$ [1/°C] Coeficiente de expansión térmica

Barras longitudinales (SOMETIDAS A COMPRESIÓN)

El diseño a compresión solo se realizara de los elementos que no estén embebidos con hormigón, en este los elementos longitudinales inferiores del tramo 3, en un solo sector.

Descripción: barra 1197 e/puntos 338-347, (ubicado en el tramo 3, en la intersección c/losa inferior, es una barra longitudinal)

$N_u = 32,588.42$ kg

$L = 75.00$ cm

$K = 1.00$ para elementos bi-articulados

El dimensionamiento de este tipo de elementos es un proceso iterativo, para lo cual primero se considera el diámetro de la barra.

Adoptamos, $d = 4.3$ cm, equivale a: $d = 1 \frac{2}{3}$ plg.

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{3.1416 \times 18.49}{4.00} \text{ [cm}^2\text{]}$$

Entonces: $A = 14.522$ cm²

Además: $r = d / 4$ $r = 4.3 / 4$

Por tanto: $r = 1.075$ cm

Con el valor obtenido se hará las comparaciones para determinar la ecuación a utilizar:

Sustituyendo en la ecuación (3).

$$\lambda_c = \frac{1.00 \times 75.00}{1.08 \times 3.1416} \sqrt{\frac{4,200.00}{2,100,000}}$$

$$\lambda_c = 0.99315$$

Por tanto: $\lambda_{c\sqrt{\phi_{as}}} = 0.99315 \times \sqrt{1.00} = 0.993 \leq 1.50$ Usamos ec'n (6)

Sustituyendo a las ecuaciones (6) y (7), para determinar F_{cr} ;

$$F_{cr} = \phi_{as}(0.658^{\phi_{as} \cdot \lambda_c^2}) \cdot F_y \rightarrow F_{cr} = 1.00(0.658^{1.000 \cdot (0.993)^2}) 4,200.00 \quad (6)$$



$$F_{cr} = \phi_{as} \left(\frac{0.877}{\lambda c^2} \right) \cdot F_y \quad \rightarrow \quad F_{cr} = 1.00 (0.877 / 0.99315^2) 4,200.00 \quad (7)$$

Adoptamos F_{cr} de la ec'n (6) \rightarrow **$F_{cr} = 2,779.43 \text{ kg/cm}^2$**

Comprobación al pandeo Flexional:

$$\phi_c \cdot N_t \geq N_u \quad \text{donde: } N_t = A \cdot F_{cr}$$

Entonces: **$N_t = 40,362.97 \text{ cm}^2$**

Se tiene que verificar: $\phi_c \cdot N_t \geq N_u$

Por tanto: $0.85 \times 40,362.97 \geq 32,588.42$

$34,308.52 > 32,588.42$ ***Cumple con la condición....***

Comercialmente se denomina: **1 \emptyset 40.0 mm**

Usar barra de acero corrugado 1 \emptyset 40 mm

Nota.- las barras longitudinales de la malla inferior ya fueron calculadas con esfuerzos a tracción y se ha demostrado que con la misma sección cumple.

Barras diagonales (sometidas a compresión) - TRAMO 1

En toda la estructura del tablero existen elementos diagonales de la malla que están sometidos a tensión y compresión, como esfuerzos dominantes, el resto es despreciable.

Descripción: barra 1247 e/nudos 348-343, (barra diagonal del tramo 1 y 2 se ha seleccionado la barra que tiene mayor compresión).

$$\begin{aligned} N_u &= 7,605.11 \text{ kg} \\ L &= 91.00 \text{ cm} \\ K &= 1.00 \text{ para elementos bi-articulados} \end{aligned}$$

El dimensionamiento de este tipo de elementos es un proceso iterativo, para lo cual primero se considera el diámetro de la barra

Se adopta el diámetro; $d = 3.23 \text{ cm}$, equivale a una barra de acero de diámetro: $d = 1 \frac{1}{4} \text{ plg.}$



$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{3.1416 \times 10.43}{4.00} \quad [\text{cm}^2]$$

Entonces: $A = 8.194 \quad \text{cm}^2$

Además: $r = d / 4 \rightarrow r = 3.23 / 4$

Por tanto: $r = 0.8075 \quad \text{cm}$

Con el valor obtenido se hará las comparaciones para determinar la ecuación a utilizar:

Sustituyendo en la ecuación (3).

$$\lambda_c = \frac{1.00 \times 91.00}{0.81 \times 3.1416} \sqrt{\frac{4,200.00}{2,100,000}}$$

$$\lambda_c = 1.60422$$

Por tanto: $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} = 1.60422 \times \sqrt{1.00} = 1.604 > 1.50$ *Usamos ec'n (7)*

Sustituyendo a las ecuaciones (6) y (7), para determinar Fcr;

$$F_{cr} = \phi_{as} (0.658 \phi_{as} \lambda_c^2) \cdot F_y \rightarrow F_{cr} = 1.0 (0.658^{1.000 (1.604)^2}) 4,200.00 \quad (6)$$

$$F_{cr} = \phi_{as} \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \rightarrow F_{cr} = 1.0 (0.877 / 1.60422^2) 4,200.00 \quad (7)$$

Adoptamos Fcr de la ec'n (7) \rightarrow **Fcr= 1,431.27 kg/cm²**

Comprobación al pandeo Flexional:

$$\phi_c \cdot N_t \geq N_u \quad \text{donde: } N_t = A \cdot F_{cr}$$

Entonces: **Nt = 11,727.86 cm²**

Se tiene que verificar: $\phi_c \cdot N_t \geq N_u$

Por tanto: $0.85 \times 11,727.86 \geq 7,605.11$

$$9,968.68 > 7,605.11 \quad \text{Cumple con la condición....}$$

Comercialmente se denomina: **1 Ø 32.0 mm**

Usar barra de acero corrugado 1 Ø 32 mm



De la misma manera se han dimensionado y/o diseñado las barras de acero para los elementos de la malla espacial sometidos a tensión y compresión, el resumen lo mostramos en la siguiente tabla 5.1.

Tabla 5.1. RESUMEN DE RESULTADO DEL DISEÑO DE LA MALLA ESPACIAL METÁLICA

TRAMO	TIPO	UBICACION	Nº ELEMENTO	# BARRAS	Ø adop. (mm)	OBSERVACIONES
1	Longitudinal	Superior	Ninguno	1	25	Asmin (trabaja la losa)
1	Longitudinal	Inferior	371	1	35	Diseno a Traccion
1	Diagonal	Intermedia	166	1	12	Diseno a Traccion
1	Diagonal	Intermedia	168	1	25	Diseno a Compresion
1	Transversal	Sup/Inf.	517	1	12	Diseno a Compresion
2	Longitudinal	Superior	Ninguno	1	25	(se disena losa a compresion)
2	Longitudinal	Inferior	551	1	40	Diseno a Traccion
2	Diagonal	Intermedia	1248	1	16	Diseno a Traccion
2	Diagonal	Intermedia	1247	1	32	Diseno a Compresion
2	Transversal	Sup/Inf.	517	1	12	Diseno a Compresion
3	Longitudinal	Superior	1509	1	25	Diseno a Traccion
			1509	2	40	Diseno a Traccion
3	Longitudinal	Inferior	1197	1	40	Diseno a Compresion
3	Diagonal	Intermedia	1468	1	20	Diseno a Traccion
3	Diagonal	Intermedia	1495	1	32	Diseno a Compresion
3	Transversal	Sup/Inf.	517	1	12	Diseno a Compresion

En el siguiente cuadro (Tabla 5.2) hacemos un resumen de las barras de acero para cada tramo con sus respectivos diámetros uniformizados, con el criterio constructivo.

Tabla 5.2. RESUMEN DE ACERO PARA MALLA ESPACIAL UNIFORMIZADA

TRAMO	TIPO	UBICACION	LONGITUD TRAMO	# BARRAS	Ø adop. (mm)	OBSERVACIONES
1	Longitudinal	Superior	6.00	1	25	Idem (tramo 1, 2 y 3)
1	Longitudinal	Inferior	6.00	1	40	Idem (tramo 1, 2 y 3)
1	Diagonal	Intermedia	6.00	1	32	Idem (tramo 1, 2 y 3)
1	Transversal	Sup/Inf.	6.00	1	12	Idem (tramo 1, 2 y 3)
2	Longitudinal	Superior	16.50	1	25	(se disena losa a compresion)
2	Longitudinal	Inferior	16.50	1	40	Idem (tramo 1, 2 y 3)
2	Diagonal	Intermedia	16.50	1	32	Idem (tramo 1, 2 y 3)
2	Transversal	Sup/Inf.	16.50	1	12	Idem (tramo 1, 2 y 3)
3	Longitudinal	Superior	7.50	1	25	Idem (tramo 1, 2 y 3)
			7.50	2	40	Acero de refuerzo
3	Longitudinal	Inferior	7.50	1	40	Idem (tramo 1, 2 y 3)
3	Diagonal	Intermedia	7.50	1	32	Idem (tramo 1, 2 y 3)
3	Transversal	Sup/Inf.	7.50	1	12	Idem (tramo 1, 2 y 3)



5.3.2. DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO.-

a).- Parámetros y Datos Requeridos:

$$f_c' = 210.00 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$f_y = 4200.00 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$E_c = 217370.6512 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad E_c = 15000 \sqrt{f_c'}$$

$$E_s = 2099000 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$f_c = 0.4 * f_c'; \quad \rightarrow \quad f_c = 84.00 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$f_s = 0.5 * f_y; \quad \text{para: } f_y < 4200.0 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$f_s = 0.4 * f_y; \quad \text{para: } f_y > 4200.0 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$f_s = 1680.00 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\Phi = 0.90 \quad (\text{adim}) \quad \text{Factor de reducción de Capacidad}$$

(Para el diseño de elementos a flexión se considera 0.9)

$$\Phi = 0.85 \quad (\text{adim}) \quad \text{Factor de reducción de Capacidad para esfuerzo cortante,}$$

(para el diseño de elementos a cortante se considera 0.85)

b).- Desarrollo del diseño de las vigas a flexión.

Se dimensionara el elemento más crítico seleccionado ya en el capítulo anterior, sin embargo extraemos de la tabla 4.7 del cual extraemos las dos cargas más críticas, máximo positivo y negativo, además de cortantes.

Asumir:	D=	8.00	(mm)	Asumir el Diámetro de los Estribos
	b=	80.00	(cm)	Ancho de la compresión de la viga
	r=	2.50	(cm)	Recubrimiento de la viga
	h=	80.00	(cm)	En función de la luz de la viga (0.065*L)
	M=	19.051	(Ton • m)	Momento máximo POS a 1.50 m
	M=	-9.076	(Ton • m)	Momento máximo NEG a 0.50 m
	Vu=	-60.94	(Ton)	Cortante total máximo NEG a 0.50 m
	Vu=	60.94	(Ton)	Cortante total máximo pos a 2.50 m

Cálculos auxiliares para diseño por esfuerzo de trabajo:



$$n = \frac{E_s}{E_c} \Rightarrow n = 9.656$$

$$r = \frac{f_s}{f_c} \Rightarrow r = 20.000$$

$$k = \frac{n}{n + r} \Rightarrow k = 0.326$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \Rightarrow j = 0.891$$

$$R = \frac{1}{2} f_c * j * k \Rightarrow R = 12.191 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Calculo del peralte de la viga; (se utilizará una de las expresiones).

$$d = \sqrt{\frac{M}{R * b}} \quad d = \sqrt{\frac{2 * M}{f_c * k * j * b}} \quad \begin{array}{l} M; \text{ Momento en (kg*cm)} \\ b = 75.00 \text{ (cm)} \\ h = 80.0 \text{ Altura total de la viga adoptada en función de } d \end{array}$$

$d = 45.646 \text{ (cm)}$ El valor asumido de h está dentro del rango

Si: $r = 2.5 \text{ cm}$

Por lo que: $d = h - r \quad d = 77.500 \text{ (cm)}$

Nota.- Se asume una altura de la viga, puesto que está restringida por la altura de la losa especial.

Calculo de la sección de la armadura en la viga:

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} \Rightarrow A_s = 16.414 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Sección de Armadura}$$

Calculo de la armadura mínima en una viga rectangular;

$$A_{s \text{ min}} = 0.003 * b * d \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 10.35 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Como: $A_{s \text{ min}} < A_s; \Rightarrow A_s = 16.414 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Sección de Armadura}$

Asumiendo varillas de; $\Phi = 16.0 \text{ (mm)} \quad A_{s\Phi} = 2.011 \text{ (cm}^2\text{)}$

El número de varillas del diámetro seleccionado es



$$\# Fe = \frac{As}{As_{\phi}} \quad \# Fe = 8.16 \text{ (varillas p/armadura)}$$

Se asume $8 Fe \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}$

c).- Diseño de refuerzo por cortante

$$\begin{aligned} V &= -60,940.9 \text{ (kg)} \\ B &= 80.0 \text{ (cm)} \\ d &= 77.50 \text{ (cm)} \\ f_c' &= 210 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\ f_v = f_s &= 1680.00 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Cortante unitario; $v = \frac{V}{b * d} \quad v = 9.829 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Cortante admisible; $v_c = 0.29 \sqrt{f_c'} \quad v_c = 4.202 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Exceso de esfuerzo cortante;

$$v' = v - v_c \quad v' = 5.627 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Por lo que:

$$v' = 5.6268 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Valor Asumido:

$$\varnothing = 10.0 \text{ (mm)} \quad As_{\phi} = 0.785 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Tendrán forma de 2xU, $Av = 4 * As_{\phi}$; $Av = 3.142 \text{ (cm}^2\text{)}$

Separación de los estribos;

$$s = \frac{Av * f_v}{v' * b} \quad s = 11.202 \text{ (cm)} \quad s = 12.000 \text{ (cm)}$$

Se asume;

Estribos $\varnothing 10 \text{ c/12 cm}$

Es preciso aclarar que se ha seleccionado esta viga porque tenía los esfuerzos internos más críticos, sin embargo como se ha podido ver, las armaduras generadas están dadas por las cuantías mínimas, lo cual nos lleva a adoptar el refuerzo del resto de las vigas de la siguiente manera:



Tabla 5.3. RESUMEN DE ACERO DE REFUERZO PARA VIGAS DE HORMIGÓN

VIGA	REFUERZO	UBICACION	LONGITUD VIGA	# BARRAS	Ø adop. (mm)	OBSERVACIONES
Central	Longitudinal	Superior	3.00	6	16	Refuerzo superior
Central	Longitudinal	Inferior	3.00	4	20	Armadura principal
	Longitudinal	Inferior	3.00	4	16	refuerzo
Central	Piel	Lateral	3.00	4	10	Refuerzo Piel
Central	Transversal	Estribos	3.00	7	10	Estr. Ø 10 c/12
Arriostre col	Longitudinal	Superior	1.60	3	16	Armadura principal
				2	10	refuerzo
Arriostre col	Longitudinal	Inferior	1.60	2	12	Armadura principal
Arriostre col	Piel	Lateral	1.60	2	10	Refuerzo Piel
Arriostre col	Transversal	Sup/Inf.	1.60	5	8	Estr. Ø 8c/30
Viga apoyo	Longitudinal	Superior	3.00	5	16	Armadura principal
Viga apoyo	Longitudinal	Inferior	3.00	4	20	Armadura principal
Viga apoyo	Piel	Lateral	3.00	4	10	Refuerzo Piel
Viga apoyo	Transversal	Sup/Inf.	3.00	5	8	Estr. Ø 8c/30

5.2.3. DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO.-

a).- Características de los materiales:

$f_c' = 210.00 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$, Esfuerzo permisible del concreto.

$f_y = 4,200.00 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$, Esfuerzo permisible del acero ($f_s=30\%f_y$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)

$E_c = 217,370.65 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$, Modulo de elasticidad del H°

$E_s = 2,099,000.00 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$, Modulo de elasticidad del Fe°

$P_{EH^\circ} = 2,400.00 \text{ (kg/m}^3\text{)}$, Peso específico del H°

$P_{Fe^\circ} = 7,850.00 \text{ (kg/m}^3\text{)}$, Peso específico del Fe°

b).- Parámetros de diseño de columnas:

Cuantías geométricas para columnas:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g}$$



Tabla 5.4. CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS REFERIDAS A LA SECCIÓN TOTAL DEL HORMIGÓN (EN TANTO POR MIL)

ELEMENT	POSICION	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600	COMENTARIO
Pilares		8	6	5	4	Cuantía mínima de armadura longitudinal.
Losa		2	1.8	1.5	1.4	Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren estudio especial.
Vigas		5	3.3	2.8	2.3	Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer, en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
Muros:	Horizontal	2.5	2	1.6	1.4	Cuantía mínima de la armadura total, en la dirección considerada. Esta armadura total debe distribuirse entre las dos caras, de forma que ninguna de ellas tenga una cuantía
	Vertical	5	4	3.2	2.8	Los muros que deban cumplir los requisitos de estanqueidad, requieren estudio especial.

Fuente, Norma Boliviana CBH-87

Sin embargo la norma americana ACI, indica que la cuantía mínima de armado principal en columnas es de 0.01 y una cuantía máxima más restrictiva es de 0.06

b.1. Armaduras de Columnas:

- El diámetro de la barra comprimida más delgada, no será inferior a 12 mm.
- El diámetro de la barra de las armaduras transversales, debe ser al menos a 6 mm, o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales
- Se debe considerar los diámetros de los estribos (de acuerdo a experiencias)
Ø6 mm, para barras longitudinales cuyo diámetro está entre: Ø 12 a Ø 20 mm
Ø8 mm, para barras longitudinales cuyo diámetro es: Ø 20 mm
- En zonas no sísmicas la sección transversal mínima de una columna rectangular debe ser 600 cm², y su dimensión transversal mínima debe ser 20 cm.
- En zonas sísmicas, la dimensión transversal mínima de las columnas con estribos debe ser de 30 cm.

b.2. Tipo de Acero:

- En zonas sísmicas, el esfuerzo de fluencia del acero F_y no debe sobrepasar de 4200 Kg/cm², para cumplir con criterios de ductilidad en el hormigón armado.



- En columnas rectangulares el número mínimo de varillas longitudinales será de 4 (una en cada esquina), lo que permitirá el armado adecuado de los estribos con tramos paralelos a cada una de las caras.
- Con el objeto de salvaguardar la integridad de la armadura de acero, ante el efecto corrosivo del medio ambiente, en hormigones fundidos en sitio, el ACI establece que el recubrimiento mínimo del acero longitudinal y transversal en columnas debe ser de 3.75 cm.
- En columnas prefabricadas, el recubrimiento mínimo puede disminuir a 2.5 cm.

c).- Diseño de columnas según reglamento ACI-318SR-05:

- Elemento estructural seleccionado (3042 y 3044):

La columna se calculara en dos tramos principales, las mismas denominaremos tramo 1 y tramo2

Carga máxima que actúa en dirección de la gravedad (Pm), según tabla de resultados.

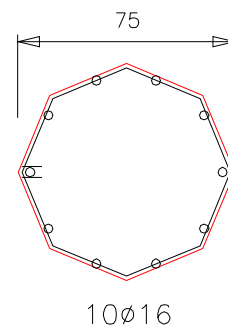
$$L = 5.70 \text{ m (longitud de la columna tramo 1)}$$
$$Pm = 82,589.73 \text{ kg Carga Axial máxima mayoradas}$$

a.- Calculo de capacidad resistente de la columna:

Se determinara la capacidad máxima a compresión de la columna de hormigón armado, sabiendo que el hormigón tiene una resistencia $f_c = 210.0 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero un esfuerzo de fluencia $F_y = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2$.

Determinación del área geométrica, del área de hormigón y del área de acero:

$$A_g = \pi 100^2 / (4) = 4,417.86 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 10 \times 2.011 = 20.11 \text{ cm}^2$$
$$A_c = A_g - A_s = 4,397.76 \text{ cm}^2$$



Verificación de cuantías mínimas y máximas de armado:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} \quad \rho = 0.0100$$



$$\begin{array}{lll} \rho_{\min} = 0.010 & \rho \geq \rho_{\min} & \text{(según Norma Adoptada)} \\ \rho_{\max} = 0.060 & \rho < \rho_{\max} & \text{(considerado para zonas sísmicas)} \end{array}$$

La cuantía se encuentra dentro de los parámetros mínimos y máximos.

Determinación de la carga de rotura máxima, $f = 0.70$ (para columnas con estribos)

La resistencia a rotura de los cilindros de hormigón, sometidos a carga lenta, llega a ser aproximadamente el 85% de la resistencia del mismo tipo de cilindros sometidos a carga estándar rápida ASTM, lo que es común para todas las resistencias de hormigones. Por su parte, cuando se realizan ensayos de carga ultra rápida, la resistencia del hormigón sobrepasa a la obtenida a los ensayos ASTM. [$f_c = 0.85 \cdot f'c$]

La norma ACI-318-05 recomienda realizar una reducción del 20% de la capacidad de las columnas no zunchadas, para obtener la carga axial última máxima efectiva, debido a la presencia de excentricidades mínimas no controlables en las solicitaciones.

$$P_u.\max = 0.80 f [0.85 f'c \cdot A_c + A_s \cdot F_y]$$

$$P_u = 0.80 f (0.85 f'c \cdot A_c + A_s \cdot F_y)$$

$$P_u = 0.80 \cdot 0.70 [0.85 \cdot 210.0 \text{ Kg/cm}^2 (4,393.73 \text{ cm}^2) + (20.11 \text{ cm}^2) (4200 \text{ Kg/cm}^2)]$$

$$P_u = 486,898.28 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{P_u = 786.90 \quad Tn}$$

Resiste tranquilamente a la carga axial máxima, ya que la carga actuante es menor a la que puede soportar la columna, sin embargo se harán otras verificaciones.

b- Cálculo de carga crítica de pandeo:

Se determinará la carga crítica de pandeo de la columna, considerando la hipótesis de comportamiento del hormigón para la definición de la carga crítica de pandeo: hormigón NO FISURADO.

A pesar de que los códigos de diseño especifican que la carga crítica de pandeo debe



calcularse con el hormigón fisurado, para efectos comparativos se calcula a continuación la carga crítica de pandeo considerando que el hormigón aún no se ha fisurada.

El módulo de elasticidad del hormigón no fisurado puede calcularse mediante la siguiente fórmula que se especifica en la norma ACI:

$$E_c = 15000\sqrt{f_c} = 15000\sqrt{210} = E_c = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$$

La inercia crítica, la longitud de la barra y el factor de forma de pandeo son:

$$I_c = \pi \cdot 75^4 / 64 \rightarrow \begin{aligned} I_c &= 1,553,155.55 \text{ [cm}^4\text{]} \\ L &= 570.00 \text{ [cm]} \\ k &= 2.00 \text{ [adim]} \end{aligned}$$

La carga crítica se determina mediante la ecuación de Euler:

Entonces:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L)^2} = \begin{aligned} P_{cr} &= 2,563,928.44 \text{ Kg} \\ P_{cr} &= \mathbf{2,563.93 \text{ Tn}} \end{aligned}$$

La sección seleccionada y la armadura propuesta cumplen con todas las verificaciones, por tanto se asume lo siguiente:

La geometría de la columna se puede reducir hasta un diámetro de 50 cm, sin embargo se asumirá:

$$\mathbf{\varnothing_{col} = 75.00 \text{ [cm]}}$$

Las armaduras longitudinales principales cumplen con la mínima;

$$\mathbf{\text{Armadura principal 10 Fe } \varnothing 16 \text{ mm}}$$

c.- Determinación de la separación de los ESTRIBOS:

Se asume el diámetro de los estribos de: $\mathbf{\varnothing \text{ esfr.} = 6.0 \text{ mm}}$



La separación entre estribos se debe tomar en cuenta la menor de las restricciones siguientes;

1.- $s = 16 \cdot \emptyset$ ref. Long, $s = 25.60$ (cm), \emptyset del refuerzo longitudinal

2.- $s = 48 \cdot \emptyset$ estribos. $s = 28.8$ (cm)

3.- si, $a < b$ entonces; $s = a$. $s = 75.0$ (cm)

a, b son los lados de la columna

$s = 25.60$ (cm)

Considerando los esfuerzos cortantes actuantes en la columna debido a la acción de las cargas excéntricas, se tomara una reducción en la separación de los estribos de 20%;

$s' = 0.80 s = 20.48$ (cm)

Se asume un espaciamiento de: $s' = 20.0$ (cm)

Estribos $\emptyset 6$ c/20 cm

En el siguiente cuadro mostramos los refuerzos longitudinales y transversales para las columnas centrales como sigue:

Tabla 5.5. RESUMEN DE DISEÑO DE LAS COLUMNAS

TRAMO	REFUERZO	DIAMETRO COL	LONG. TRAMO	# BARRAS	\emptyset adop. (mm)	OBSERVACIONES
Tramo 1	Longitudinal	75 cm	5.70	10	16	Armadura principal longitudinal
Tramo 1	Transversal	75 cm	5.70	21	6	Estr. $\emptyset 6$ c/20
Tramo 2	Longitudinal	75 cm	4.00	10	16	Armadura principal longitudinal
Tramo 2	Transversal	75 cm	4.00	35	6	Estr. $\emptyset 6$ c/20



5.2.4. DISEÑO DE ZAPATAS DE HORMIGÓN ARMADO.

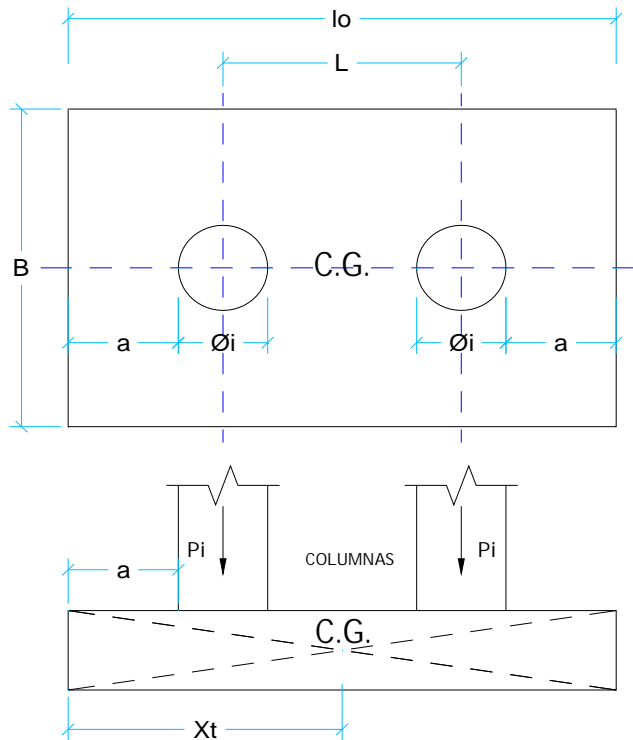


Figura 5.1 Esquemática de la Zapata

DATOS GENERALES:

$f'_c =$	210	Kg/cm ² (resistencia del concreto)	cargas exteriores		cargas interiores	
$f_y =$	4200	Kg/cm ² (lim. Fluencia del acero)	$P_{De} =$	36.3	Tn.	$P_{Di} =$ 36.3 Tn.
$q_a =$	2.0	Kg/cm ² (capacidad portante)	$P_{Le} =$	30.5	Tn,	$P_{Li} =$ 30.5 Tn,
S/C =	0	Kg/m ² (sobrecarga)	$P_{Se} =$	0.0	Tn,	$P_{Si} =$ 0.0 Tn.
$\gamma_s =$	1.8	Tn/m ³ (peso unitario del suelo)	L =	2.0	m.	
$\gamma_c =$	2.4	Tn/m ³ (peso unitario del concreto)	$\Ø i1 =$	0.75	m.	$\Ø i2 =$ 0.75 m.
H =	4.5	m. (profundidad de cimentación)	$t_{i1} =$	0.75	m.	$t_{i2} =$ 0.75 m.

DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA (SERVICIO)

$$q_e = q_a \cdot \gamma_s h_s - \gamma_c h_c - S/C \dots \dots \dots (1) \quad \text{Sin sismo}$$

$$q_e^* = 1.33q_a - \gamma_s h_s - \gamma_c h_c - S/C \quad \text{Con sismo}$$

Asumimos una altura de zapata $h = 0.7$ m. recubr.inf. = 0.050 m (con solado)

$q_e = 11.48$ Tn/m² (capacidad portante neta del suelo sin cargas de sismo)
 $q_e^* = 0.00$ (no hay cargas de sismo)



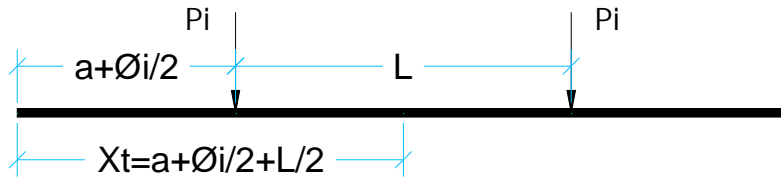
Determinamos el área de la zapata: $A_z = l_0 \times B = P_T / q_e$

Hallamos P_T :

$$P_T = 2 \cdot P_{Ti} \quad \text{entonces:} \quad A_z = 11.64 \text{ m}^2$$

$$P_{Ti} = P_{Di} + P_{Li} + P_{Si} \quad P_{Ti} = 66.8 \quad P_T = 133.6 \text{ Tn.}$$

Planteamos la resultante del sistema equivalente de las cargas aplicadas a la cimentación



Ubicación de la resultante de P_{i1} y P_{i2}

Asumiendo que: $a = 0.95 \text{ m.}$

$$X_{ri} = 2.325 \text{ m.} \quad \text{luego:} \quad l_0 = 2 X_{ri} = 4.65 \text{ m.} \quad \text{y} \quad B = 2.50 \text{ m.}$$

$$\text{Redondeando:} \quad l_0 = 4.70 \text{ m.} \quad B = 2.50 \text{ m.} \quad A_z = 11.75$$

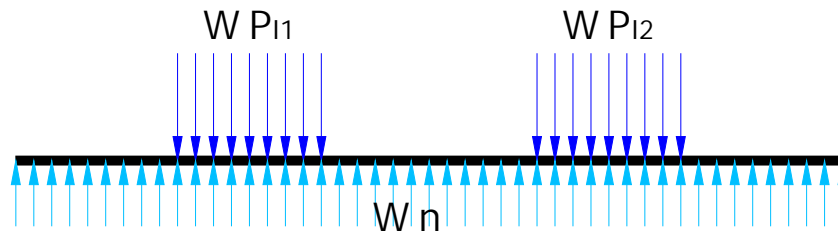
DIMENSIONAMIENTO EN ALTURA (ROTURA)

Hallamos la carga uniformemente repartida efectiva

Usando los coeficientes: $P_U = 1.5 \text{ PD} + 1.8 \text{ PD del A C I}$
 $P_U = 1.25 \text{ (PD+PL+PS) del A C I}$

$$P_{iu1} = 109.3 \text{ Tn} \quad P_{TU} = 218.6 \text{ Tn.}$$

$$P_{iu2} = 109.3 \text{ Tn}$$



Hallamos $W'n$:

$$W'n = 18.61 \text{ Tn/m}^2$$

$$Wn = 46.52 \text{ Tn/m.}$$

Entonces $W_{Pi1} = 145.8 \text{ Tn/m.}$
 $W_{Pi2} = 145.8 \text{ Tn/m.}$

CALCULO DE FUERZAS CORTANTES:

Tramo: $0 \leq X \leq 0.95$: para $X = 0.95$ (cara de col. izq.) $V = 44.2 \text{ Tn.}$
 para $X = 1.70$ (cara de col. izq.) $V = -30.2 \text{ Tn.}$

Tramo: $1.325 \leq X \leq 2.95$: para $X = 2.95$ (cara de col. der.) $V = 27.9 \text{ Tn.}$
 además $X_o = 2.35 \text{ m.} \quad V = 0.00 \text{ Tn.}$

Hallamos la cortante a la distancia d : de la cara de las columnas $d = 0.650 \text{ m.}$



Entonces $X_d = 2.300 \text{ m.}$ $V_u = -2.33 \text{ Tn.}$
 Tramo: $3.7 \leq X \leq 4.7 :$ para $X = 3.70$ $V = -46.5 \text{ Tn.}$
 para $X = 4.70$ $V = 0.00 \text{ Tn.}$

CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES:

Tramo: $0 \leq X \leq 0.95 :$ para $X = 0.48$ $M = 5.2 \text{ Tn-m}$
 para $X = 0.95$ $M = 21.0 \text{ Tn-m}$
 Tramo: $0.95 \leq X \leq 1.7 :$ para $X = 1.70$ $M = 26.2 \text{ Tn-m}$
 Tramo: $1.7 \leq X \leq 2.95 :$ para $X = 2.35$ $M_{max} = 16.4 \text{ Tn-m}$
 para $X = 2.95$ $M = 24.77 \text{ Tn-m}$
 Tramo: $3.7 \leq X \leq 4.7 :$ para $X = 3.70$ $M = 17.8 \text{ Tn-m}$
 para $X = 4.20$ $M = 5.3 \text{ Tn-m}$
 para $X = 4.70$ $M = 0.0 \text{ Tn-m}$

Con los valores obtenidos plotamos en las gráficas respectivas, obteniendo así los diagramas de fuerza cortante y momento flector

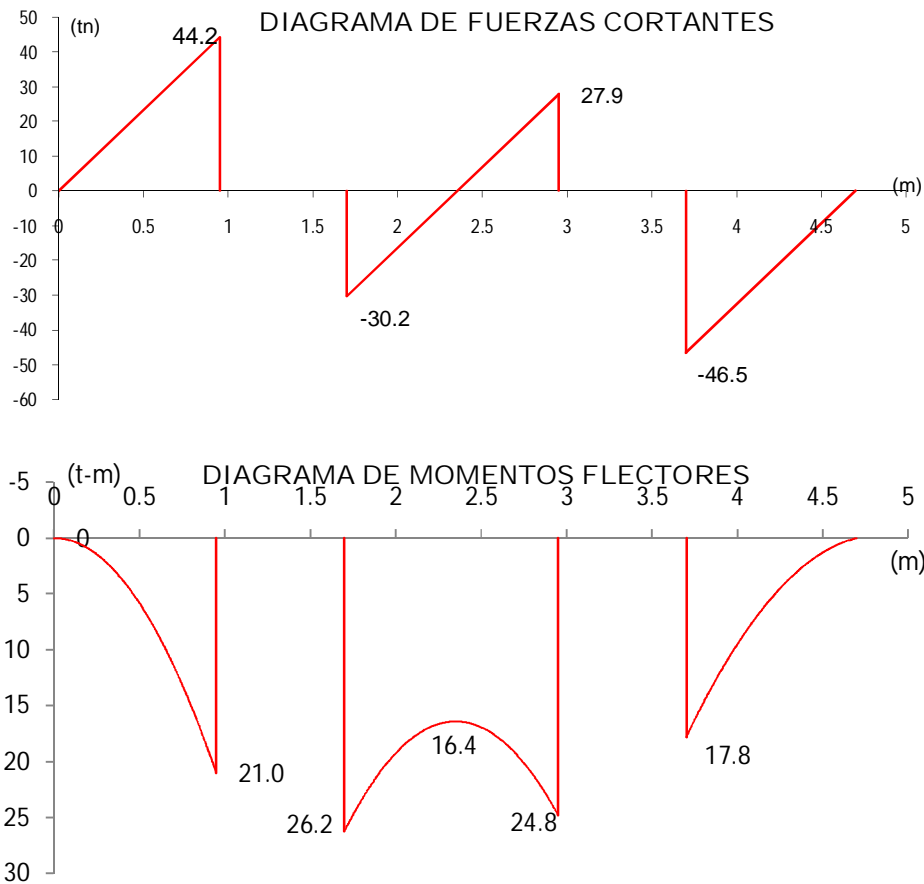


Figura 5.2 Diagrama de Esfuerzos Internos en la Zapata



VERIFICACIÓN POR CORTE:

Se ha asumido una altura de zapata $h = 0.70$ m.

Corte Tipo Viga: considerando la resistencia del concreto al corte, determinamos mediante las siguientes condiciones y ecuaciones el refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante.

$$V_c = 0.53 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d \quad (\text{resistencia del concreto al corte})$$

$$V_s \quad (v_n \cdot V_c) > 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{relación que restringe el diseño por corte})$$

$$S_{\max} \leq 60 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S_{\max} \leq d/2 \quad (\text{separación máxima entre estribos})$$

$$S : \quad \frac{A_v f_y \phi d}{V_r \phi V_c} \quad (\text{Separación entre estribos}) \quad A_{v \min} = 3.52 \frac{b_w S_{\max}}{f_y} \quad (\text{área por corte mínim.})$$

DATOS:

$f'_c =$	210	Kg/cm ²	$\phi V_c =$	106.1	Tn	$>$	$V_u =$	-2.33	Tn
$f_y =$	4200	Kg/cm ²	Entonces :	no	usaremos estribos				
$b =$	250	cm	$S_{\max} =$	32.5	cm.		$A_{v \min} =$	6.81	cm ²
$d =$	65.0	cm	En cada rama colocaremos:				$A_v =$	2.00	cm ² (16mm)
$V_u =$	-2.33	m-Tn	El cortante para S_{\max} :				$V_{S_{\max}} =$	120.4	tn.
$\phi =$	0.85	(cortante)	Separación máxima en:				$X =$	4.94	m
			Separación mínima:				$S =$	8.562	cm.

VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO:

$f'_c =$	210	Kg/cm ²
$\phi =$	0.85	para cortante

Columna Interna 1

$\phi i_1 =$	75.0	cm	$d =$	65.0	cm	$b_o =$	355	cm.	
$Pi_u =$	109.3	Tn.	$\phi V_{cc} =$	312.7	Tn	$>$	$V_{uc} =$	81.3	Tn.
			entonces	Ok					

Columna Interna 2

$\phi i_2 =$	75.0	cm	$d =$	65.0	cm	$b_o =$	560	cm.	
$Pi_u =$	109.3	Tn.	$\phi V_{cc} =$	493.2	Tn	$>$	$V_{uc} =$	72.8	Tn, entonces Ok

FLEXIÓN LONGITUDINAL: $M_{\max} = 16.4$ Tn. en valor absoluto



Teniendo en consideración el equilibrio en la sección, tenemos las siguientes ecuaciones con las que determinaremos el área de acero requerida para que nuestra sección resista los momentos últimos.

$$a = \frac{A_s f_y}{\beta_3 f_c b} \dots \dots \dots (1) \quad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \dots \dots \dots (2)$$

$$a = \frac{\omega d}{\beta_3} \quad (3) \quad \rho = \frac{\omega f_y'}{f_y} \quad (4) \quad 0.59 \omega^2 + \omega + \frac{M_u}{\phi f_c b d^2} = 0 \dots \dots \dots (\alpha)$$

DATOS: $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ $b = 250 \text{ cm}$ $d = 65.0 \text{ cm}$ $M_u = 16.4 \text{ m-Tn}$ $\phi = 0.9$ para flexión

hallamos el ρ_b , que es igual a: $\beta_3 = 0.85$ $\rho_b = 0.021$ $\rho_{m\acute{a}x} = 0.016$ sin sismo $\rho_{m\acute{i}n} = 0.00333$ $\rho_{m\acute{i}n} = 0.00276$ $M_b = 517.0 \text{ m-Tn}$ conclusión: no necesita refuerzo en compresión

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \beta_3 f_c'}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Reemplazando datos en la ecuación α (cuadrática de la forma; $aX^2 + bX + c = 0$), hallamos ω , y luego el área de Acero.

$$\left. \begin{array}{l} a=0.59 \\ b=-1.0 \\ c=0.008 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(cuantía mecánica)} \\ \omega=0.008 \quad \rho=0.000413 \\ \text{entonces, el área de acero será:} \end{array} \quad A_s = bxdxp \quad A_s = 6.706 \text{ cm}^2$$

Además, el área de acero mínimo será: $A_{s \text{ min}} = 31.5 \text{ cm}^3$

Acero Superior:	16# 5	$d_b = 1.59 \text{ cm}$ (16mm)	$A_{s \text{ REAL}} = 31.97$
Acero Inferior:	16# 5	$d_b = 1.59 \text{ cm}$ (16mm)	$A_{s \text{ REAL}} = 31.97$

Colocación del acero longitudinal: 5 de recubrimiento

Acero Superior:	espaciamiento:	16.00 \approx 16.0	cm
Acero Inferior:	espaciamiento:	16.00 \approx 16.0	cm

Longitud de desarrollo de las barras superiores:

$$l_{db} = 40.07 \text{ aplicando factores de reducción: } a=1.4 \quad b=1$$

$$l_{db} = 34.53 \quad l_{d\phi} = 56.1 \text{ cm}$$

EN EL VOLADO:

$M = 17.8 \text{ Tn.}$

DATOS: $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $\beta_3 = 0.85$

hallamos el ρ_b , que es igual a: $\rho_b = \frac{\beta_1 \beta_3 f_c'}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$



$f_y = 4200$ Kg/cm ²	$\rho_b = 0.021$	
$b = 250$ cm	$\rho_{m\acute{a}x} = 0.016$	sin sismo
$d = 65.0$ cm	$\rho_{m\acute{i}n} = 0.00333$	
$M_u = 17.8$ m-Tn	$\rho_{m\acute{i}n} = 0.00276$	
$\emptyset = 0.9$ para flexi3n	$M_b = 517.0$ m-Tn	conclusi3n: no necesita refuerzo en compresi3n

Reemplazando datos en la ecuaci3n α (cuadrática de la forma; $aX^2 + bX + c = 0$), hallamos ω , y luego el área de Acero.

$a = 0.59$	} (cuantía mecánica)	$\omega = 0.009$	$\rho = 0.000448$	entonces, el area de acero ser3:	$A_s = bxd\rho$
$b = -1.0$					$A_s = 7.28$ cm ²
$c = 0.009$					

Ademas, el area de acero m3nimo ser3: $A_{s\ min} = 31.5$ cm³

Acero Superior:	14# 6	$d_b = 1.91$ cm	(20mm)	$A_{s\ REAL} = 29.40$
Acero Inferior:	14# 6	$d_b = 1.91$ cm	(20mm)	$A_{s\ REAL} = 29.40$

Colocaci3n del acero longitudinal: 5 de recubrimiento

Acero Superior:	espaciamiento:	18.5	\approx	19.0	cm
Acero Inferior:	espaciamiento:	18.5	\approx	19.0	cm
Longitud de desarrollo de las barras superiores:					
$l_{db} = 48.13$	} aplicando factores de reducci3n: $a = 1.4$	$b = 1$			
$l_{db} = 49.83$					

VIGAS TRANSVERSALES:

Bajo Columnas: $M_u = 16.74$ Tn-m.

Refuerzo por flexi3n:

DATOS:	hallamos el ρ_b , que es igual a:	$\rho_s = \frac{\beta_1 \cdot \beta_3 \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$
$f'_c = 210$ Kg/cm ²	$\beta_3 = 0.85$	
$f_y = 4200$ Kg/cm ²	$\rho_b = 0.021$	
$b = 205$ cm	$\rho_{m\acute{a}x} = 0.016$	sin sismo
$d = 65.0$ cm	$\rho_{m\acute{i}n} = 0.00333$	
$M_u = 16.7$ m-Tn	$\rho_{m\acute{i}n} = 0.00276$	
$\emptyset = 0.9$ para flexi3n	$M_b = 424.0$ m-Tn	conclusi3n: no necesita refuerzo en compresi3n

Reemplazando datos en la ecuaci3n α (cuadrática de la forma; $aX^2 + bX + c = 0$), hallamos ω , y luego el área de Acero.

$a = 0.59$	} (cuantía mecánica)	$\omega = 0$	$\rho = 0.000514$	entonces, el area de acero ser3:	$A_s = b \times d \times \rho$
$b = -1.0$					$c = 0.010$

Entonces, el área de acero ser3: $A_s = 6.854$ cm²



Además, el área de acero mínimo será: $A_{s\ min} = 25.83\ cm^2$
 Acero Superior: 14# 5 $d_b = 1.59\ cm$ $A_{s\ REAL} = 24.48$
 Acero Inferior: 14# 5 $d_b = 1.59\ cm$ $A_{s\ REAL} = 24.48$

Colocación del acero longitudinal: 5 de recubrimiento

Acero Superior: espaciamiento: 15 \approx 15.0 cm
 Acero Inferior: espaciamiento: 15 \approx 15.0 cm
 Longitud de desarrollo de las barras superiores:
 $l_{db} = 40.07$ } aplicando factores de reducción: $a = 1.4$ $b = 1$
 $l_{db} = 34.53$ } $l_{d\ \emptyset} = 56.1\ cm$

Refuerzo por Corte:

DATOS:

$f'_c = 210\ Kg/cm^2$
 $f_y = 4200\ Kg/cm^2$ $\emptyset V_c = 86.99\ Tn > V_u = 38.26\ Tn$
 $b = 205\ cm$ Entonces: no usaremos estribos
 $d = 65.0\ cm$ $S_{max} = 32.5\ cm.$
 $V_u = 38.26\ tn$ $A_{v\ min} = 2.792\ cm^2$ en cada rama $A_v = 0.71\ (\#3)$
 $\emptyset = 0.85$ para cortante $S = 6.76\ cm.$ separación entre estribos

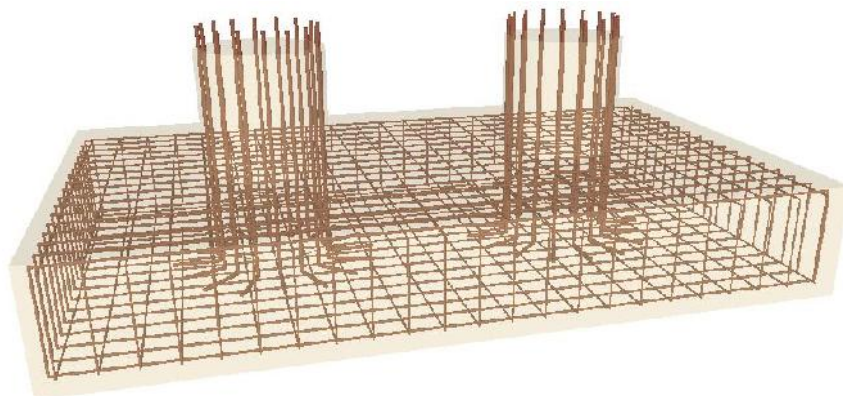
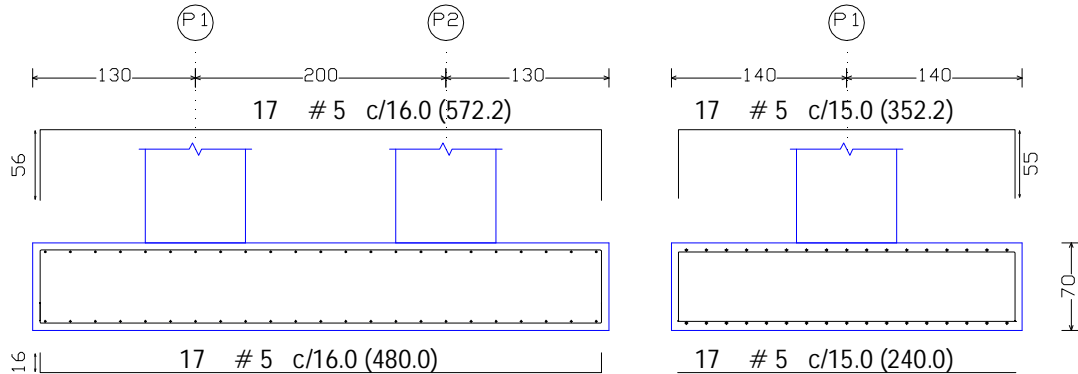


Figura 5.3. Vista tridimensional de la zapata



5.3.5. DISEÑO DE ESTRIBOS DE HORMIGÓN ARMADO.-

Dimensionamiento preliminar

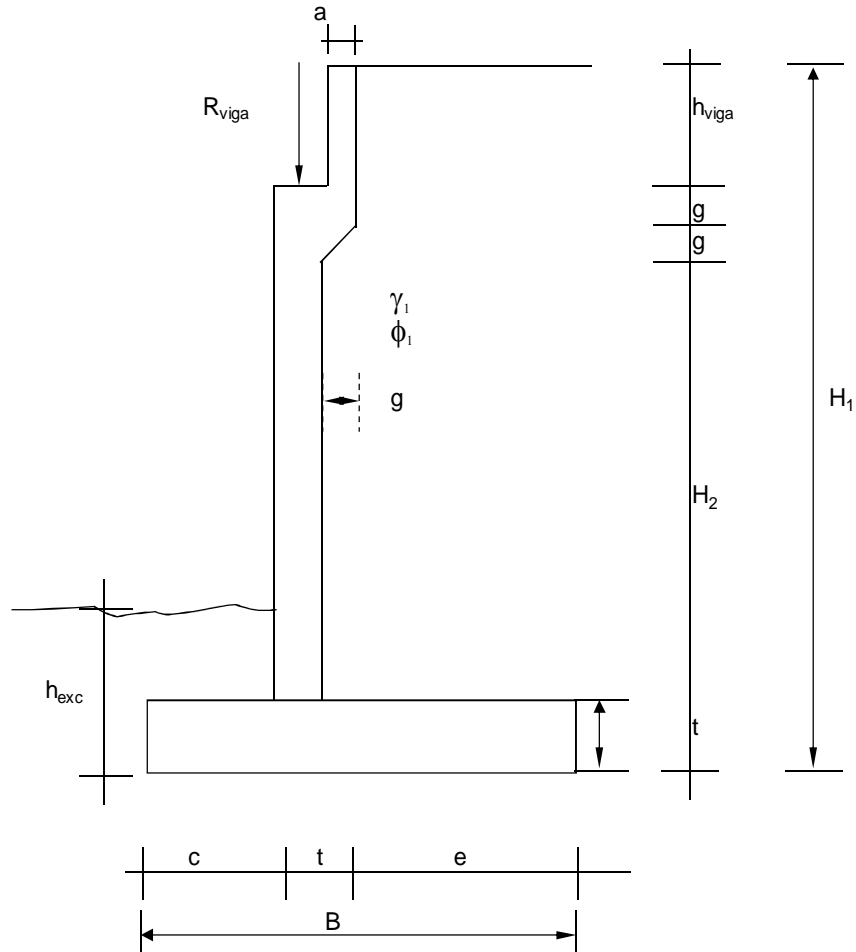


Figura 5.4. Dimensiones preliminares del estribo.

Notación:

$$a = 0.20$$

$$B : 0.45 H - 0.70 H$$

$$c = B/3$$

$$t : H/12 - H/10$$

$$e : B - c - t$$

$$g : H/12 - H/10$$

Diagramas de presiones

Inclinación del talud: 1 : 4

Sobrecarga:

Carga distribuida para PEATONES = 0.40 to/m²

Sobrecarga equivalente:

$$\gamma \cdot H_s = 0.40 \text{ to/m}^2 = 1.80 \text{ to/m}^3 \quad H_s$$



Altura equivalente:

$$H_s = \frac{0.40 \text{ to/m}^2}{1.80 \text{ to/m}^3} = 0.22 \text{ mt}$$

DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD AL VUELCO

Cálculo del Momento al Vuelco M_v

$$M_v = \frac{1}{3} P_{ah} \cdot H_1 \quad P_{ah} = \frac{1}{2} g_t \cdot (H + H_s)^2 \cdot K_a$$

$$K_a = \text{tg}^2 (45 - f / 2) = \text{tg}^2 (45 - 15^\circ) \rightarrow K_a = 0.3333$$

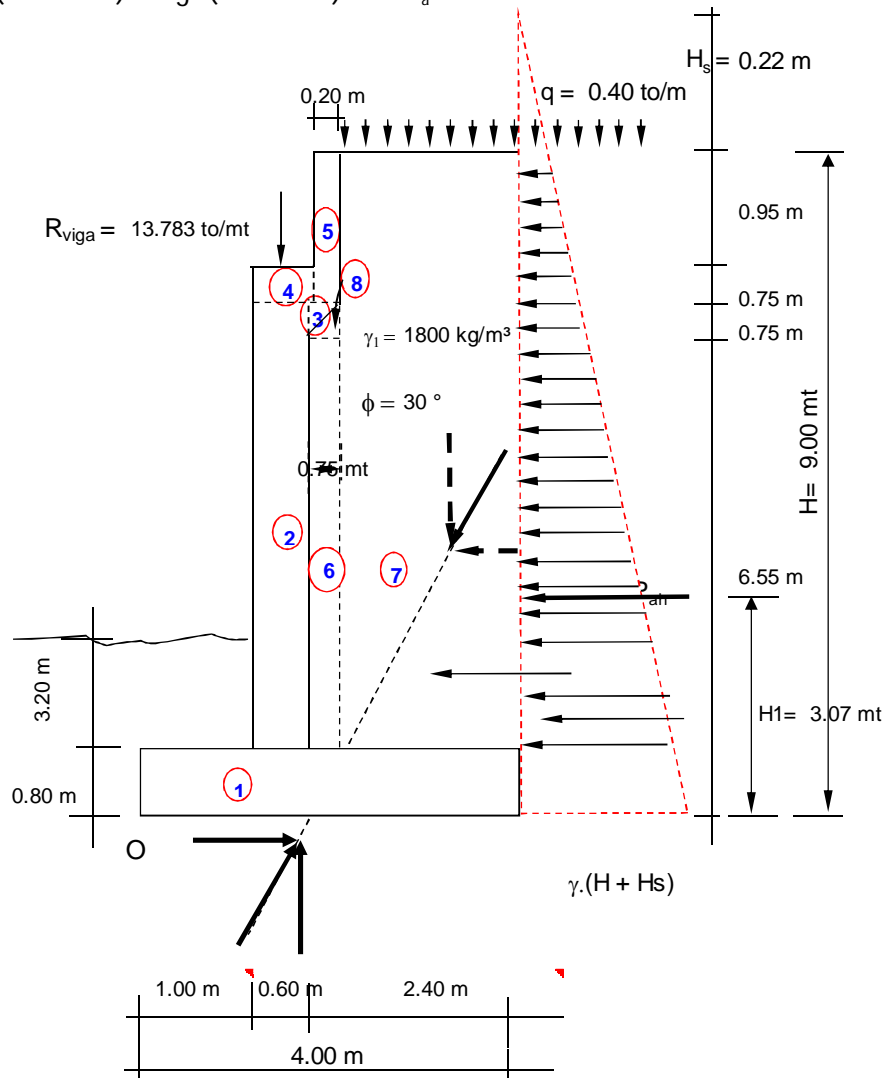


Figura 5.5. Esquematación de cargas que actúan en el estribo.



$$P_{ah} = \frac{1.80 \text{ to/m}^3 (9.00 \text{ mt} + 0.22)}{2} (0.3333)$$

$$P_{ah} = 25.50 \text{ to/m}$$

$$M_v = \frac{25.50 \text{ to/m} \times 3.07 \text{ m}}{3} = 26.12 \text{ to.m/m}$$

Cálculo del Momento Restaurador M_r

Porción	Sección transversal			Peso (to/m)	Brazo	M_r (to.m)
	base	altura	γ			
1	4.00 m	0.80 m	2.40 to/m ³	7.68	2.00 m	15.36
2	0.60 m	6.50 m	2.40 to/m ³	9.36	1.30 m	12.17
3	0.75 m	0.75 m	2.40 to/m ³	0.68	1.80 m	1.22
4	1.15 m	0.75 m	2.40 to/m ³	2.07	1.58 m	3.26
5	0.20 m	0.95 m	2.40 to/m ³	0.46	1.70 m	0.78
6	0.75 m	5.75 m	1.80 to/m ³	7.76	1.98 m	15.33
7	1.65 m	8.20 m	1.80 to/m ³	24.35	2.80 m	68.18
8	0.75 m	0.75 m	1.80 to/m ³	0.51	2.10 m	1.07
$R_{viga} =$				13.78	1.58 m	21.71
				$SF_v = 66.65$	$M_r = 139.08$	

Factor de seguridad al vuelco.

El factor de seguridad al vuelco se obtiene al dividir el momento restaurador entre el momento al vuelco.

$$F.S._{vuelco} = \frac{M_r}{M_v} = \frac{139.08 \text{ to.m/m}}{26.12 \text{ to.m/m}}$$

$$F.S. = 5.32$$

Los valores para la verificación de la resistencia al volteo o vuelco de muros de contención en voladizo oscilan entre 1.5 y 3.0 como valor mínimo. Sin embargo, en estribos esta consideración debe ampliarse, ya sea por la misma naturaleza del estribo (estructura empotrada-articulada) como por su función preponderante dentro de la estructura de un puente. Braja Daas sostiene que el valor mínimo está entre 2 y 3. Por lo tanto, este valor se considera correcto.



Las dimensiones asumidas verifican la estabilidad del muro al vuelco.

Factor de seguridad al deslizamiento

El factor de seguridad al deslizamiento se obtiene al dividir las fuerzas verticales actuantes entre las fuerzas horizontales afectadas por la tangente del ángulo de fricción interna del material de fundación.

$$m = \operatorname{tg} \cdot \phi; \quad \phi = 30^\circ \\ m = 0.577$$

$$F_v = 66.653 \text{ to} \quad P_{ah} = 25.500 \text{ to}$$

$$F.S._{\text{deslizamiento}} = \frac{m * F_v}{P_{ah}} = \frac{0.58 \times 66.653 \text{ to}}{25.500 \text{ to}}$$

$$F.S. = 1.51$$

Los valores para la verificación de la resistencia al deslizamiento de muros de contención en voladizo se encuentran entre 1.5 y 3.0 como valores mínimo y máximo, respectivamente.

Las dimensiones asumidas verifican la seguridad del estribo al deslizamiento.

Magnitud y localización del resultante Pa

La magnitud del resultante Pa puede estimarse mediante el principio de Pitágoras:

$$P_a = (P_{ah}^2 + P_{av}^2)^{1/2}$$

$$P_a = (25.500 \text{ to}^2 + 66.653 \text{ to}^2)^{1/2}$$

$$P_a = 71.36 \text{ to/m}$$

$$\operatorname{tag} \alpha = \frac{P_{av}}{P_{ah}} = \frac{66.653 \text{ to}}{25.500 \text{ to}} = 2.614$$

$$\alpha = \operatorname{tag}^{-1}(2.614); \quad \alpha = 69.06^\circ$$



Este ángulo es medido desde el punto **O**.

La excentricidad e de la resultante sobre la base del estribo puede calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$e = \frac{1}{2} B - d$$

$$d = \frac{M_r - M_v}{SF_v} = \frac{112.96 \text{ to.m/m}}{66.65 \text{ to/m}} = 1.69 \text{ m}$$

$$e = \frac{4.00 \text{ m}}{2} - 1.69 \text{ m} = 0.31 \text{ m}$$

Debe cumplirse que:

$$e \leq B / 6 \quad 0.31 \text{ m} \leq \frac{4.00 \text{ m}}{6} = 0.67 \text{ m}$$

La resultante se encuentra situada en el tercio medio de la zapata, por lo cual no se produce tracción en el talón.

Cálculo de las presiones sobre el terreno.

$$\sigma = (P / A)(1 \pm 6 \cdot e / B)$$

$$\sigma_{adm} = 25.0 \text{ to/m}^2 \text{ Se asume de acuerdo al estudio geológico (no mayor a 30)}$$

$$\sigma_1 = \frac{66.65 \text{ to/m}}{4.00 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.31 \text{ m}}{4.00 \text{ m}} \right)$$

$$\sigma_1 = 24.41 \text{ to/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{66.65 \text{ to/m}}{4.00 \text{ m}^2} \left(1 - \frac{6 \times 0.31 \text{ m}}{4.00 \text{ m}} \right)$$

$$\sigma_2 = 8.91 \text{ to/m}^2$$

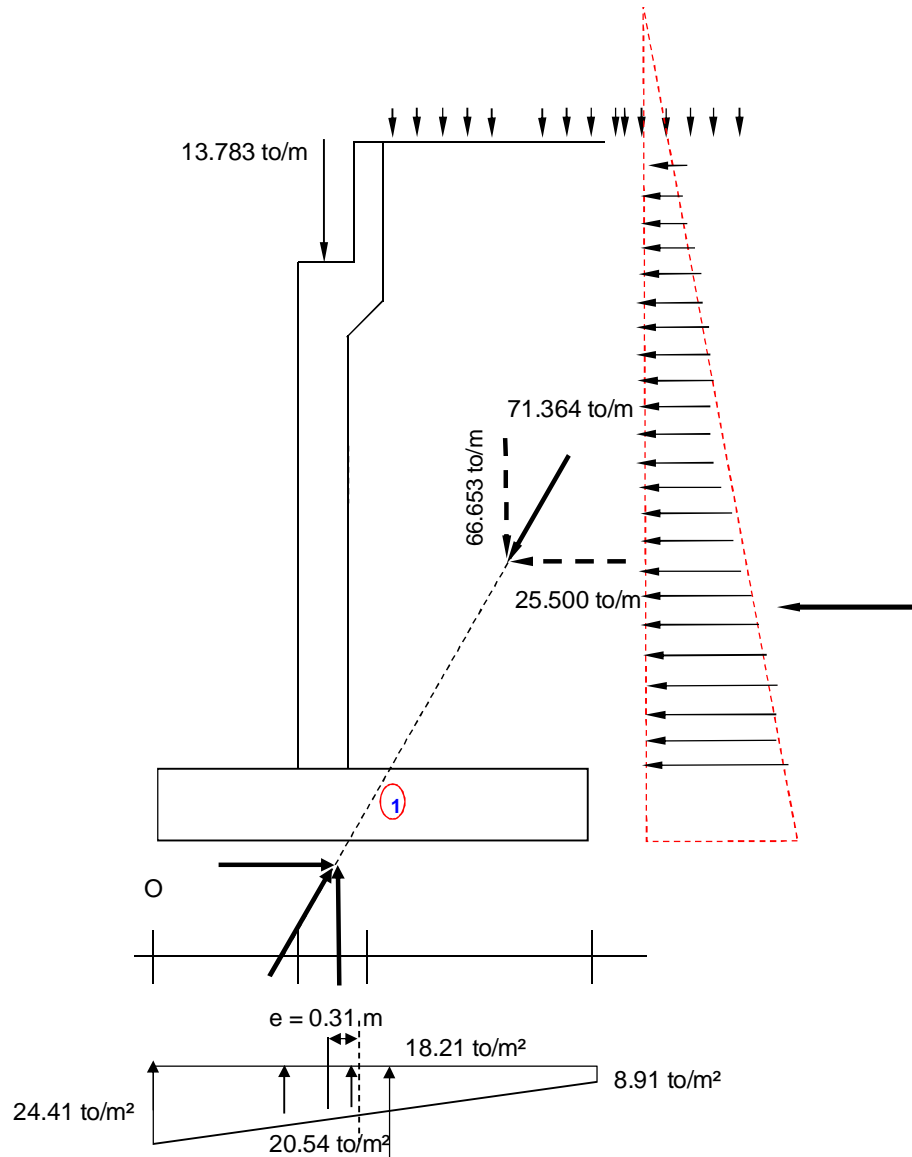


Figura 5.6. Diagrama de cargas del terreno sobre estribo.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL MURO DEL ESTRIBO

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{recubrimiento: } 0.050 \text{ m}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Chequeo del esfuerzo cortante:

Esfuerzos permisibles del concreto:



En una dirección (tipo viga): $S_1 = 0.53 \phi \sqrt{f_c} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$
En dos direcciones (tipo Losa): $S_2 = 1.06 \phi \sqrt{f_c} = 13.06 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{act} = \frac{P_{ah}}{t * b} = \frac{25.50 \text{ to}}{0.60 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}} = 42.50 \text{ to/m}^2$$

El esfuerzo actuante debe ser menor o igual que el esfuerzo admisible del concreto a cortante en cualquier sección.

$$\sigma_{act} = 4.25 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Este valor es aceptable.}$$

Cálculo del acero por flexión:

$$M_{max} = \frac{1}{3} P_{ah} * (H - t)$$

$$M_{max} = \frac{25.50 \text{ to/m}^2 \times (9.00 \text{ m} - 0.80 \text{ m})}{3} = 69.700 \text{ to.m/m}$$

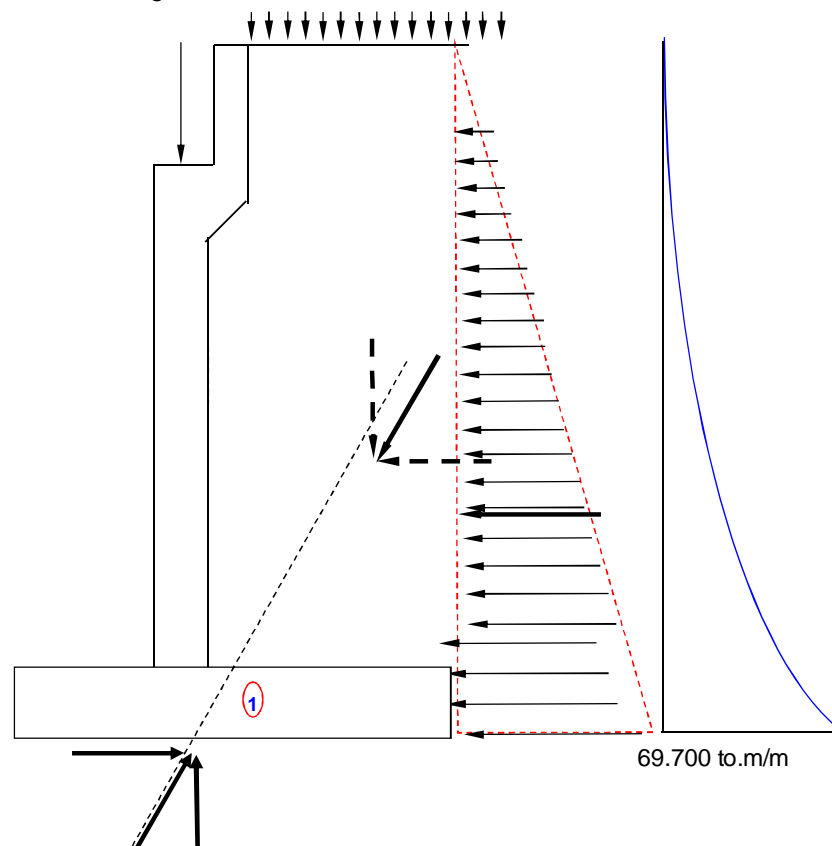


Figura 5.7. Diagrama de Momentos en el Estribo.



$$A_s = r * b * d \quad \rho = \omega * f_c / f_y$$

$$\omega = 0.848 - \sqrt{(0.719 - M_{\max} / (0.53 * b * d^2 * f_c))}$$

$$\omega = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{6970000.00 \text{ kg.cm}}{0.53 \times 100 \text{ cm} \times (55.00 \text{ cm})^2 \times 210 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\omega = 0.1325; \quad \rho = 0.0066 > \rho_{\min} = 0.00200 \text{ para muros (horizontal)}$$

$$\rho_{\max} = 0.02814 \quad \text{La sección es simplemente armada.}$$

$$A_s = r * b * d = 0.00660 \times 100 \text{ cm} \times 55.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 36.30 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Si usamos: $\phi 1''$ la separación será:

$$S = \frac{5.07 \text{ cm}^2}{36.30 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.140 \text{ m} \quad S_{\max} = 0.60 \text{ m}$$

Usar : $\phi 1$ @ 0.15 m

Armadura longitudinal de la cara interior y exterior (se calcula con A_s mínima)

$$A_s = \rho_{\min} * b * d = 0.00200 \times 100 \text{ cm} \times 55.00 \text{ cm}$$

$$A_{s\min} = 11.00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Si usamos: $\phi 3/4''$ la separación será:

$$S = \frac{2.85 \text{ cm}^2}{11.00 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.259 \text{ m} \quad S_{\max} = 0.60 \text{ m}$$

usar : $\phi 3/4$ @ 0.25 m

CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA BASE

Diseño del ala exterior: pie

$$P_v = 66.65 \text{ to/mt}$$



Peso del suelo sobre la losa exterior:

$$W_{\text{suelo}} = \gamma * h_{\text{suelo}} = 1800 \text{ kg/m}^3 \times 3.20 \text{ m}$$

$$W_{\text{suelo}} = 5760 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio de la base de concreto:

$$W_{\text{concreto}} = \gamma_c * t = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.80 \text{ m}$$

$$W_{\text{concreto}} = 1920 \text{ kg/m}^2$$

Esfuerzo actuante del terreno:

$$\sigma_{\text{act}} = \frac{1}{2}(\sigma_{\text{max}} + \sigma') * c$$

$$\sigma_{\text{act}} = \left(\frac{24.41 \text{ to/m}^2 + 20.54 \text{ to/m}^2}{2} \right) \times 1.00 \text{ m}$$

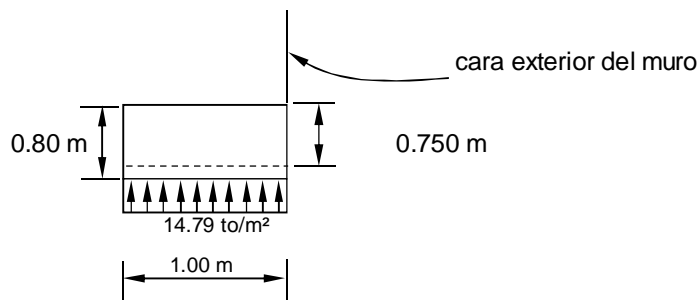
$$\sigma_{\text{act}} = 22.47 \text{ to/m}^2$$

Presión neta sobre la losa exterior:

$$\sigma_{\text{neto}} = \sigma_{\text{act}} - W_{\text{suelo}} - W_{\text{concreto}}$$

$$\sigma_{\text{neto}} = 22472.50 \text{ kg/m}^2 - 5760 \text{ kg/m}^2 - 1920 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{\text{neto}} = 14792.50 \text{ kg/m}^2 = 14.79 \text{ to/m}^2$$



Cálculo del acero transversal:

$$M_{\text{pie}} = \frac{1}{2} (14.79 \text{ to/m}^2) (1.00 \text{ m})^2 = 7.395 \text{ to.m/m}$$

$$\omega = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{739500 \text{ kg.cm}}{0.53 \times 100 \text{ cm} \times (75.00 \text{ cm})^2 \times 210 \text{ kg/cm}^2}}$$



$$\omega = 0.0071; \quad \rho = 0.0004 < \rho_{\min} = 0.00333$$

$$\rho_{\max} = 0.02814 \quad \text{La sección es simplemente armada.}$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00333 * 100 \text{ cm} * 75.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 25.00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Si usamos: ϕ 1" la separación será:

$$S = \frac{5.07 \text{ cm}^2}{25.00 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.203 \text{ m} \quad S_{\max} = 0.60 \text{ m}$$

Usar : ϕ 1 @ 0.20 m

Diseño del ala interior: talón

$$P_v = 66.65 \text{ to/mt}$$

Peso del suelo sobre la losa interior:

$$W_{\text{suelo}} = \gamma * h_{\text{suelo}} = 1800 \text{ kg/m}^3 * 8.20 \text{ m}$$

$$W_{\text{suelo}} = 14760 \text{ kg/m}^2$$

Peso de la base de concreto:

$$W_{\text{concreto}} = \gamma_c * t = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.80 \text{ m}$$

$$W_{\text{concreto}} = 1920 \text{ kg/m}^2$$

Esfuerzo actuante del terreno: σ_{act}

$$\sigma_{\text{act}} = \frac{1}{2}(\sigma_{\max} + \sigma') * e$$

$$\sigma_{\text{act}} = \left(\frac{8.91 \text{ to/m}^2 + 18.21 \text{ to/m}^2}{2} \right) * 2.40 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{act}} = 32.54 \text{ to/m}^2$$

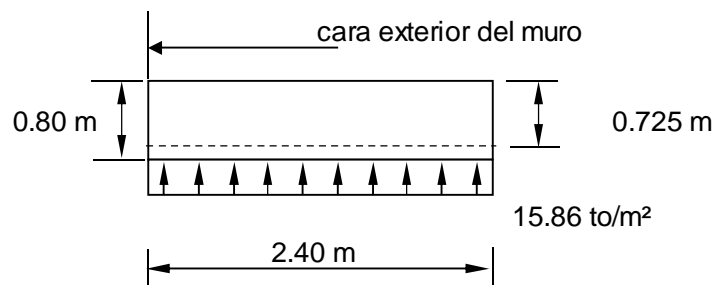
Presión neta sobre la losa interior:



$$\sigma_{neta} = \sigma_{act} - W_{suelo} - W_{concreto}$$

$$\sigma_{neta} = 32544.00 \text{ kg/m}^2 - 14760 \text{ kg/m}^2 - 1920 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{neta} = 15864.00 \text{ kg/m}^2 = 15.86 \text{ to/m}^2$$



Cálculo del acero transversal:

$$M_{pie} = \frac{1}{2} (15.86 \text{ to/m}^2) (2.40 \text{ m})^2 = 45.677 \text{ to.m/m}$$

$$\omega = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{4567700 \text{ kg.cm}}{0.53 \times 100 \text{ cm} \times (72.50 \text{ cm})^2 \times 210 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\omega = 0.0474; \quad \rho = 0.0024 < \rho_{min} = 0.00333$$

$$\rho_{max} = 0.02814 \text{ La sección es simplemente armada.}$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00333 \times 100 \text{ cm} \times 72.50 \text{ cm}$$

$$A_s = 24.17 \text{ cm}^2$$

Si usamos: ϕ 1" la separación será:

$$S = \frac{5.07 \text{ cm}^2}{24.17 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.210 \text{ m} \quad S_{max} = 0.60 \text{ m}$$

usar : ϕ 1 @ 0.20 m

Cálculo del acero longitudinal:

Se colocará acero mínimo en la dirección horizontal:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d = 0.00333 \times 100 \text{ cm} \times 72.50 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = 24.17 \text{ cm}^2 / \text{m}$$



Usando: $\phi \frac{3}{4}$ ", la separación será:

$$S = \frac{2.85 \text{ cm}^2}{24.17 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.118 \text{ m}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.60 \text{ m}$$

Usar : $\phi \frac{3}{4}$ @ 0.12 m

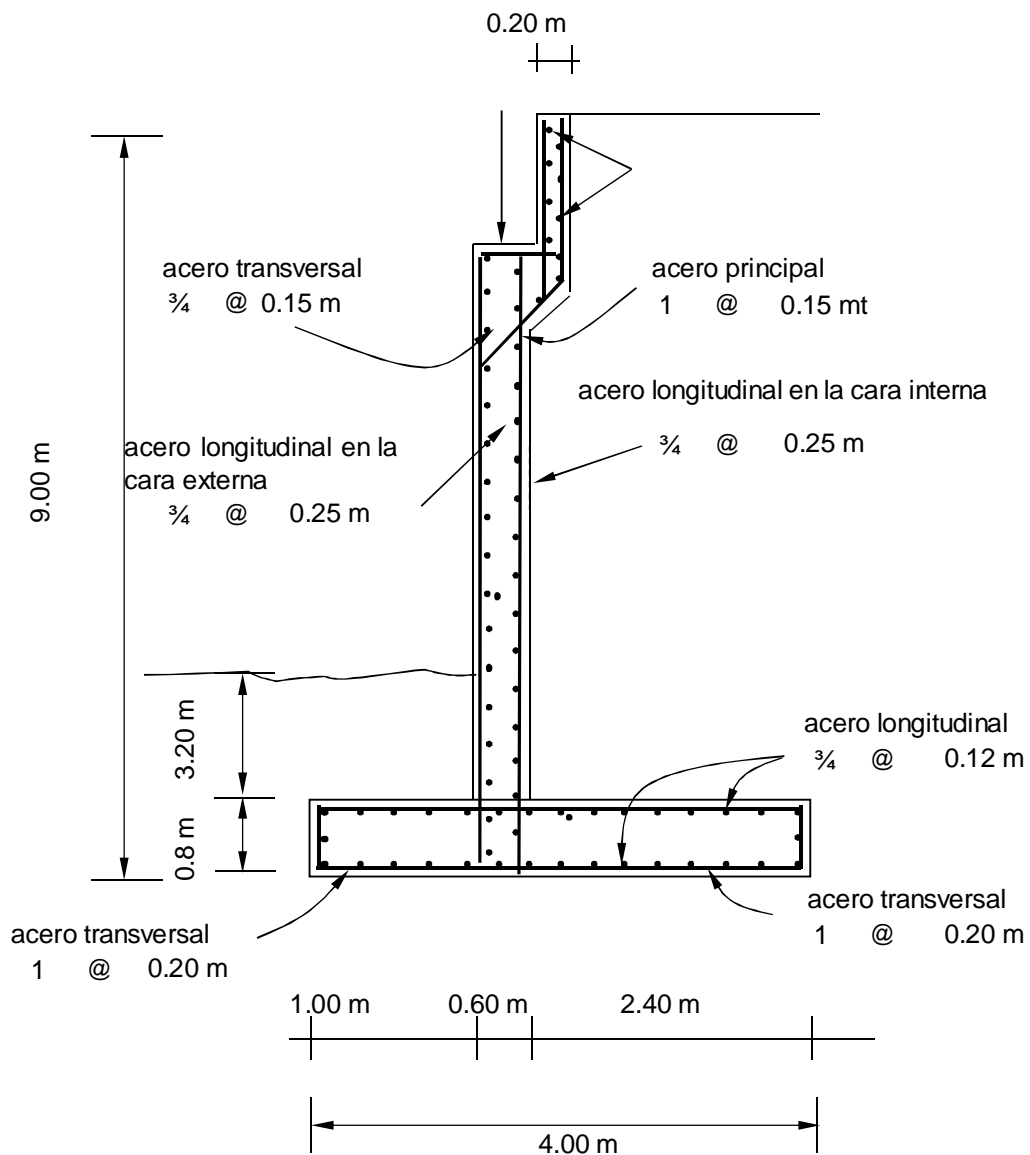


Figura 5.8. Detalle de armaduras del estribo.



5.2.6. DISEÑO DE APARATOS DE APOYO DE NEOPRENO.

- Dimensionamiento.

Se plantea un diseño para apoyos construidos en Neopreno con las siguientes características:

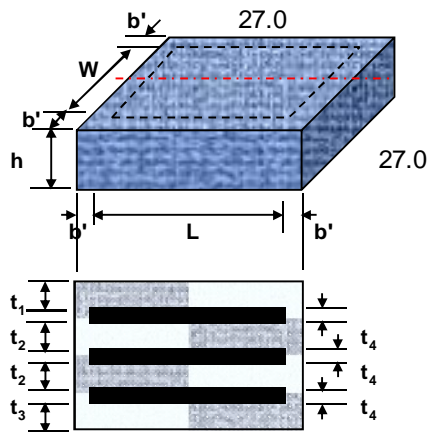


Figura 5.9. Esquema y acotaciones del apoyo de neopreno.

- Recubrimiento de las láminas de refuerzo $b' = 1.0 \text{ cm}$
- Ancho neto del neopreno $w = 25.0 \text{ cm}$
- Altura total del neopreno $h = 2.06 \text{ cm} \text{ (13/16")}$
- Altura del neopreno descontando el refuerzo $T = 1.91 \text{ cm}$
- Longitud del neopreno $L = 25.0 \text{ cm}$
- Tipo Reforzado/ Simple TIPO: Simple 1
- Número de capas de neopreno $n = 2$
- Dureza $DZ = 50$
- Espesor de la capa superior $t_1 = 0.95 \text{ cm} \text{ (3/8 ")}$
- Espesor de la capa intermedia $t_2 = 1.59 \text{ cm} \text{ (5/8 ")}$
- Espesor de la capa inferior $t_3 = 0.95 \text{ cm} \text{ (3/8 ")}$
- Espesor del refuerzo (A 570M Gr.36) $t_4 = 0.16 \text{ cm} \text{ (1/16 ")}$

- Análisis por compresión.

$$s_{cTL} = R_{TL}/A \leq 56 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad s_{cTL} = R_{TL}/A \leq \frac{G \cdot S}{k} \text{ kg/cm}^2$$

s_{cTL} : Esfuerzo admisible promedio a compresión para apoyos simples



R_{TL} : Fuerza total a compresión sobre el apoyo

A : Área bruta plana del apoyo

G : Módulo de corte del elastómero (kg/cm²) a 22,8°C (Depende de la dureza)

k : Factor modificador

$k = 1.0$ para capas internas de apoyos reforzados

$k = 1.4$ Para capas de cubierta

$k = 1.8$ Para apoyos simples

S : Factor de forma de una capa de apoyo: Área cargada/área efectiva de abultamiento

Dónde:

$G = 7.1$ kg/cm² (para neopreno de dureza 50)

$S = \frac{L \cdot w}{2 \cdot t_i \cdot (L + w)} = 6.56$ (Capas exteriores) $k = 1.8$ $S/k = 3.65$ Predomina

$S = \frac{L \cdot w}{2 \cdot t_i \cdot (L + w)} = 0.00$ (Capas interiores) $k = 1.0$ $S/k = 0.00$

Se deben tener en cuenta las siguientes cargas para el análisis del apoyo a compresión:

$D = 5.58$ T Carga muerta generada por la superestructura igual a la reacción de las vigas

$L+I = 2.43$ T Carga viva más impacto medio producida por el COOPER E-50

$W_{sc} = 0.13$ T Carga de viento sobre la estructura.

$W_L = -0.13$ T Carga de viento sobre la carga viva

$L_p = 4.98$ T Carga peatonal.

$W_{ff} = 0.00$ T Carga debido al frenado.

COMBO I: $D+L+I+L_p$ $R_{TL} = 12.99$ T $\sigma_c = R_{TL}/A_n = 12994 / 625 = 20.79$ Kg/cm²

COMBO II: $(D+L+I+W_{ff}+W) \cdot 0.8$ $R_{TL} = 6.41$ Tn

$\sigma_{cmax} = 56$ Kg/cm² $>$ σ_c Ok!!

$\sigma_{cmax} = G \cdot S/k = 7.1 \cdot 3.65 = 26.0$ Kg/cm² $>$ σ_c Ok!!



- Deformación instantánea por compresión

La deformación instantánea por compresión se calcula como:

$$d_c = \sum e_{ci} \cdot t_i \begin{cases} d_c \leq 0,07 \cdot T \\ d_c \leq 0,3 \text{ cm} \end{cases}$$

d_c : Deformación instantánea por compresión (cm)

e_{ci} : Deformación unitaria a compresión de una capa individual (Ver Figura 19-1-1A ó B ó 19-1-2)

T : Altura del elastómero (cm)

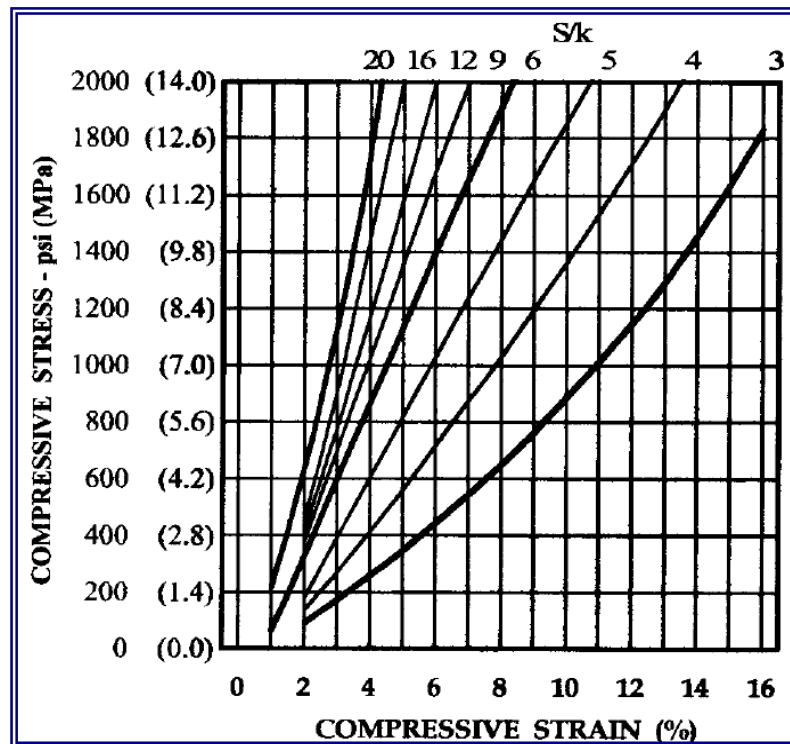


Figura 5.10. Esfuerzo a compresión / Deformación del apoyo de neopreno reforzado con Acero DZ 60 (AREMA)

$s_c = 20.79 \text{ kg/cm}^2$ (2.04 MPa)			
$S/k_e = 3.65$	\Rightarrow	$e_{ce} = 3.90\%$	Para capas exteriores
$S/k_i = 0.00$	\Rightarrow	$e_{ci} = 0.00\%$	Para capas interiores
$d_c = 0.74 \text{ mm}$	$< 1.33 \text{ mm}$	Ok!!	
	$< 3.00 \text{ mm}$	Ok!!	



- Deformación permanente por compresión

Se tiene en cuenta al aumentar la deformación instantánea en un porcentaje que depende del tipo material y de la dureza

$$\Delta d_c = 25.0\% \quad ; \quad d_{cp} = 0.93 \text{ mm} < 1.33 \quad \text{Ok!!}$$

- Rotación.

La rotación relativa entre las superficies superior e inferior del apoyo se debe limitar de acuerdo con la deformación instantánea a:

$$\frac{L \cdot \theta_L + W \cdot \theta_W}{2} \leq d_c$$

Dónde:

θ_L : Es el ángulo de giro máximo medido por una línea perpendicular al eje del puente $M_{CL} \cdot Lc/3 \cdot E \cdot I$

θ_W : Es el ángulo de giro máximo medido por una línea paralela al eje del puente (Despreciable)

$\theta_{LD} = 4.66E-06$ rad Giro por la carga muerta D.

$\theta_{LL+I} = 4.49E-06$ rad Giro por la carga viva más impacto L+I

$\theta_{LWcc} = 2.01E-05$ rad Giro por la carga de viento sobre la carga viva WL

$\theta_{WLf} = 0.00E+00$ rad Giro por la carga de frenado Lf

$$\frac{L \cdot \theta_L + W \cdot \theta_W}{2} = \frac{0.006}{2} = 0.003 \text{ mm} < d_c = 0.74 \text{ mm} \quad \text{Ok!!}$$

- Deformación por cortante (apoyo móvil)

La deformación por cortante incluye además de los movimientos causados por la superestructura, los efectos producidos por el cambio de temperatura y por retracción del fraguado.

- Deformaciones debidas a los cambios de temperatura.

La deformación debido a los cambios de temperatura se calcula con la siguiente expresión:

$$d_{st} = \alpha_t \cdot \Delta T \cdot S$$

$\alpha_t = 1.00E-05 / ^\circ\text{C}$: Coeficiente térmico para concreto de densidad normal

$\Delta T = 27.5$ °C : Cambio en la temperatura del lugar .

$S = 30.00$: Longitud de contracción o expansión potencial (Longitud del tablero)

$d_t = 8.25$ mm



- Deformaciones debidas a la retracción por fraguado.

La deformación debido a la retracción por fraguado se calcula con la siguiente expresión:

$$d_{st} = \alpha_s \cdot S$$

$\alpha_s = 2.00E-04$: Coeficiente de retracción y fraguado para concreto de densidad normal

$S = 30.00$: Longitud de contracción o expansión potencial (Longitud del tablero)

$$d_s = 6.00 \text{ mm}$$

- Deformaciones debidas a las cargas en la superestructura.

Empleando pernos de anclaje en el apoyo fijo, se asume que éstos tomarán toda la carga horizontal debida a las fuerzas longitudinales. Sin embargo, se calculan las deformaciones por corte generadas en el apoyo móvil por las cargas transversales (viento)

La deformación por cortante se puede aproximar a:
$$d_{sw} = \frac{T \cdot F_s}{G \cdot A}$$

G : Módulo de corte

F_s : Carga total horizontal que es transmitida al neopreno

A : Area del neopreno.

T : Altura del Neopreno

$W_{sc} = 0.26 T$ Reacción transversal por carga de viento sobre la estructura

$W_L = 0.01 T$ Reacción transversal por carga de viento sobre la carga viva

$$d_{sL} = \frac{T \cdot F_s}{G \cdot A} = \frac{19.1 \cdot 272}{7.14 \cdot 625} = 1.16 \text{ mm}$$

- Deformación total por cortante.

$$d_{sLONG} = d_t + d_s = 8.25 + 6.00 = 14.25 \text{ mm}$$

$$d_{sTRANSV} = d_{sL} = 1.16 = 1.16 \text{ mm}$$

$$d_{sTOTAL} = 14.30 \text{ mm}$$

AREMA especifica que la deformación total por corte debe ser menor a la mitad de la altura del neopreno:

$$d_{sTOTAL} \leq T/2$$

$$14.30 > 9.53 \quad \text{Usar Láminas de teflón para permitir desplazamiento}$$



- Chequeo de la estabilidad

Para asegurar la estabilidad, el espesor total del apoyo (h) debe ser menor o igual que:

$L/5, w/5$ Para neoprenos simples

$$L/5 = 5.00 \text{ cm}$$

$$w/5 = 5.00 \text{ cm} \quad 5.00 \text{ cm} > h = 2.06 \text{ cm} \quad \text{Ok!!}$$

- Láminas de refuerzo.

El apoyo no requiere refuerzo

$$h_{ref} = 0.09 \text{ cm} \quad h_{ref} = 0.16 > 0.09 \text{ cm} \quad \text{Ok!!}$$

$$h_{ref} \geq 0.15 \text{ cm} \quad (\text{Art. 1.6.2.2}) \quad h_{ref} = 0.16 > 0.15 \text{ cm} \quad \text{Ok!!}$$

- Topes sísmicos apoyo móvil.

$EQ = 1.40 \text{ T}$ Fuerza sísmica máxima por cada apoyo/anclaje

Diámetro = 1 1/4 in Diámetro del perno

Cant = 1 Cantidad de barras por apoyo

$A_{perno} = 7.92 \text{ cm}^2$ Área de la sección transversal de los pernos

ASTM = A490-Gr8 Calidad del Acero

$Fv_{adm.} = 1410 \text{ Kg/cm}^2$ Esfuerzo cortante admisible

$PV_{actuante} = 1.40 \text{ Ton}$ Fuerza máxima actuante

$PV_{admisible} = 11.16 \text{ Ton}$ Fuerza admisible Ok!

- Aplastamiento en el concreto.

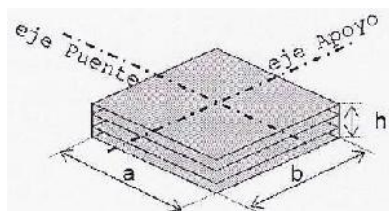
$$A_{bearing} = 729 \text{ cm}^2$$

$$Fb_{actuante} = 17.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fb_{adm.} = 60.00 \text{ Kg/cm}^2 \quad (0.25 \cdot f'c)$$

$$Fb_{act} < Fb_{adm} = \text{Ok!}$$



$$a = 25.0 \text{ mm}$$

$$b = 25.0 \text{ mm}$$

$$h = 2.06 \text{ mm}$$



5.2.7. DISEÑO DE BANCO DE APOYO.

El banco de apoyo de hormigón armado se diseña y menciona considerando que, existen cargas concentradas en los macizos, por tanto;

a.- Dimensionamiento.

Para evitar la caída de la superestructura debido al desplazamiento relativo entre ésta y la infraestructura durante un sismo, debe existir una longitud de apoyo mínima (a') como:

$$a = 0.2 \cdot a_0 + a_0 \quad \text{lado del banco de apoyo (cm).}$$

$$b = 0.2 \cdot b_0 + b_0 \quad \text{lado del banco de apoyo (cm).}$$

$$h' = 0.1 \cdot w \quad \text{altura del banco de apoyo en función del lado mayor (cm).}$$

$$a_0 = 27.0 \quad \text{cm, longitud del neopreno en dirección longitudinal del puente.}$$

$$b_0 = 27.0 \quad \text{cm, longitud del neopreno en dirección transversal del puente.}$$

$$w = \quad \text{cm, Es el lado mayor del banco de apoyo (a o b)}$$

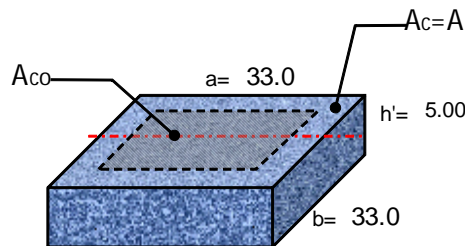
Por tanto:

$$a = 32.40 \quad \text{cm} \quad ; \text{ Se adopta: } \quad \mathbf{a = 33.00 \quad \text{cm}}$$

$$b = 32.40 \quad \text{cm} \quad ; \text{ Se adopta: } \quad \mathbf{b = 33.00 \quad \text{cm}}$$

$$h' = 3.30 \quad \text{cm} \quad ; \text{ Se adopta : } \quad \mathbf{h' = 5.00 \quad \text{cm}}$$

b.- Diseño de las Armaduras (según Norma Española):



La fuerza de agotamiento a compresión N_u , aplicada sobre una superficie A_{co} es:

$$N_u = A_{co} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{(A_c / A_{co})} = f_{cd} \cdot \sqrt{(A_c / A_{co})} > 3.3 \cdot f_{cd} \cdot A_{co}$$

Una de las condiciones que se debe cumplir

Las armaduras en forma de emparrillados en ambas direcciones, cuyas capacidades mecánicas sean:



$$U_a = A_{sa} \cdot f_{yd} = 0.25 \cdot N_d \cdot (a - a_o) / a \quad \text{en dirección paralela a a, con } f_{yd} > 400 \text{ N/mm}^2$$

$$U_b = A_{sb} \cdot f_{yd} = 0.25 \cdot N_d \cdot (b - b_o) / b \quad \text{en dirección paralela a b, con } f_{yd} > 400 \text{ N/mm}^2$$

Despejado A_s , se tiene:

$$A_{sa} = (0.25 \cdot N_d) / f_{yd} \cdot (a - a_o) / a \quad (1)$$

$$A_{sb} = (0.25 \cdot N_d) / f_{yd} \cdot (b - b_o) / b \quad (2)$$

Materiales:

Resistencia de cálculo del acero, $f_{yd} = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia característica del hormigón $f_{cd} = 210.00 \text{ kg/cm}^2$

Cargas:

$D = 5.58 \text{ Tn}$ Carga muerta generada por la superestructura igual a la reacción de las vigas

$L = 4.86 \text{ Tn}$ Carga viva más sobrecargas climáticas y otros.

Combinación: **1.4D+1.7L**

$N = 16.29 \text{ Tn}$, Carga total que actúa sobre el apoyo

$N_d = 149576 \text{ Tn}$, Carga total que actúa sobre el apoyo

Sustituyendo los valores a las ecuaciones (1) y (2), en este caso son las mismas ya que las dimensiones a y b son iguales.

$$A_s = \frac{0.25 \times 149,575.53 \times 33.0 - 27.0}{4200.00 \times 33.0}$$

$$A_s = 1.6188 \quad \text{cm}^2$$

Considerando el acero de: $\varnothing 10 \text{ mm} \rightarrow A_{s\varnothing} = 0.785$

La separación de las armaduras será:

$$\#Fe = \frac{A_s}{A_{s\varnothing}} \rightarrow \#Fe = 2.06 \quad \text{se asume: } 3 \varnothing 10 \text{ mm}$$

Se pondrá parrillas de enferradura una altura $H=a$, en la cual se producen esfuerzos traccionales.

Por tanto se colocaran cuatro parrillas con el siguiente detalle, **3 \varnothing 10 c/8**.



5.3. ANÁLISIS COMPARATIVO.

5.3.1. INTRODUCCIÓN

El cálculo de Costos de Construcción ha constituido una preocupación para los profesionales que se dedican a la rama de la ingeniería, debido a la falta de datos condicionados a los sistemas de empleados en nuestro país donde se adoptaron procedimientos constructivos y sobre todo acorde con la habilidad manual de nuestros obreros, de aquí que fue necesario adoptar un procedimiento de cálculo basado en una tecnología propia aplicada normalmente en obras de ingeniería, de donde resulta que difícilmente los rendimientos tanto de materiales como mano de obra podrán ser homologadas .

A continuación definirán algunos parámetros de cálculo de análisis de precios unitarios, además se procede con los cálculos de volúmenes y Análisis de Precios Unitarios de cada ítem de Puente en estudio, finalmente se estudia el presupuesto general del Puente Peatonal Atirantado, cuyo tablero es de Hormigón Armado, que tomamos como parámetro de comparación, para nuestro estudio, asimismo se ha estudiado con mucho cuidado los precios unitarios y cómputos métricos.

a) Precios Unitarios.- Los precios unitarios fueron elaborados de acuerdo a las leyes vigentes de nuestro país y se adoptó los parámetros e incidencias de acuerdo a las mismas y están adjuntos en el **anexo B**.

- Beneficios Sociales 67.00% de Mano de Obra
- Herramientas Menores 5.00% del Total de Mano de Obra
- Gastos Generales 12.00% del Sub total
- Utilidad 10.00% del Sub total + Gastos generales
- IVA 14.94% de Mano de Obra y Beneficios
- IT 3.09% del Total Parcial

b) Cómputos Métricos.- Los cómputos métricos fueron elaborados para cada ítem y modulo del proyecto y están adjuntos en el **Anexo B**.



5.3.2. COSTO DEL PUENTE PEATONAL CON TABLERO DE ESTRUCTURA ESPACIAL MIXTA.

El presupuesto es el resultado de la adición de los costos parciales de cada ítem que conforman las diferentes partes de una obra y que resultan del producto del volumen por su precio unitario.

En el ANEXO B, se muestran el análisis de precios unitarios, los volúmenes calculados asimismo el presupuesto general de la obra, cuyo monto asciende a:

Presupuesto Total de la Obra: 766,701.83 Bs.

5.3.3. COSTO DE PUENTE PEATONAL ATIRANTADO.

Se adopta como parámetro de comparación el Puente Peatonal Atirantado, debido a que fue estudiado y diseñado sobre la misma quebrada a unos 5 km aguas arriba, cuyos resultados muy representativos son los siguientes:

- Longitud total del Puente Peatonal, es de 60.80 m.
- Altura de la Pila Central, 28.00 m dimensionados en tres tramos, de 13.30m, 9.10 m, 5.60 m, cuyas secciones son de 100 x 200 cm, 80 x 175 cm y 80 x 150 cm respectivamente.
- Ancho Útil del Puente peatonal, 2.50 m.
- Ancho Total del Puente peatonal. 3.00 m.
- Altura de la Losa para este sistema, 0.25 m.
- Tiene dos vigas longitudinales de 25 x 50 cm.
- Todo el tramo se divide en tramos denominados tableros de 5.00m.

Es presupuesto del puente con estas características asciende a:

Presupuesto Total Puente Atirantado: 1,752,576.86 Bs.

El desglose se encuentra en el Anexo B, además es preciso aclarar de que los parámetros e incidencias son las mismas, para que la comparación sea más coherente.



5.3.4. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE AMBAS ALTERNATIVAS.

Como parámetro de comparación, a continuación mostramos el presupuesto del puente peatonal atirantado, cuyo tablero es de hormigón armado, los volúmenes y cantidades fueron extraídos de estudio realizado de un puente similar que anteriormente mencionamos.

Y se tiene los siguientes resultados en cuestión de costos:

Presupuesto de Puente Peatonal con Tablero de Estructura Espacial Mixta:

Presupuesto Total = 766,701.83 Bs.

Presupuesto de Puente Peatonal Atirantado con Tablero de Hormigón Armado:

Presupuesto Total = 1,752,576.86 Bs.

Diferencia entre ambas alternativas es de: 985,875.03 Bs.

Lo que implica que esta nueva tecnología nos permite optimizar en cuestión económica un monto de Novecientos ochenta y cinco mil ochocientos setenta y cinco con 03/100 Bolivianos (Bs. 985,875.03 Bs), porcentualmente equivale a decir que el puente con tablero de Estructura Espacial Mixta equivale a **43.75%** respecto del costo del Puente Atirantado con tablero de Losa.



CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES GENERALES.

El puente proyectado ha sido analizado para que resista el paso de tránsito de peatones, tomando como parámetro la sobrecarga de tránsito de 410 kg/m^2 , de acuerdo a las especificaciones AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), establecido para puentes peatonales. Asimismo, se han estipulado las resistencias del concreto y del acero recomendados por las normas adoptadas.

La longitud total del puente de 60.00 metros, fue determinante a la hora de elegir el número de tramos. De esta manera se consiguió lograr dos objetivos ingenieriles, a saber, la obtención de dos luces grandes sin deformaciones considerables, a la vez que contribuye a una gran reducción del peso de la estructura.

Se verificaron todas y cada una de las partes constitutivas del puente con tablero de Losa Espacial Mixta, tanto los esfuerzos admisibles como las deformaciones permisibles, arrojando resultados satisfactorios en ambos casos.

El peso total de la estructura del tablero es considerablemente reducido (57.8 Ton) respecto a otras alternativas de tableros, tal como se había mencionado, con esta reducción el resto de los componentes son también reducidos para su dimensionamiento.

En el presupuesto estimado se tomó mucha precaución en no obviar alguna actividad, por pequeña que fuere. Los análisis unitarios han sido confeccionados tomando en



consideración la ubicación del puente, acarreo de materiales la movilización de la mano de obra especializada, equipos, asimismo considerando las normas vigentes en nuestro país.

Con carácter de comparación se ha determinado el presupuesto general de un puente peatonal atirantado tipo abanico diseñado con similares características en cuanto a la luz a cubrir, sin embargo lo más óptimo es comparar con un puente con tablero de losa de hormigón.

7.2. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS.

Una vez determinada el presupuesto general tanto del puente en estudio y del puente peatonal tipo atirantado, se llega a la conclusión que el costo del puente en estudio es equivalente a 43.75% respecto a puente peatonal tipo atirantado, además la diferencia de ambos costos es de Bs. 985,875.03 (mayor al costo del puente con losa de estructura espacial mixta).

Constructivamente no requiere de mano de obra muy especializada, ya que se requiere, de personal que podremos encontrar en nuestro medio, que tranquilamente puede soldar una malla espacial y montar para su vaciado de la losa.

Los diámetros de las barras que conforman la malla espacial, fueron diseñadas adoptando tramos con esfuerzos internos casi uniformes, el mismo se ha elegido de tal manera que sea constructivamente ejecutable.

En el estudio previo realizado a este tipo de estructuras para losas, es aún más recomendable para construcción de edificios industriales o ambientes comerciales que requieren áreas grandes sin disponer de columnas centrales, además arquitectónicamente son acogidas ya en muchos países del mundo.

Se ha podido observar que este tipo de estructuras (EEM), son más óptimos sus comportamientos cuando trabajan como losas en ambas direcciones.



7.3. RECOMENDACIONES.-

- Se recomienda a las autoridades del Departamento tomen en cuenta el presente proyecto y se hagan todas las gestiones necesarias para realizar la implementación y financiamiento de este tipo de puentes peatonales con tablero de Losa con Estructura Espacial Mixta, que embellecen a la ciudad y sirven para darle confort al tráfico peatonal.
- Es preciso aclarar de que esta tecnología no solo es aplicable a puentes peatonales, también se pueden aplicar a puentes vehiculares, aunque los especialistas en el tema recomiendan utilizar Estructuras Espaciales Mixtas Generalizadas.
- Es imprescindible verificar que todos los materiales a utilizar en la construcción sean los adecuados, estén limpios y lleguen a obtener su máxima resistencia los hormigones estructurales, con un estricto control de calidad en laboratorio.
- Estudiantes de esta carrera deberían seguir estudiando este tipo de soluciones estructurales, tanto en edificios comerciales, naves industriales, puentes vehiculares, domos y otras estructuras que requieran soportar grandes cargas y luces muy largas.
- Incorporar en el plan de estudios de la carrera de Ingeniería Civil el uso del software para análisis y diseño estructural “SAP2000 v14”, por ser éste una herramienta de cálculo muy poderosa para la solución de cualquier tipo de estructuras.