

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN

Bermejo; con aproximadamente 40.736 habitantes, es una ciudad fronteriza considerada joven, en el sentido que fue fundada el año 1956, como consecuencia de la migración de mano de obra para trabajar en el sector hidrocarburos desde los años 20, y posteriormente con la instalación de un primer ingenio azucarero en la década de los 60, y un segundo ingenio azucarero, a mediados de los años 70.

El Municipio de Bermejo en concurrencia con el Gobierno de la Sección Provincial de esta ciudad con la visión de fortalecer el turismo y la cultura en la región analizan la carencia de infraestructura que generen espacios de desarrollo intelectual y cultural que reflejen el movimiento histórico laboral y económico de la ciudad.

En consideración a lo anterior estas instituciones proponen la implementación de un centro cultural que consiste en el diseño de un Museo Petrolero a cargo del Gobierno de la Sección Provincial, y un Puente Peatonal como proyecto integrado designado a la H.A.M. de Bermejo con la finalidad de mejorar las condiciones de seguridad de los peatones, en una zona que presenta una importante actividad comercial, actividades deportivas y un importante flujo vehicular sobre la Av. Petrolera que se anexa a la carretera departamental Bermejo – Tarija.

1.2 PROBLEMÁTICA ACTUAL

En los últimos años la Ciudad de Bermejo ha tenido un crecimiento acelerado en su población de 33.357 habitantes (INE 2001) a 40.736 (INE 2010) y en el parque automotor considerando también los registrados en los municipios de influencia como los de Padcaya y Cercado de 5.316 vehículos a 31.711. Como consecuencia de

este crecimiento, el número de accidentes de tránsito también se han incrementado de manera considerable. Este crecimiento trae consigo varios efectos negativos como ser: pérdidas de vidas humanas, costos sociales y económicos de las lesiones causadas por accidentes de tránsito e impacto en la salud.

Una zona de alto riesgo de accidentes es la Av. Petrolera en la zona denominada Las Chalanas del Barrio Petrolero que presenta el mayor movimiento comercial de la ciudad a el concurren en su mayor parte turistas que proceden de la República Argentina, que hacen su paso generalmente hacia nuestro país por el cruce de las chalanas, zona que por la falta de espacios de circulación se ve sobrecargada como vía de acceso a los comercios, otro punto de riesgo en la misma zona, son los accesos a los campos deportivos del Ex – campamento de YPF, que son de uso frecuente por la población. Las principales causas que originan estos accidentes son:

- Ruta de alto tráfico peatonal y vehicular
- Ruta de alta velocidad para el tráfico vehicular
- Incumplimiento de la Ley de Tránsito y falta de educación vial
- La falta de pasos peatonales seguros.

Las condiciones problemáticas de riesgo en la zona sugieren implementar medidas de seguridad vial, para tener un tráfico vehicular más fluido, evitando riesgos de colisión lamentables para los peatones.

1.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DEL PROYECTO

1.3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES Y UBICACIÓN DE LA ZONA

Bermejo está ubicado al Sur de Bolivia, es Capital de la Segunda Sección de la provincia Arce del Departamento de Tarija, está localizado entre las coordenadas geográficas 22° 35' 24'' - 22° 52' 09'' de Latitud Sur y 64° 26' 30'' - 64° 14' 16'' de Longitud Oeste, limita con las siguientes comunidades: Al Norte con la Serranía San Telmo y comunidad Colonia Ismael Montes (San Telmo Río Tarija), perteneciente al

Municipio de Padcaya, al Sur con el río Bermejo y la República Argentina, al Este con el río Grande de Tarija y la República Argentina, al Oeste con la comunidad de San Telmo, Río Bermejo y la República Argentina.

Fig. 1.1 Mapa de Referencia



Fuente: Gobierno Municipal de Bermejo

1.4 UBICACIÓN ESPECÍFICA DEL ESTUDIO

El estudio del proyecto tiene como referencia el tramo final de la Avenida Petrolera para luego anexarse a la vía principal de salida hacia El Puente Internacional y la ciudad de Tarija, en las inmediaciones del Ex-campamento de YPF hoy en día el Barrio Petrolero, las coordenadas que sitúan esta zona son 22°43'34.32" Latitud Sur y 64°21'22.89" Longitud Oeste.

Esta ubicación tiene un significado histórico importante para los inicios de la actividad petrolera no solo de la región, sino también para la nación considerando que a principios de los años 20 se realizaron las primeras expediciones en busca de petróleo en el departamento, que al no contar con un acceso vial desde Tarija, se

Fig.1.2 Vista aérea de la Zona de Proyecto¹



Fuente: Google Earth

ingresa al país por la República Argentina, estableciéndose por la ubicación estratégica a orillas de los bañados del Río Bermejo un asentamiento humano que posteriormente se oficializara como el Campamento del Personal de YPFB.

En la actualidad esta zona presenta un flujo de tráfico importante por que se encuentra sobre la vía principal de acceso a la ciudad, por ella concurren vehículos de alto, mediano y bajo tonelaje, de uso privado, como los de transporte público local que hacen su paso hacia las comunidades de Candado Grande, Flor de Oro, Villanueva, etc. y los de servicio de transporte departamental hasta la ciudad de Tarija, como autos, vagonetas, flotas, etc. además del constante flujo vehicular internacional hasta la República Federal Argentina que hacen su ingreso por el Puente Internacional.

Fig. 1.3 Croquis de ubicación



Fuente: Elaboración Propia

1.5 ÁREAS DE INFLUENCIA

La proyección del diseño tiene un área de influencia a la población que forma parte del barrio Petrolero por el norte, el área comercial de Las Chalanas por el sureste, el Museo Petrolero por el Norte, al este se encuentran campos deportivos, al oeste con áreas verdes y al sur con el cruce de las chalanas.

1.6 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Considerando previamente alternativas de posible mitigación al enfoque de la problemática del proyecto, como la aplicación de mecanismos y dispositivos de ordenamiento de tránsito ya sean educación vial, semáforos, lomos de burro, etc., que tengan un efecto de frenado y/o reducción de velocidad, considerando que es una avenida anexada a una carretera de primer orden, no son adecuadas ya que generarían hacinamiento de vehículos, provocando malestar en transeúntes y conductores. Si bien no es la única alternativa ingenieril que se podría proponer como posible

solución, parámetros como eficiencia de uso proyectados hacia el futuro, durabilidad, mantenimiento y factibilidad de aplicación, se optará por el análisis de un puente peatonal con características de portal de ingreso a la ciudad con elementos estructurales que armonicen con el entorno y satisfagan la problemática primaria sociocultural brindando seguridad de circulación a peatones y conductores de vehículos de transporte.

1.6.1 JUSTIFICACIÓN SOCIAL

De acuerdo con los informes de Hechos de Tránsito de las gestiones 2005-2008 del Organismo Operativo de Tránsito de la ciudad de Bermejo se puede evidenciar hasta la fecha 26 casos de los cuales 11 son de atropello a peatón y a causa de estos atropellos se producen 4 decesos en la zona de influencia del proyecto, expresado en porcentajes los accidentes peatonales corresponden al 42.3 % , hechos que tienen como principio las altas velocidades de los vehículos en una zona de tránsito peatonal considerable, entre otras situaciones están las colisión a objetos fijos, colisión entre vehículos, embarrancamientos, encunetamientos, etc.

Estos hechos indican que la zona presenta importantes índices de riesgo de accidentes en la circulación peatonal (Ver Anexos: Hechos de Tránsito y Estudio de Tráfico) que al implementarse un centro cultural y con el tiempo aumentar el flujo vehicular en la zona la tendencia del incremento de accidentes es muy factible, por lo que priorizando la seguridad de los transeúntes se propone como alternativa de solución un paso peatonal en la vía que satisfaga condiciones de seguridad, funcionalidad y de estética agradable a la vista, de las personas que frecuenten la zona con fines comerciales, deportivos o turísticos ya que la ubicación del mismo se encuentra en la vía principal de ingreso y/o salida entre Bermejo y Tarija en un punto de la ciudad considerado de paso fronterizo a la Argentina.

1.6.2 JUSTIFICACIÓN SOCIOCULTURAL Y TURÍSTICA

Este tipo de obra de arte embellece a una ciudad, más aun considerando que la zona presenta las condiciones para desarrollar actividades económicas, socioculturales y turísticas, la proyección de un puente peatonal fortalecerá la identidad turística de una región fronteriza en crecimiento, complementando arquitectónicamente de manera idónea a la proyección en esta zona, de un centro sociocultural como el Museo Petrolero de Bermejo

Esta pasarela tendrá la funcionalidad de brindar un cruce seguro para las personas desde las áreas verdes y estacionamiento ubicados en las riveras del Río Bermejo, hasta el frontis principal del museo, proponiendo al visitante más allá de una alternativa de prevención contra accidentes que debe ser la prioridad en este proyecto, un impacto visual agradable al transeúnte, por las características obligadas de arco de ingreso a la ciudad de Bermejo.

1.7 OBJETIVOS

1.7.1 OBJETIVO GENERAL

Mejorar la calidad de circulación peatonal y vehicular en la Avenida Petrolera, en la zona denominada “Paso de las Chalanas” del Barrio Petrolero, brindando seguridad a los visitantes y vehículos que transitan la zona, implementando como alternativa de solución un Paso Peatonal.

1.7.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar un estudio, de tráfico durante días representativos de la semana; accidentes peatonales y hechos de tránsito en la zona de estudio de los últimos años que proyecten su situación y problemática actual.

- Levantamiento Topográfico y de detalles de la zona de aplicación del proyecto.
- Análisis y estudio de suelo de fundación en laboratorio para determinar tipo de suelo y capacidad portante del mismo.
- Elaborar alternativas en el diseño arquitectónico y estructural del paso peatonal que satisfagan condiciones de estética urbana, armonía con el medio y funcionalidad social.
- Realizar un análisis y cálculo estructural adecuado para los elementos que componen el puente peatonal.
- Análisis y aplicación de estructuras reticulares en las torres laterales que forman parte del diseño arquitectónico de la pasarela, usando como material principal tubo de acero estructural.
- Determinar el presupuesto total y tiempo de ejecución de la obra.
- Analizar y elaborar una Ficha Ambiental como consecuencia del proyecto.

1.8 ALCANCE DEL PROYECTO

El proyecto a desarrollar estará enmarcado en el alcance detallado a continuación:

- Recopilación de datos preliminares como estudios de tráfico, hechos de tránsito, estudio topográfico, estudio y análisis del suelo de fundación, datos meteorológicos de la zona de influencia del proyecto.

- Estudio teórico de análisis y diseño de elementos estructurales característicos de las pasarelas, fabricados con hormigón armado y pretensado, de acuerdo a reglamentos y normativas ACI.
- Estudio teórico del análisis y diseño de estructuras con tubería de acero según recomendaciones LRFD, aplicadas en las torres que complementan el diseño arquitectónico de la pasarela.
- Estudio y análisis de predimensionamiento de los elementos estructurales, en base a los requerimientos arquitectónicos y estructurales del proyecto. En el diseño estructural tanto de la superestructura como de la infraestructura de la alternativa que se decida desarrollar, se limitará al cálculo estructural correspondiente, siendo éste determinar las dimensiones, el área requerida de armadura tanto a flexión y corte de acuerdo a lo que corresponda en cada caso y los planos correspondientes.
- Conclusiones y sugerencias en base a los criterios obtenidos durante la elaboración del diseño final de ingeniería del proyecto.

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES

El Municipio de Bermejo tiene una población de 40.736 habitantes, de los cuales viven en el área urbana 33.324 habitantes, mientras que en el área rural viven 7.412 habitantes. El área urbana comprende de 22 barrios y el área rural consta de 21 comunidades, la jurisdicción del municipio de Bermejo tiene una extensión de 380.90 Km², su densidad poblacional aproximada es de 107 habitantes por Km². Su parque automotor es de 2.717 vehículos situación que tiende a incrementarse, Bermejo, está separado a 208 Km. de la ciudad de Tarija capital del departamento, con una ruta totalmente asfaltada, este trayecto es regular los 365 días al año, también existe la estrecha relación turística y comercial con el vecino país (Argentina), debido por un lado a la permanente afluencia de gente argentina hacia Bermejo, sobre todo los fines de semana, y al comercio informal existente de manera permanente entre Bermejo y Aguas Blancas (Argentina).

La tasa de natalidad en el municipio de Bermejo es de 4,2 hijos nacidos vivos por familia aproximadamente y la tasa de mortalidad nos indica que 18 personas de cada 1000 habitantes mueren cada año, La tasa de crecimiento poblacional en toda la provincia es de 1,97 % y la esperanza de vida en las mujeres es de 68 años, mientras que en los hombres de 64 años.

La estructura vial urbana es muy simple, conformando el damero, sin ningún tipo de jerarquización de vías, aunque las diferentes vías urbanas presentan las dimensiones adecuadas, ya que las calles y avenidas tienen un ancho de calzada de 12 m., el área urbana de Bermejo cuenta con pavimento rígido (sobre la calle Tarija aproximadamente 10 cuadras), más 27 cuadras entre las la calle La Paz y la Av. 21 de Diciembre, Beni, Luís de Fuentes y Topater cerca de 27.710 m². de enlozetado en diferentes calles del casco viejo, principalmente alrededor de la Plaza Principal (23 cuadras aproximadamente), 27.600 m². de pavimento flexible (sobre la Av. Barrientos

Ortuño 8 cuadras y Av. Bolívar (4 cuadras), 12580 m² y el saldo de las vías son de tierra y ripio siendo aproximadamente 548.400 m², se adjunta plano urbano de la ciudad de Bermejo con las especificación por tipo de vías. De lo expuesto, se deduce que la estructura vial urbana de Bermejo está en regular estado, lo cual se agrava en época de lluvias.

2.1 FLORA Y FAUNA

Por lo general el Municipio de Bermejo es rico en vegetación, pero con respecto al recurso forestal no cuenta con extensiones que se puedan explotar las especies maderables de alto valor económico, ésto debido a que en los años anteriores se desmontaron para implantar el cultivo de la caña de azúcar para abastecer de materia prima al Ingenio Azucarero.

En la actualidad el aprovechamiento forestal es difícil debido a la topografía accidentada; la existencia de especies maderables es reducida, como así también la falta de caminos de acceso.

El Centro de Desarrollo Forestal (C. D. F.) es la institución que se encarga de fiscalizar y controlar el aprovechamiento de las especies maderables de acuerdo a sus posibilidades, ya que la misma no cuenta con los recursos necesarios para cumplir con lo encomendado. Entre las especies que se tienen en la región de Bermejo son las siguientes: El Lapacho, Laurel, Cedro, Afata, Palo Lanza, Cebil, Sauce, Tala, Palo Bobo, Cedrillo, Guayabo, etc.

La región de Bermejo, es rica respecto a los animales de vida silvestre, pero que en la actualidad no se tiene cuantificado el número de especies que existen y las especies que se encuentran en peligro de extinción, solamente se tienen datos muy generalizados como ser los nombres comunes y algunos nombres científicos de determinadas especies.

2.2 RECURSOS HÍDRICOS

El Municipio de Bermejo cuenta con abundante recursos hídricos entre las principales cuencas podemos citar al: Río Bermejo, Río Grande de Tarija, que corren de Norte a Sur, constituyen en su mayor extensión de recorrido como determinantes limítrofes de Bolivia con la República Argentina. Presenta una red fluvial más o menos extensa en el área montañosa, presentando ríos secundarios, quebradas y arroyuelos que son afluentes importantes para las dos cuencas tanto del río Bermejo como del río Grande de Tarija, entre los cuales citaremos las siguientes: afluentes más importantes del río Bermejo son quebrada los Pozos, quebrada Santa Rosa, quebrada Candado Chico; los afluentes del río Grande de Tarija son: la quebrada el Volcán (Colonia Barretero), quebrada el Toro, quebrada Arrayanal y la quebrada el Nueve, que es la que abastece de agua en parte a la ciudad de Bermejo.

2.3 CLIMA

Su clima es templado a muy caluroso, con una temperatura media anual de 22.18°C y una mínima de -4°C, que se presenta mayormente en los meses de junio - julio, y con una temperatura máxima de 48°C, en los meses de noviembre - diciembre. La humedad relativa media anual es de 58.83 %, promedio del periodo de 1.976 - 2.000; la humedad relativa máxima registrada en el periodo es del 97 %. La precipitación media anual es de 1.164.06 mm, el periodo de lluvias esta comprendido entre los meses de noviembre a abril, en cambio los meses de mayo a octubre las precipitaciones son casi nulas en algunos años. Entre los fenómenos naturales, tenemos las heladas que se presentan con poca frecuencia, y en lo que concierne a granizadas este fenómeno es casi nulo. La zona de Bermejo, sólo cuenta, con una estación meteorológica la misma que se encuentra ubicada en el Aeropuerto de Bermejo, estación dependiente de AASANA, por lo que los datos climáticos asumidos son generalizados para todas las comunidades del municipio

2.4 GEOLOGÍA

La altitud en la que se encuentra Bermejo oscila entre los 340 m.s.n.m. a 550 m.s.n.m. La región de Bermejo se caracteriza por tener diferentes pendientes topográficas de suelos, éstos se clasifican en: suelos con pendientes profundas a muy profundas, suelos con pendientes escarpadas a muy escarpadas y moderadamente profundos, suelos con pendientes escarpadas poco profundas a profundas, suelos con pendientes moderadamente escarpadas a muy intensiva, son suelos profundos a muy profundos, de textura franco limosos a arcillosos, de color pardo amarillentos a pardos rojizos, napa freática profunda. La recuperación de áreas se realiza mediante la construcción de defensivos en ambas cuencas Río Bermejo y Río Grande de Tarija, en la actualidad no se realizan prácticas de reforestación en las áreas recuperadas.

2.5 RECURSOS HIDROCARBURÍFEROS

La región de Bermejo desde 1924, antes de su creación es rica en hidrocarburos como ser el Petróleo, el Gas Natural, que fueron el puntal para el desarrollo de la ciudad de Bermejo en la década de los cincuenta, en la actualidad se sigue explotando y a la vez exportando gas a la República Argentina, a cargo de la empresa PLUSPETROL. De acuerdo a contrato con esta empresa, se debe seguir explorando otras zonas que son ricas en hidrocarburos.

2.6 ACTIVIDAD AGRÍCOLA

Bermejo a pesar de tener uno de los mejores suelos del país para la agricultura, hasta ahora no puede auto - abastecerse de productos agrícolas y pecuarios, para su consumo, tal es así que el 90% de los productos agrícolas para el consumo, son traídos del interior del país a excepción de cítricos, tal vez ésto se debe a que Bermejo, hasta ahora es una región mono-productora, es decir, se dedica a la producción de la caña de azúcar para proveer de materia prima al ingenio azucarero

regional, se comprueba esta afirmación en el sentido que el 81,25% de la tierra apta para el cultivo se lo dedica a la plantación de caña de azúcar, 11% para el pastoreo, y solo un 7,75% para productos alternativos, de un área total para el cultivo de 16.000 hectáreas. Es por esta razón que Bermejo debe abastecerse de productos agrícolas y pecuarios, del interior del país.

El municipio de Bermejo, como nos demuestra la siguiente tabla, es el tercer en tamaño de acuerdo a su presupuesto y al número de habitantes.

Tabla N°2.1 Habitantes y Presupuesto de las Provincias de Tarija

MUNICIPIO	SECCIÓN	PROVINCIA	Nº DE HAB.	PRES. Bs.
Tarija	Primera	Cercado	153.241	225.651,480
Yacuiba	Primera	Gran Chaco	83.518	125.055,549
Bermejo	Segunda	Arce	40.736	49.647,549
Villamontes	Tercera	Gran Chaco	23.765	35.778,367
Caraparí	Segunda	Gran Chaco	9.035	14'033,611
Padcaya	Primera	Arce	19.280	29.952,726
San Lorenzo	Primera	Méndez	21.374	32.958,445
Entre Ríos	Primera	O'Connor	19.339	30,304,302
El Puente	Segunda	Méndez	10,663	30.304,302
Yunchará	Segunda	Avilés	5.173	8.169,021
Uriondo	Primera	Avilés	12.331	18.933,265
T O T A L			391.226	587.071.275

Fuente: AMT – Corresponde Gestión 2009

CAPÍTULO III METODOLOGÍA DE CÁLCULO

3.1 INTRODUCCIÓN

Las estructuras emplazados sobre las vías de tráfico vehicular u obstáculos naturales como ríos, desniveles geográficos, etc. denominadas pasos peatonales o pasarelas, al ser estructuras especiales requieren también de un trato particular para cada caso, éstos no solamente sirven como elementos importantes que proporcionan seguridad en las vías de paso sobre las calles o carreteras, sino que también podemos idealizarlas por muchas de sus ventajas que se dan a relucir (sobre todo en zonas urbanas), éstos pueden ser puntos distintivos de una ciudad, pueden servir como un elemento que produzca un impacto visual agradable adicionando un buen juicio arquitectónico se convierte en un elemento estructural que se adapte y armonice con el medio.

3.2 INGENIERÍA BÁSICA DEL PROYECTO

La ingeniería básica del proyecto proveerá datos de la zona del proyecto y factores que se tengan que considerar para la adopción de metodologías y parámetros de diseño. El alcance de la ingeniería básica del proyecto comprende en los estudios geotécnicos de suelos, estudios topográficos y estudio de tráfico.

3.2.1 ESTUDIO DE TRÁFICO

El objetivo de éste estudio es el de poder brindar información sobre el estado del tránsito vehicular, peatonal en la Avenida Petrolera, para que en función a los resultados que brinde el estudio de tráfico se pueda identificar los problemas de tránsito y se pueda definir las necesidades y sus soluciones.

3.2.2 ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Con la finalidad de recabar información que nos permita elaborar los planos topográficos, posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales y establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción

3.2.3 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

Tienen como objetivo obtener información para el diseño estructural de la subestructura, determinar las características granulométricas del suelo, determinar los límites de Atterberg y la resistencia admisible del suelo.

3.3 CONSIDERACIONES Y PARÁMETROS PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE PEATONAL

3.3.1 DEFINICIONES

3.3.1.1 Puente Peatonal

Los puentes peatonales o pasarelas son obras de arte destinadas a salvar depresiones del terreno, pasos sobre corrientes de agua o cruces a desnivel considerando una carretera permitiendo principalmente la circulación libre de los peatones.

3.3.1.2 Superestructura

En el caso de las pasarelas, la superestructura es aquella parte de la estructura que permite el paso de una acera peatonal sobre un río o un camino, está constituida en términos generales por el tablero, barandados, cubiertas, etc.

3.3.1.3 Infraestructura

Es aquella parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al terreno de fundación

3.3.2 ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE

La elección del tipo de sistema estructural es una de las etapas más importantes en la elaboración del proyecto de un puente; ya que el mismo nos permitirá elegir la mejor opción tanto económica y técnica posible del tipo de puente que se adopte en el diseño estructural. En general se debe tener en cuenta:

- Las condiciones naturales del lugar de emplazamiento de la obra, los estudios básicos.
- Las diversas soluciones técnicas factibles de acuerdo a las dimensiones del proyecto.
- Tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, alineamiento pendiente y rasante.

De lo anterior se podrá determinar el tipo de puente, sistema estructural y el material a emplear en su construcción.

3.3.2.1 Tipos de puentes peatonales

3.2.2.1.1 Según el sistema estructural principal

Puentes tipo viga, este tipo de puentes, las cargas principales de la superestructura se transmite a la subestructura a través de los apoyos como reacción vertical. Sus esfuerzos primarios son de flexión. Longitudinalmente se puede optar por distintos esquemas estructurales por ejemplo:

- Puentes de tramos simplemente apoyados.
- Puentes isostáticos con voladizos (Gerber).
- Puentes de vigas continuas
- Puentes de vigas parcialmente continuas.

Puentes en arco, se caracteriza por el hecho de que gracias a su forma es capaz de transmitir las cargas trabajando en un estado en el que los esfuerzos primarios son de compresión. Pudiendo ser de tablero superior, de tablero inferior o de tablero intermedio.

Puentes colgantes, en el puente colgante la estructura principal lo constituyen los cables que soportan las cargas y transmiten a las torres y a los macizos de anclaje.

3.2.2.1.2 Según el material principal

Para fines de clasificación, la identificación se hace en base al material utilizado en la estructura principal.

Puente de acero, se debe entender que la estructura principal es de acero, pero la losa de concreto o madera.

Puentes de hormigón, pudiendo ser de hormigón armado, hormigón pretensado o parcialmente preesforzado.

3.2.2.1.3 Según la sección transversal de la superestructura

La forma de las secciones transversales de los puentes es muy variada:

- Puentes losa de sección maciza o aligerada
- Puentes de viga T
- Puentes de sección cajón
- Puentes de sección compuesta

3.2.2.1.4 Según el sistema constructivo

Según el sistema constructivo, los puentes de concreto pueden construirse mediante vaciado en sitio sobre encofrado, mediante elementos prefabricados, en volados sucesivos con dovelas prefabricadas o vaciadas en sitio, mediante elementos empujados.

3.2.2.1.5 Aspectos Arquitectónicos

Un factor importante es el arquitectónico, cuando se trata de puentes peatonales en zonas urbanas, estos tienen que cumplir factores estéticos que favorezcan su entorno, el diseño arquitectónico y el diseño estructural son dos aspectos que tienen que encontrar su equilibrio para obtener estructuras seguras y agradables a la vista.

El diseño arquitectónico del paso peatonal propuesto por el Departamento Técnico del Gobierno Municipal de Bermejo, presenta elementos estructurales con geometrías en arco para el tablero, con barandas cerradas por su parte superior, estos elementos presentan un enfoque morfológico arquitectónico que hacen referencia a un engranaje mecánico haciendo mención a la industria azucarera empleando como material, tubería de acero.

El enfoque arquitectónico más importante que se desea reflejar con esta estructura, es la identificación con la actividad hidrocarburífera de la región, para ello se levantan dos torres en el acceso y salida del paso peatonal, utilizando como material de construcción tubería metálica, estos reticulados sugieren dos torres petroleras, las mismas que complementan con la visión del entorno respecto al Museo Petrolero de Bermejo.

El objetivo que se quiere alcanzar con esta propuesta arquitectónica es proporcionar un impacto visual agradable para las personas que visiten la ciudad y de antemano aún sin conocer mucho de Bermejo, esta obra y sus detalles sean una carta de presentación para el turista.

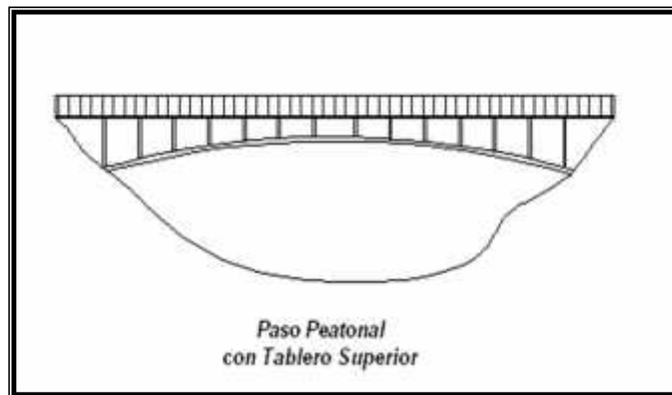
3.3 TIPOS DE PASARELAS EN ARCO

Considerando la geometría en arco del sistema principal estructural que más se adecua al prediseño propuesto en el diseño del puente peatonal, se analizan las pasarelas que pueden cumplir estas condiciones evaluando el grado de aplicabilidad y la que más se adecue a las condiciones particulares del proyecto. De acuerdo a la función que cumpla la estructura y a la ubicación del tablero con respecto al arco, éstos de manera general se los puede clasificar de la siguiente manera:

3.3.1 PASARELAS DE TABLERO SUPERIOR

Se prestan especialmente para los casos de cruces de valles en zonas montañosas de laderas empinadas y rocosas, en gargantas profundas, cuando se desea ganar galibo para permitir el paso de barcos en la entrada de puertos, ríos navegables o cuando las

Fig. 3.1 Tablero superior



Fuente: Puentes, Hugo Belmonte Gonzáles

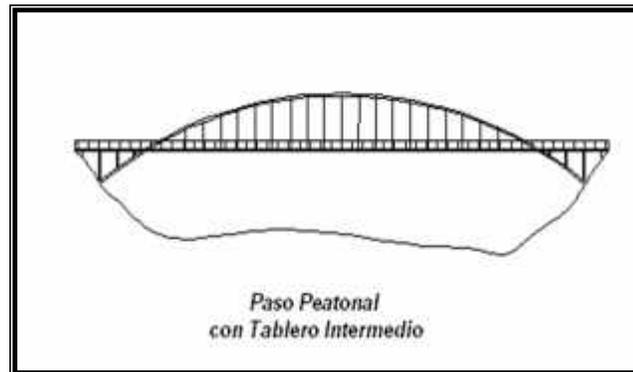
condiciones de ubicación y funcionalidad así lo permitan. En estos casos las péndolas trabajan a compresión al transmitir las cargas desde el tablero hasta el arco.

3.3.2 PASARELAS DE TABLERO INTERMEDIO

Llevar el tablero en la parte intermedia y son de buen aspecto arquitectónico. Se lo emplea en ríos quebradas no muy profundas o en pasos superiores porque el gálibo que se consigue es suficiente para el paso vehicular.

En esta solución las cargas del tablero se transmiten al arco mediante las péndolas a compresión en los extremos del puente y en la parte central trabajan a tracción.

Fig. 3.2 Tablero Intermedio

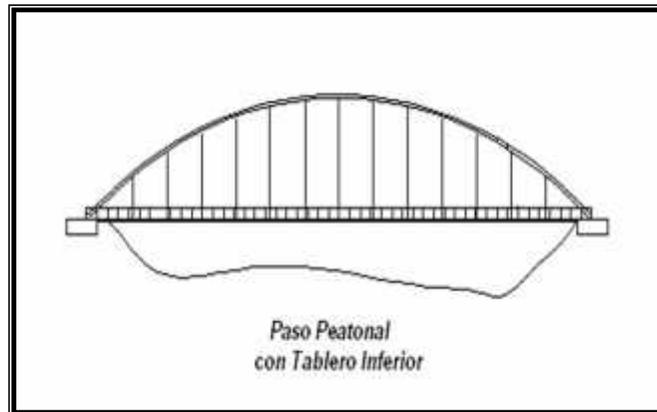


Fuente: Puentes, Hugo Belmonte Gonzáles

3.3.3 PASARELA EN ARCO CON TABLERO INFERIOR

Cuando el acceso o rasante es muy baja y por razones de estética se desea construir una pasarela en arco, la solución será con tablero inferior, en la cual todas las péndolas trabajan a tracción. Solución que se presta para el arco atirantado, cuyo apoyo es similar al de una viga y genera casi solamente esfuerzos verticales de apoyo; donde el tablero sirve de tirante, reduciendo de esta manera los empujes horizontales.

Fig. 3.3 Tablero inferior



Fuente: Puentes, Hugo Belmonte Gonzáles

3.3.4 PASARELA EN ARCO SIN TABLERO⁵

Es una alternativa en la que puede servir de superficie de circulación el trasdós de la bóveda, disponiéndose escalones cuando sea excesiva la inclinación en las zonas de los arranques.

Fig.3.4 Paso peatonal de la Ribera, Ribera del Casco Viejo-Bilbao 20 m de luz, F:L= 1:7



Fuente: www.estructuras.es

⁵: *Formulario para Proyección de Puentes en Arco – Carlos Fernández Casado, Cap. 4, Pag37*

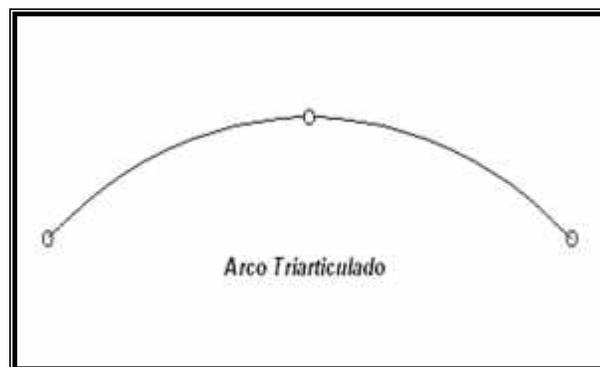
El tipo de **puente peatonal** que se adecua a las condiciones particulares del proyecto es la pasarela en arco sin tablero, denominada de esta manera porque la superficie de circulación es el trasdós del arco disponiendo escalones en los arranques del arco para salvar el desnivel.

El diseño tiene ventajas en la factibilidad de aplicación sobre cursos de ríos, también sobre carreteras evitando el uso de un tablero en particular, escaleras y columnas de soporte como en otros esquemas, por la geometría en arco, el diseño en hormigón es muy justificable por el comportamiento eficiente que presenta este material ante esfuerzos de compresión.

3.4 ESQUEMAS ESTRUCTURALES EN ARCO

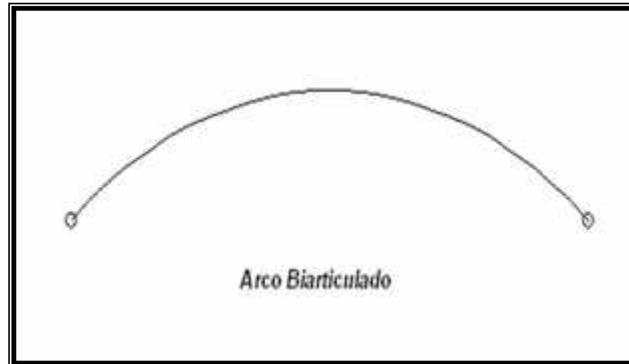
De acuerdo a las condiciones que se presenten en un determinado puente peatonal en arco, los esquemas estructurales que se sugieren son los siguientes:

Fig. 3.5



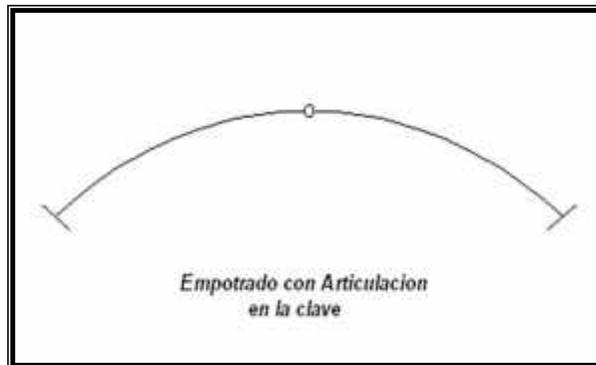
Arco triarticulado, presenta un esquema isostático, de relación $l:f= 5$ a 12 , sus articulaciones le dan flexibilidad reduciendo su rigidez.

Fig. 3.6



Arco Biarticulado, hiperestático de 1º Grado, de relación $l:f= 4$ a 12 , en general en forma de hoz, porque los momentos en la clave resultan ser los mayores.

Fig. 3.7



Arco de una Articulación (en la clave), producen grandes momentos en los empotramientos, no muy conveniente para puentes.

Fig. 3.8



Fuente: Formulario para Proyección de Puentes en Arco – C. Fernández Casado

Arco empotrado, presenta un esquema estructural de 3º orden, $l:f= 2$ a 10, muy sensible a pequeñas variaciones de movimientos en los estribos o de temperatura.

3.4.1 ARTICULACIÓN TIPO FREYSSINET

Consiste esencialmente en un estrangulación de la pieza (cuello o garganta de la articulación), efectuada mediante una ranura que puede ser de labios paralelos o de labios divergentes, como la sección estrangulada se dimensiona para que el hormigón trabaje a una compresión muy elevada, el material se plastifica sin alcanzar la rotura evitando la descompresión en el borde de tracción provocada por los momentos flectores. Las articulaciones de un arco pueden ser provisionales o permanentes. En todos los casos las articulaciones tienen por objeto eliminar o reducir los efectos correspondientes a deformaciones de los apoyos, retracción, variaciones termo-higrométricas, acortamiento de la directriz por compresión longitudinal, etc.

3.5 SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA EN ARCO

La configuración transversal que pueda tener un puente está íntimamente ligado con las características de los materiales, las resistencias, el servicio que debe prestar a lo largo de su vida útil, las acciones que debe resistir de manera segura y económica, su diseño geométrico, el entorno en el cual se emplaza, la metodología constructiva, etc.

De las secciones transversales mencionadas anteriormente se consideran las más apropiadas a tomar en cuenta para un análisis la sección T y en cajón.

3.5.1 SECCIÓN CAJÓN

A continuación se resume las características más importantes y también las desventajas acerca de los tableros de sección cajón:

3.5.1.1 Ventajas

- Permite conformar elementos esbeltos, ahorrándose material al requerir menores espesores de las losas de hormigón.
- Alta resistencia torsional y mayor rigidez flexional que en otros tipos de vigas.
- Se generan elementos alivianados por la reducción de hormigón en tramos de luces mayores a 20 m.
- Buen reparto transversal de cargas, sobre todo asimétricas.
- Generalmente no requiere de diafragmas, excepto en los apoyos.
- El pretensado de la viga reduce la fuerza de empuje en los apoyos de arcos isostáticos.
- Las técnicas de pretensado son muy eficientes en la aplicación de arcos biarticulados con tablero inferior que cumplan funciones estructurales como tensor.

3.5.1.2 Desventajas

- Requiere de mano de obra especializada con mayores complicaciones para su fabricación.
- Mayores inconvenientes en el transporte y colocación.
- Mayor número de soldaduras en obra.
- Requiere de metodologías de construcción especiales.
- El diseño y construcción de elementos de sustentación como diafragmas en los apoyos y pilares que transmitan las cargas al terreno de fundación.
- Un diseño común utilizando esta técnica requeriría de accesos independientes o escaleras, para llegar al nivel de la superficie del tablero.
- Para lograr claros más largos se requieren equipos de montaje más pesados y de costos elevados cuando los puentes son de uno o pocos tramos.
- El hormigón pretensado requiere de un mayor control y seguimiento en su elaboración, aspectos que elevan los costos en comparación con el hormigón armado y estructuras de acero cuando los tramos son cortos.

3.5.1.3 Procedimientos Constructivos

Elementos prefabricados

a) Elementos prefabricados que cubren un tramo entero; donde la prefabricación puede realizarse en fábrica con pretensado en banco. La construcción de puentes con elementos prefabricados es económica, tan pronto como sea necesario construir puentes con muchos tramos iguales en serie, además de disponer de elementos elevadores, medios y vías de transporte adecuados.

b) Otra forma se refiere al uso de dovelas (segmentos) prefabricados, y la posterior unión con otros elementos disponiendo de medios de transporte y elevación debiendo tener mucho cuidado en el sellado de las juntas.

3.5.2 VIGA T

La viga T es y seguirá siendo, la sección transversal más económica para puentes rectos, cuando no se requiere una gran esbeltez, cuando la sobrecarga debida al tráfico no es demasiado grande.

Descripción del Empleo de la Técnica

Eficiencia estructural

El uso de un arco con un esquema estructural triarticulado se favorece de minimizar los efectos de cualquier movimiento de los apoyos que ocasionarían en otros casos condiciones de trabajo anormales de gran importancia en los arcos.

El uso de articulaciones:

Una articulación tiene por objeto eliminar o reducir los efectos correspondientes a deformaciones de los apoyos, retracción, variaciones termo-higrométricas, acortamiento de la directriz por compresión longitudinal, etc.

Las articulaciones permanentes tienen la propiedad de minimizar los efectos de una cimentación ya sea por defectos en la construcción o por la falta de confiabilidad del terreno y existan dudas respecto a la posibilidad de producción de asientos o corrimientos de los apoyos

Comportamiento de las alas:

- a) Las alas transfieren la sobrecarga a la viga
- b) El ala actúa como cordón superior de la viga
- c) El ala contribuye a la repartición de cargas pesadas concentradas.¹³

El uso de estribos artificiales:

En los apoyos extremos se disponen de estribos artificiales que tienen la finalidad de introducir cargas suplementarias para conseguir la perpendicularidad entre la resultante y el terreno, y ensanchar la sección para rebajar la carga unitaria al límite admitido. Los estribos artificiales se calculan como macizos sometidos a fuerzas verticales e inclinadas, comprobándose la estabilidad y las condiciones de resistencia por las fórmulas corrientes. También tiene una gran importancia el cálculo de la máxima presión transmitida al terreno.

3.5.2.1 Ventajas

- El hormigón armado es muy eficiente y versátil al considerar el uso del trasdós del arco como superficie de circulación, disponiéndose de escalones cuando sea excesiva la inclinación en la zona de los arranques.
- Considerando la eficiencia del diseño al no considerar columnas, escaleras o accesos independientes a la superestructura, se favorece la economía, a un mejor aspecto de su estética y la optimización del hormigón armado por su alta resistencia a la compresión.
- La sección transversal de la viga T reduce considerablemente la esbeltez del tablero en virtud de la geometría en arco, se favorece por la compresión natural del mismo, minimizando los esfuerzos flexionantes y por lo tanto la altura de la superficie de circulación es menor con respecto al nivel del terreno.
- Cuando el arco tiene un rebajamiento adecuado y no se tiene el cruce de ríos caudalosos, el procedimiento constructivo se facilita y se abarata con la utilización del falso puente.

- No se requiere mano de obra y equipo especializado en técnicas especiales de construcción.

3.5.2.2 Desventajas

- Cuando los arcos son demasiados altos, el empleo de cimbrados y apuntalamientos en la construcción encarecen la obra, considerando también el tiempo que se emplea en las técnicas de colados in situ.
- En el caso de hormigón, debe prestarse atención a las deformaciones por contracción, temperatura y fluencia lenta, las que tiene influencia en la forma del arco y hacen necesarias la adopción de juntas. Por ello el hormigón sin armar requiere la adopción por ejemplo del arco triarticulado, isostático que permite las deformaciones, libres de coacción, debidas al descenso de la clave.

3.5.2.3 Procedimientos Constructivos

a) Falso Puente

En general aplicable a todos los tipos de estructuras, consiste en un entramado de madera o metálico que se eleva desde el nivel de terreno hasta el nivel inferior de la superestructura. El falso puente debe permitir el paso de los vehículos en el mejor de los casos durante la construcción, para lo cual debe proveerse apoyos adecuados, o caso contrario se debe pensar en vías alternativas o desvíos.

b) Volados sucesivos

El método consiste en la construcción en etapas de un voladizo que cubra hasta cerca de la mitad de la luz del tramo, hasta el cierre en la clave. El puente es construido por dovelas desde su arranque, sosteniendo cada dovela provisionalmente por cable que pasando sobre una torre construida en tierra, anclan finalmente en el suelo de la

margen correspondiente. El método ha probado ser efectivo en lugares de gargantas profundas, valles y en ríos navegables.

3.6 EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL

Como parámetros de evaluación se considera la eficiencia estructural, aspectos estéticos, el mantenimiento, la factibilidad de construcción.

3.6.1 EFICIENCIA ESTRUCTURAL

En el diseño de una estructura las exigencias de la ingeniería son muy complejas, debiendo satisfacer además la capacidad portante del suelo, las limitaciones de las deformaciones, estabilidad, protección contra agentes atmosféricos como también el aprovechamiento de los materiales condicionan técnicamente el diseño. De acuerdo a lo mencionado las dos alternativas se ven favorecidas al utilizar el hormigón como material de construcción.

3.6.2 ASPECTOS ESTÉTICOS

El tablero es el elemento más apreciado en una pasarela desde el punto de vista estético por lo que se exige un diseño más pulido, el mismo que debe adecuarse con el entorno que lo rodea y en particular en este caso que también debe presentar características de un arco de ingreso a la ciudad.

La sencillez del diseño adecuando elementos estructurales como las escaleras en el trasdós del arco y evitando las columnas como soporte del tablero dan un mejor aspecto y no obstaculizan la visualidad del conductor, las alturas más bajas de la superficie de circulación del tablero con respecto al nivel del terreno, brindan una mejor sensación de seguridad.

3.6.3 FACTIBILIDAD DE CONSTRUCCIÓN

Considerando los métodos usualmente empleados en nuestro medio las dos alternativas son factibles. Para la viga de hormigón armado se contará con cimbrados especiales in situ que en lo posible no deban obstaculizar el flujo del tráfico o caso contrario se considerara un desvío temporal siempre y cuando sea posible, aunque es una alternativa muy tediosa que no es muy recomendable por la incomodidad que conlleva a los transeúntes.

Por otro lado la construcción de la viga pretensada no precisamente in situ, brinda la comodidad de montaje con equipo y maquinaria especial considerando la disponibilidad de las mismas, que si bien encarece la obra se justifica por la eficiencia en los tiempos de construcción.

3.6.4 ECONOMÍA Y MANTENIMIENTO

En nuestro medio, la economía en un proyecto muchas veces es el aspecto más importante a considerar, si bien en condiciones normales una sección cajón es más económica que una sección maciza de hormigón armado en cuanto a materiales se refiere, el hormigón pretensado se optimiza económicamente con el uso de luces mayores por lo que implica la técnica de moldeado y el control riguroso por personal especialista, transporte, etc.

Sin embargo un diseño eficiente en hormigón armado puede hacer la diferencia en luces cortas a medias por lo que la economía no será un factor determinante considerando estas dos técnicas.

El mantenimiento en una estructura es muy importante, ya que los mismos en algunos puentes son muy elevados por el uso de materiales expuestos a la humedad, corrosión, etc. Considerando ésto, las dos alternativas se ven favorecidas porque prácticamente no requieren mantenimiento.

Tabla N° 3.1 Evaluación General.

ASPECTOS A CONSIDERAR	TABLERO H°A°	TABLERO H°P°
Eficiencia Estructural	Buena	Buena
Aspectos estéticos	Muy Buena	Buena
Factibilidad de Construcción	Muy adecuada	Adecuada
Economía y Mantenimiento	Buena	Buena

En función al anterior análisis se optará por el diseño del tablero con Hormigón Armado utilizando una sección transversal en T, considerando que es la alternativa más favorable y factible.

3.7 DISEÑO SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE PEATONAL

3.7.1 GEOMETRÍA LONGITUDINAL

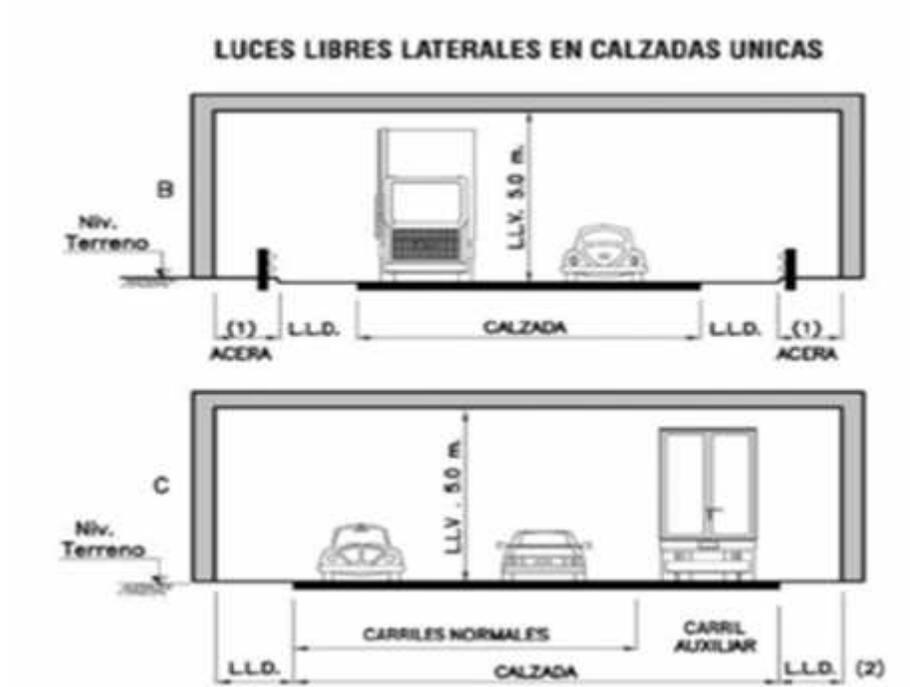
3.7.1.1 Gálibos

El diseño de pasos peatonales debe contemplar una sección libre bajo ellas, que permita el paso de la carretera o camino sobre la cual se emplaza, con el ancho total de su sección transversal incluidas cunetas y cuentas de pie de talud.

El gálibo o altura libre que una estructura de paso en una carretera debe ser tal que brinde un margen de seguridad para los vehículos y la estructura por ésto se debe tener en cuenta para el futuro: pérdidas de altura libre por mantenimientos sobre la rasante de la carretera, asentamientos de la infraestructura, deflexiones en la subestructura y otros.

La distancias vertical o gálibos según fuentes bibliográficas consultadas varían desde 4.4 m. hasta 5.5 m. sobre todo el ancho utilizable de la plataforma (calzada, bermas y acera.)

Fig.3.9 Gálbos vertical y horizontal



Fuente: Manuales Técnicos para el Diseño de Carreteras en Bolivia

Tabla N° 3.2 Gálbos Verticales Recomendados por diferentes Fuentes.

Fuente	Gálbo vertical (m)	
	Mínimo	Deseable
AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets.	4.4	5.0
Secretaria de Comunicaciones y Transportes, México.2001.	5.0	5.5
Norma 3.1-IC. Trazado, de la Instrucción de Carreteras, España.	5.0	5.3
Manual de diseño geométrico de carreteras , Colombia.1998	4.5	4.9
Manual de diseño de puentes, Perú, 2003.	5.0	5.5
Manual y Normas para el diseño geométrico de carreteras, Bolivia.	-	5.0

Fuente: Elaboración Propia

3.7.1.2 Luz de Arco

Se define como la luz de arco a la distancia entre sus articulaciones laterales con la cual se garantice una franja horizontal para la circulación de los vehículos, considerando una flecha mínima igual a la altura de galibo recomendado por normas, adoptando un eje geométrico longitudinal con una directriz parabólica.

3.7.2 ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA

3.7.2.1 Escaleras

Las escaleras son elementos estructurales que tienen la función de salvar desniveles entre dos puntos. Éstas deben ser diseñadas considerando la seguridad y el confort para la circulación del transeúnte.

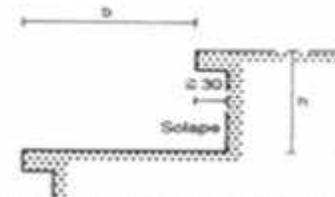
Fig. 3.10 Recomendaciones para el Diseño de escaleras



Fuente: Arte de Proyectar Neufert



Escalera normal 17/29. Rellano cada 18 peldaños como máximo



Si la huella (b) tiene menos de 260 mm, el peldaño ha de tener un solape ≥ 30 mm

La relación entre huella y contra-huella no puede variar a lo largo de la línea de huella

Fuente: Arte de Proyectar Neufert

3.7.2.2 Barandas

Las barandas son elementos de vital importancia, ya que su principal objetivo es el de brindar seguridad a la pasarela y su diseño debe ser tal que ejerza influencia sobre el aspecto del puente, siendo barras finas las que dan una mejor imagen y contribuyen al aspecto liviano de la estructura.

Las barandas de protección que se coloquen en la pasarela deberán extenderse a lo largo de todas la rampas de acceso.

3.7.2.3 Iluminación

La iluminación es importante para dar mayor visibilidad y comodidad a la circulación en horas nocturnas, se colocaran pantallas luminosas en ambos lados de la estructura también pudiendo recurrir a una iluminación específica para resaltar los detalles arquitectónicos.

3.7.3 GEOMETRÍA TRANSVERSAL DEL PUENTE PEATONAL

3.7.3.1 Ancho de la Sección

El ancho libre mínimo de circulación del tablero será de 2.0 metros mínimo cuando se considera el acceso a ciclistas, considerando una franja de 0.60 m. para el espacio que necesita una persona para transitar cómodamente.³

El ancho de la sección del tablero debe proporcionar una circulación cómoda y segura. En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el ala un área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor no menor de 1/2 del ancho del alma, y un ancho efectivo no mayor de 4 veces el ancho del alma.

3.8 MATERIALES

3.8.1 HORMIGÓN

3.8.1.1 Hormigón simple

Es una mezcla de cemento Portland, agregado fino, agregado grueso y agua. En la mezcla el agregado grueso deberá estar totalmente envuelto por la pasta de cemento, el agregado fino deberá rellenar los espacios entre el agregado grueso y a la vez estar recubierto por la misma pasta.

3.8.1.2 Hormigón armado

Se denomina así al hormigón simple cuando éste lleva armaduras de acero como refuerzo y que está diseñado bajo la hipótesis de que los dos materiales trabajan conjuntamente, actuando la armadura para soportar los esfuerzos de tracción o incrementar la resistencia a la compresión del hormigón.

3.8.2 ACERO DE ARMADO

El acero empleado en las armaduras, de conformidad con las especificaciones ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO, acero estructural que satisfagan los requisitos de ACI 3.3.

3.8.3 TUBO ESTRUCTURAL

Regulados por Normas como ASTM A500, se comercializan en largos de 6, 9 y 12 metros según el producto considerado, pudiendo requerir largos especiales de acuerdo a posibilidades técnicas de fabricación. Son tubos con costura conformados en frío soldados mediante el proceso ERW (Soldadura por Resistencia Eléctrica) a partir de flejes de acero laminados en caliente, laminados en frío o galvanizados, este material está considerado en el Código ACI 3.5.6.

La utilización de estos tubos se da en la construcción en general así como herrería de obra y estructura metálica liviana y pesada. Además, se aplican para el armado de columnas para alumbrado público, cartelería y señalización de carreteras. También forman parte de los productos de la industria del mueble y camping como de las maquinarias agrícolas. Se disponen en el mercado con una amplia gama dimensional (5/8" a 5") y una variada disponibilidad de espesores (0,80 mm. a 6,35 mm.) en terminaciones redondo, cuadrado y rectangular.

3.9 NORMAS DE DISEÑO

A nivel mundial existen normas de diseño que constituyen el fundamento teórico-práctico de toda construcción; las que se basan en criterios europeos (Eurocódigo) y las que se basan en criterios americanos (American Concrete Institute A.C.I) El Eurocódigo tiene como base la Filosofía Racional, creando un modelo a partir de

hipótesis o principios teóricos, los que son probados en el laboratorio en la etapa de la verificación. En cambio la ACI emplea el método de la Filosofía Natural, utilizando la experimentación (recolección de datos); de estos datos obtenidos se generan las ecuaciones correspondientes (modelaje), para finalmente verificarlos en el laboratorio. La principal diferencia entre ambas normas es que la Europea es más rica a nivel académico y conlleva mayor investigación teórica; mientras que la Americana es mucho más práctica y rica en investigación experimental; pero cabe señalar que existen otras diferencias que son más sutiles pero que no dejan de tener importancia. Debido a la tendencia de los países Sudamericanos a seguir las normas Americanas por el continuo trabajo de investigación experimental que desarrollan en los campos de la ingeniería, y como nuestro país se encuentra en una etapa de transición con tendencias a adoptar estas normas, las recomendaciones y los criterios de diseño de las Normas **REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-05) Y COMENTARIO (ACI 318SR-05)** (Versión en español y en sistema métrico) , AASHTO, **ESPECIFICACIONES ESTÁNDAR PARA PUENTES DE CARRETERAS 2004 - MÉTODO DE DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)** , serán las que marquen los lineamientos para el desarrollo de este proyecto.

3.10 MÉTODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA

El Método de Diseño por Resistencia requiere que en cualquier sección la resistencia de diseño de un elemento sea mayor o igual que la resistencia requerida calculada mediante las combinaciones de cargas mayoradas especificadas en el código. De forma generalizada.

$$\text{Resistencia de Diseño} = \text{Resistencia Requerida (U)}$$

Donde:

Resistencia de Diseño = Factor de Reducción de la Resistencia (ϕ) \times Resistencia Nominal.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia que toma en cuenta (1) la probabilidad de que la resistencia de un elemento sea menor que la supuesta debido a las variaciones en las resistencias de los materiales y sus dimensiones, (2) las imprecisiones de las ecuaciones de diseño, (3) el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida del elemento cargado, y (4) la importancia del elemento dentro de la estructura .

Resistencia Nominal = Resistencia de un elemento o sección transversal calculada usando las hipótesis y ecuaciones de resistencia del Método de Diseño por Resistencia, antes de aplicar cualquier factor de reducción de la resistencia.

Resistencia Requerida (U) = Factores de carga \times Solicitaciones por cargas de servicio. La resistencia requerida se calcula de acuerdo con las combinaciones cargas.

Factor de Carga = Factor que incrementa la carga para considerar la probable variación de las cargas de servicio.

Carga de Servicio = Carga especificada por el código de construcción (no mayorada)

Simbología:

Resistencia requerida

M_u = momento flector mayorado (resistencia a la flexión requerida).

P_u = carga axial mayorada (resistencia a la carga axial requerida) para una excentricidad dada.

V_u = fuerza de corte mayorada (resistencia al corte requerida).

T_u = momento torsor mayorado (resistencia a la torsión requerida).

Resistencia nominal

M_n = resistencia nominal al momento flector.

M_b = resistencia nominal al momento flector en condiciones de deformación balanceada.

P_n = resistencia nominal a la carga axial para una excentricidad dada.

P_o = resistencia nominal a la carga axial para excentricidad nula.

P_b = resistencia nominal a la carga axial en condiciones de deformación balanceada.

V_n = resistencia nominal al corte.

V_c = resistencia nominal al corte provista por el hormigón.

V_s = resistencia nominal al corte provista por el acero de la armadura.

T_n = resistencia nominal a la torsión.

Resistencia de diseño

ϕM_n = resistencia al momento flector de diseño.

ϕP_n = resistencia a la carga axial de diseño para una excentricidad dada.

ϕV_n = resistencia al corte de diseño = $\phi (V_c + V_s)$.

ϕT_n = resistencia a la torsión de diseño.

Todos los elementos y secciones de una estructura se deben dimensionar de manera que satisfagan este criterio bajo la combinación de cargas más crítica para todas las acciones posibles (flexión, carga axial, corte, etc.):

$$P_n \quad P_u$$

$$M_n \quad M_u$$

$$V_n \quad V_u$$

Tn Tu

3.11 CARGAS DE DISEÑO

Se consideran cargas de diseño a todas las acciones que directamente o indirectamente influyen y que se deben tener en cuenta para el proyecto del paso peatonal, estas son cargas permanentes y sobrecargas.

3.11.1 CARGAS PERMANENTES

Son todos los pesos de los elementos que constituyen la estructura, que actúan en todo momento, siendo constante en magnitud y posición. Están formadas por el **peso propio** y la **carga muerta** adicional a ésta.

3.11.2 SOBRECARGAS

a.-) Sobrecargas de Uso

En pasos peatonales se recomiendan una sobrecarga uniforme de 400 kg/m², extendida sobre toda la superficie.¹⁰

b.-) Empuje horizontal Sobre Barandas

En el elemento superior de las barandas (pasamanos), se considera una carga distribuida tipo borde de cuchillo que actúan horizontal y perpendicular a dicho elemento de 73 kg/m (es decir, 73 kg. por metro lineal).

3.12 HIPÓTESIS DE CARGAS ACI 318 -05

Según la Norma ACI 318-05, las hipótesis de cargas que se deben considerar son las que se indican a continuación se indican, eligiendo en cada caso, las que resulten más desfavorables.

¹⁰: H. Nilson- "Diseño de Estructuras de Hormigón"

$$+ U = 1,4(D + F) \quad \text{Ec (1)}$$

$$+ F + U = 1,2(D + (L_r + 0,5 H) + L + 1,6(T) + S + R)$$

Ec. (2)

$$+ 1, U = 1,2D + L_r + 0,5L + (1,0L + 1,6W + S + R) \quad \text{Ec.}$$

(3)

$$U = 1,2D + L_r + 0,5L + (1,0L + 1,6W + S + R) \quad \text{Ec.}$$

(4)

$$1, U = 1,2D + 0,2S + 1,0L + 0E \quad \text{Ec.}$$

(5)

$$1, U = 0,9D + 0,6W + 1,6H + \quad \text{Ec.}$$

(6)

$$+ 1, U = 0,9D + 0E + 1,6H + \quad \text{Ec.}$$

(7)

Donde:

D = cargas permanentes, o las solicitaciones correspondientes.

E = efectos de carga de las fuerzas sísmicas, o las solicitaciones correspondientes.

F = cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables, o las solicitaciones correspondientes.

H = cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales, o las solicitaciones correspondientes.

L = sobrecargas, o las solicitaciones correspondientes.

L_r = sobrecargas en las cubiertas, o las solicitaciones correspondientes.

R = cargas provenientes de la lluvia, o las solicitaciones correspondientes.

S = carga de nieve, o las solicitaciones correspondientes.

T = efectos acumulativos de la contracción o expansión resultante de las variaciones de temperatura, la fluencia lenta, la contracción y el hormigón de contracción compensada.

U = resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o las solicitaciones correspondientes.

W = carga de viento, o las solicitaciones correspondientes.

I = Cargas por impacto: Sustituir L + I en lugar de L.

3.13 SOFTWARE CÁLCULO ESTRUCTURAL

En el calculo estructural, se hace uso del programa SAP2000, que utiliza el Análisis de Elementos Finitos Integrado, cuyo método corresponde al de los Desplazamientos o de la Rigidez, que se usa más ampliamente debido a que se pueden programarse con mayor facilidad y puede aplicarse a cualquier tipo de estructura.

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, los cuales se usan luego para determinar las fuerzas internas (o momentos) en los elementos, así como las reacciones en los apoyos. Además, si la estructura es inestable, no puede determinarse ninguna solución, quedando el proyectista prevenido.

3.14 DISEÑO DE ARMADURAS EN VIGAS T DE HORMIGÓN ARMADO

Para el dimensionamiento de las vigas se debe tomar en cuenta su resistencia tanto a la flexión como a corte por lo que se tienen las siguientes especificaciones de la Norma.

3.14.1 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS A FLEXIÓN

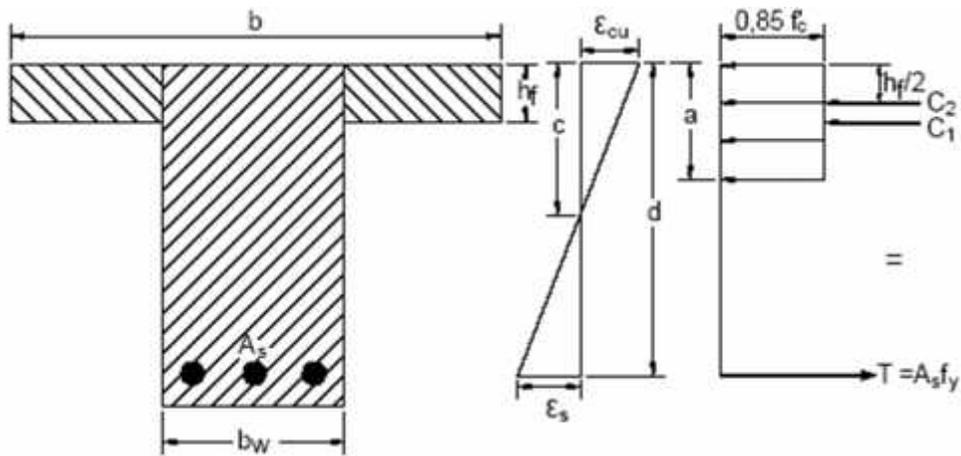
La viga de Hormigón Armado sujeta al efecto de flexión puede fallar de dos formas, por falla del concreto o por falla del Acero, dichas fallas se diferencian fundamentalmente en que la falla por aplastamiento del concreto es una falla explosiva y sin previo aviso, mientras que la falla por fluencia del acero es una falla gradual donde se observa un incremento de la deflexión de la viga, dicha deflexión visible permite a los ocupantes abandonar la estructura, antes que se produzca el colapso.

La Norma permite diseñar vigas de hormigón armado que nos garantiza que la falla de las mismas será por fluencia del Acero y no por aplastamiento del Concreto, para tal efecto la Norma define a la cuantía balanceada como aquella cuantía en la cual tanto el acero como el concreto fallan, definiendo a la cuantía máxima como el 75% de esta cuantía balanceada, mientras que para efectos reológicos del hormigón la norma impone una cuantía mínima. Para entender la nomenclatura y las fórmulas tenemos la Figura N° 3.11

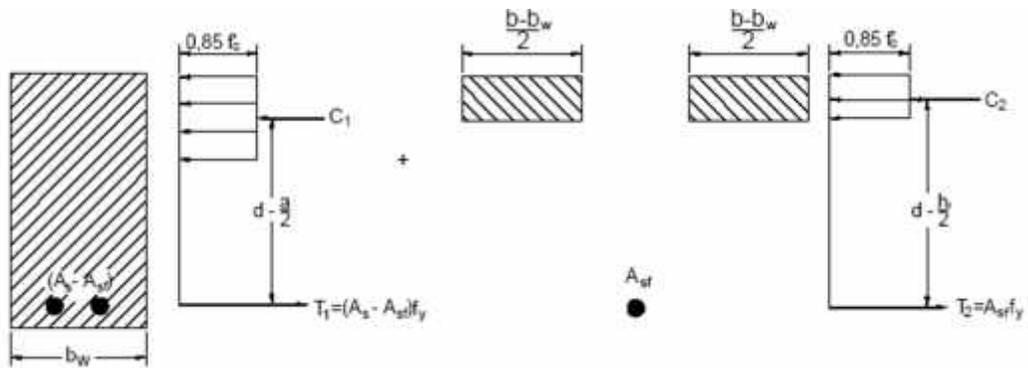
Secciones con alas que sólo tienen armadura de tracción

Cuando el espesor del ala comprimida es mayor o igual que la profundidad del bloque de tensiones rectangular equivalente, a la resistencia al momento M_n se calcula usando la ecuación , como para una sección rectangular cuyo ancho es igual al ancho de ala. Si el espesor del ala comprimida h_f es menor que la resistencia nominal al momento M_n es:

Fig. 3.11 Esfuerzos en Vigas T de H° A°



Deformación específica y distribución de tensiones equivalentes para una sección con alas



$$M_u = (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

Donde

A_{sf} = área de armadura requerida para equilibrar la resistencia a la compresión de las alas que sobresalen

$$= 0.85 f_c (b - b_w) h_f / f_y$$

$$a = (A_s - A_{sf}) f_y / 0.85 f_c b_w$$

b = ancho de ala efectivo

b_w = ancho del alma

h_f = espesor del ala

La nomenclatura está dada por:

c	= Posición del eje neutro
d	= Canto útil.
h	= Altura de la viga.
b	= Base de la viga.
a	= altura del bloque de compresión.
A _s	= Área de Acero de Refuerzo.
f'c	= Resistencia característica del Hormigón a los 28 días.
f _y	= Límite de fluencia del Acero.
T	= Resultante de las fuerzas de tracción (actúan en el acero)
C	= Resultante de las fuerzas de la zona comprimida (concreto).
_{max}	= Cuantía de acero máxima.
_{min}	= Cuantía de acero mínima.
_b	= Cuantía de acero balanceada.
	= Cuantía de acero de la viga.
w	= Factor de reducción de efectos (flexión = 0,9; corte = 0,85)
M _u	= Momento último mayorado.
U _u	= Esfuerzo último de corte.
V _u	= Cortante último mayorado.
U _c	= Esfuerzo cortante que resiste el hormigón
S	= Espaciamiento
A _v	= Área de acero para los estribos.

Tenemos las siguientes Fórmulas:

$$a = S_1 c \quad (14)$$

$$\dots_b = 0,85S_1 \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{V_c}{V_c + V_s} \right] = 0,85S_1 \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{6090}{6090 + f_y} \right] \quad (15)$$

$$\dots_{\max} = 0,75\dots_b \quad (16)$$

$$\dots_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (17)$$

$$\dots = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85f'_c b d^2}} \right] \quad (18)$$

Siempre se debe Verificar que: $\dots_{\min} \leq \dots \leq \dots_{\max}$ entonces el área de acero para resistir los esfuerzos de tensión es:

$$A_s = \dots b d \quad (19)$$

En las ecuaciones (15) y (17) el valor de f_y debe estar en unidades kg/cm^2 , mientras que el valor de S_1 está en función de la resistencia característica del Hormigón cuyo valor es:

$$\begin{cases} f'_c \leq 280 \text{Kg/cm}^2 \rightarrow S_1 = 0,85 \\ 280 \leq f'_c \leq 350 \text{Kg/cm}^2 \rightarrow S_1 = 0,85 - 0,05 \frac{f'_c - 280}{70} \\ f'_c \geq 560 \text{Kg/cm}^2 \rightarrow S_1 = 0,65 \end{cases} \quad (20)$$

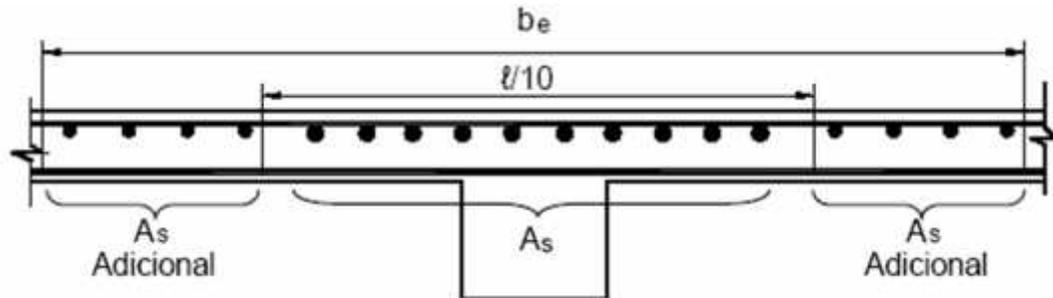
En la ecuación (20) los valores para f'_c están en Kg/cm^2 .

Distribución de la armadura de tracción en las alas de las vigas T

Para controlar la fisuración por flexión en las alas de las vigas T, la armadura de tracción por flexión se debe distribuir sobre un ancho de ala no mayor que el ancho efectivo del ala ó $1/10$ de la luz, cualquiera sea el valor que resulte menor. Si el

ancho efectivo del ala es mayor que 1/10 de la luz, se debe disponer alguna armadura longitudinal adicional en las zonas externas del ala.

Fig.3.12 Armadura de momento negativo para vigas con alas



3.14.2 DIMENSIONAMIENTO A ESFUERZO CORTANTE EN LAS VIGAS

El estudio de los esfuerzos diagonales en vigas, es un tema muy delicado donde no existe un método analítico que sustente una teoría bien definida, pero mediante los ensayos de laboratorio se pueden llegar a algunas correlaciones importantes que satisfagan el modelo dado. La Norma ACI impone las siguientes ecuaciones:

$$U_u = \frac{V_u}{w.b.d} \quad (21)$$

$$U_c = 0,53\sqrt{f'_c} \quad (22)$$

Donde:

w = Factor de reducción de efectos (corte = 0,85)

U_u = Esfuerzo último de corte (kg/cm^2).

- V_u = Cortante último mayorado (kg).
 U_c = Esfuerzo cortante que resiste el hormigón (kg/cm²).
 d = Canto útil (cm).
 b = Base de la viga (cm).
 f'_c = Resistencia característica del Hormigón a los 28 días (kg/cm²).

Si $(U_u - U_c) > 2,12\sqrt{f'_c}$ entonces la pieza rompe por compresión oblicua y se **DEBE AUMENTARSE LA SECCIÓN**. Luego procedemos a calcular el espaciamiento S dado por:

$$S = \frac{A_v \cdot f_y}{(U_u - U_c)b} \quad (23)$$

Donde:

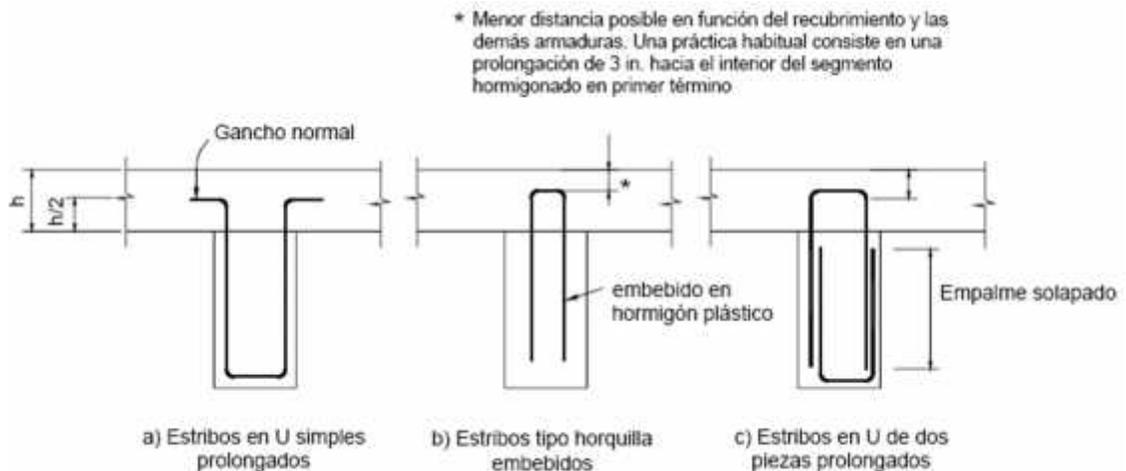
- U_u = Esfuerzo último de corte (kg/cm²).
 V_u = Cortante último mayorado (kg).
 U_c = Esfuerzo cortante que resiste el hormigón (kg/cm²).
 S = Espaciamiento (cm).
 A_v = Área de acero para los estribos (cm²).
 f_y = Límite de fluencia del Acero (kg/cm²).

Para calcular el espaciamiento máximo se debe escoger el menor de los siguientes valores:

$$S_{\max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{2} \\ 60cm \rightarrow (U_u - U_c) \leq 1,06\sqrt{f'_c} \\ 30cm \rightarrow (U_u - U_c) > 1,06\sqrt{f'_c} \\ \frac{A_v f_y}{3,5 \cdot b} \end{array} \right. \quad (24)$$

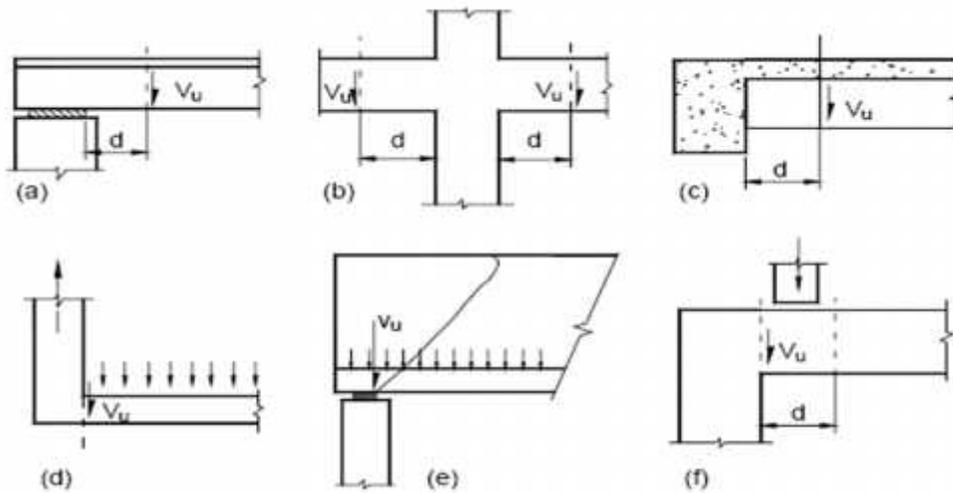
Los estribos se deben anclar "en forma total" dentro de los elementos vinculados, La Figura N° 3.13 ilustra algunos detalles de estribos que se han usado exitosamente tanto en ensayos de laboratorio como en la práctica profesional. La Figura N° 3.13 (a) muestra un estribo prolongado, el uso de estribos embebidos tipo "horquilla," como el ilustrado en la Figura N° 3.13(b), constituye una práctica habitual en la industria del hormigón prefabricado pretensado. Muchos productos se fabrican de forma tal que resulta difícil ubicar los estribos para corte antes de colocar el hormigón. Para resistir el corte se puede usar armadura de corte (estribos) prolongada a partir del hormigón colocado previamente y anclada adecuadamente en la porción compuesta del elemento (Figura N° 3.13). Por lo tanto, esta armadura se puede usar para satisfacer los requisitos tanto de armadura de corte vertical como de armadura de corte horizontal.

Fig. N° 3.13 Estribos para corte



Para determinar los cortantes últimos, se deben tomar en consideración los ubicados a una distancia "d" de la cara donde se quiere hacer el diseño. (Ver figura N° 3.14)

Fig. N° 3.14 Ubicación del momento de diseño



Cabe recordar que:

Si $U_u < U_c$ = teóricamente no se necesita estribos pero igual se dispone del refuerzo, para distribuir las fisuras.

Si $U_u < U_c / 2$ = Entonces recién se puede prescindir de la armadura.

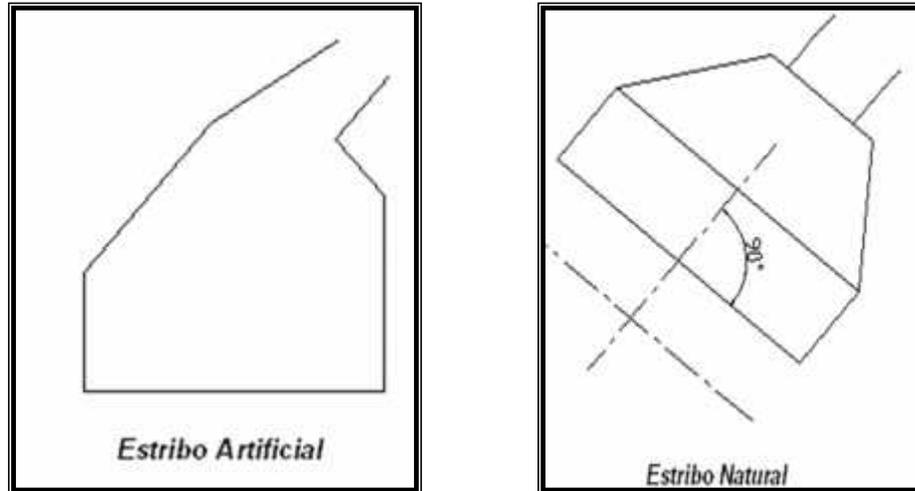
3.15 DISEÑO DE SUBESTRUCTURA DEL PUENTE PEATONAL

3.15.1 GEOMETRÍA DE ESTRIBOS

La *estribación natural* de un arco se obtiene ensanchando su sección de un modo gradual, hasta obtener la superficie necesaria para reducir la tensión máxima de compresión por debajo de la carga unitaria que puede soportar el terreno. La superficie de apoyo se dispondrá inclinada, y aproximadamente perpendicular a la dirección de la acción máxima sobre el terreno.

Cuando no se pueda adoptar esta solución, lo que denota que el arco no encaja naturalmente en las márgenes, se dispondrá *estribos artificiales*. Ésto tiene por objeto introducir unas cargas suplementarias para conseguir la perpendicularidad entre la resultante y el terreno, y ensanchar la sección para rebajar la carga unitaria al límite admitido.

Fig. 3.15 Tipo de Estribos de arcos



Fuente: Formulario para Proyección de Puentes en Arco – C. Fernández Casado

3.15.2 MATERIALES

3.15.2.1 Acero de Armado

El acero empleado en las armaduras, de conformidad con las especificaciones ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO, acero estructural que satisfagan los requisitos de ACI 3.3.

3.15.2.2 Hormigón simple

Es una mezcla de cemento Pórtland, agregado fino, agregado grueso y agua. En la mezcla el agregado grueso deberá estar totalmente envuelto por la pasta de cemento, el agregado fino deberá rellenar los espacios entre el agregado grueso y a la vez estar recubierto por la misma pasta.

3.15.2.3 Hormigón armado

Se denomina así al hormigón simple cuando éste lleva armaduras de acero como refuerzo y que está diseñado bajo la hipótesis de que los dos materiales trabajan conjuntamente, actuando la armadura para soportar los esfuerzos de tracción o incrementar la resistencia a la compresión del hormigón.

3.15.3 CARGAS

Las cargas que se toman en cuenta par el diseño de un estribo artificial tendremos en cuenta el peso propio de éste, el empuje del arco y el de tierras que sobre él actúan.

3.15.4 VERIFICACION DE ESTABILIDAD

Los estribos artificiales se calculan como macizos sometidos a fuerzas verticales e inclinadas, comprobándose la estabilidad y las condiciones de resistencia por las fórmulas corrientes. También tiene una gran importancia el cálculo de la máxima presión transmitida al terreno

3.15.4.1 Factor de seguridad al Volteo

$$F_s = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1.5$$

3.15.4.2 Factor de Seguridad al deslizamiento

$$F_s = \frac{\sum F_v}{\sum F_h} > 1.5$$

3.16 DISEÑO DE TORRES

3.16.1 ARMADURAS TRIDIMENSIONALES O ESPACIALES ¹⁶

También denominados vigas en celosía, son estructuras formadas por un grupo de tirantes, puntales conectados de tal manera que actúan como una viga de gran tamaño.

3.16.1.1 Geometría

Los elementos forman generalmente uno o varios triángulos en un solo plano y dispuestos de tal forma que las cargas externas se aplican en los nudos, por lo que teóricamente sólo causan tensión y compresión axial en los elementos, suponiendo que los mismos están conectados en sus nudos por pasadores sin fricción, evitando las sollicitaciones en flexión

Casi todas las armaduras son por naturaleza tridimensionales. Sin embargo pueden descomponerse en otros sistemas de armaduras independientes alojadas en planos perpendiculares. Muchas torres, cúpulas y grúas son estructuras tridimensionales formadas por elementos dispuestos de manera que es imposible separarlos en sistemas diferentes con el fin de analizarlos en forma individual. La diferencia de

¹⁶:MacCormac, *Análisis de Estructuras*, Cap. 6 pág135

estos casos estriba cuando los sistemas de armaduras no se encuentran en planos perpendiculares entre si. Las fuerzas en una armadura unida a otra con un ángulo distinto de 90°, afectan a las fuerzas en esta armadura. En este tipo de armaduras es necesario analizar toda la estructura como una unidad, en vez de considerar los diferentes sistemas en varios planos individuales.

Principios Básicos

Se supone que las armaduras tridimensionales, así como las planas están formadas por elementos sujetos sólo a fuerza axial. En otras palabras, se supone que las armaduras están formadas por elementos rectos entre sus juntas, que las cargas están aplicadas sólo en los nudos, que los extremos de los elementos pueden girar libremente (para que esta situación se tuviera en efecto, los elementos tendrían que estar conectados mediante juntas universales, o por lo menos con pasadores sin fricción), etc. aunque constructivamente se unen los elementos con pernos o soldadura.

Ecuaciones de la Estática

En cada nudo de una armadura espacial se dispone de tres ecuaciones para el cálculo de las incógnitas: ($\Sigma X = 0, \Sigma Y = 0, \Sigma Z = 0$)

Si j es el número de nudos, m el número de barras y r es el número de componentes de reacción, puede verse que para que una armadura espacial sea estáticamente determinada, debe cumplirse la siguiente relación:

$$3j = m - r$$

Teoremas especiales Aplicables a las armaduras Especiales

1.- La componente de una fuerza sobre un eje a 90° es cero, porque por grande que sea la fuerza, al multiplicarse por el coseno de 90° , el resultado será cero. Una fuerza no puede tener componentes en un plano normal al que la contiene. Además, una fuerza no puede causar momentos respecto a ningún eje en su plano, porque o bien interfecta al eje o es paralela él. De lo anterior es evidente que si varias barras de un armadura se unen en un nudo, de las cuales todas excepto una se encuentran en el mismo plano, la componente de las fuerzas de esta barra, normal al plano de las otras barras, debe ser igual a la suma de las componentes de las fuerzas externas en el nudo, normales al mismo plano. Si no hay fuerzas externas presentes, la barra no tiene fuerza.

2.- Las ecuaciones de la Estática muestran claramente que si hay un nudo en una armadura que no contiene cargas externas y en el que se ha visto que todas excepto dos barras no tienen fuerza, entonces esas dos barras también deben tener fuerza nula, a menos que sean colineales

Tipos de Apoyo

1.- La articulación puede tener tres componentes de reacción porque puede resistir fuerzas en las direcciones X, Y y Z

2.- El apoyo guiado tiene libertad de moverse en una dirección paralela a la superficie de soporte. En la otra dirección paralela a la superficie de soporte el movimiento está impedido, así como en la dirección perpendicular a la superficie, dando un total de dos componentes de reacción.

3.- Los rodillos planos, las placas planas y las esferas de acero presentan resistencia sólo al movimientos perpendicular a la superficie de soporte, dando una sola reacción

Tipos de Uniones en armaduras ⁷

Fig.3.16 a) *Unión de Varios Elementos en un Nudo*

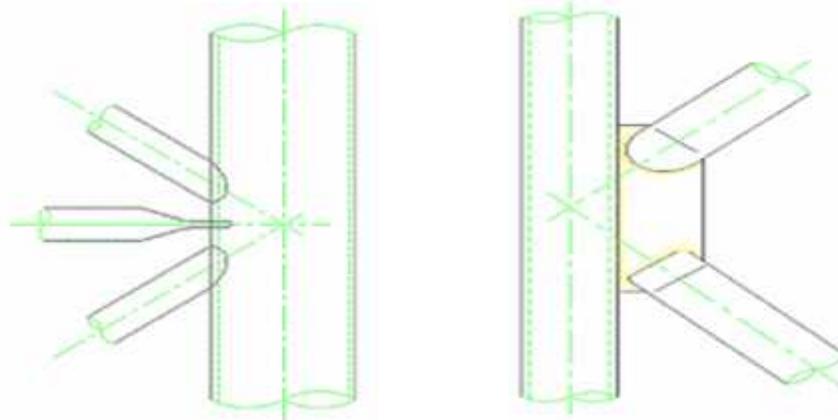
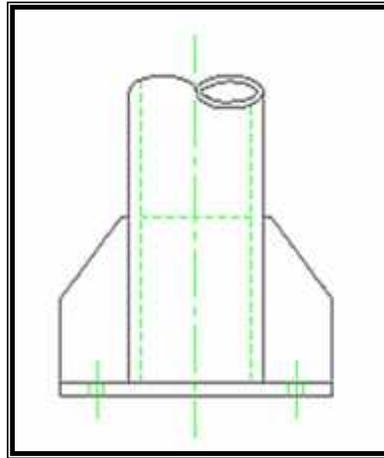


Fig. 3.16 b) *Apoyo Tipo en Anclaje*



⁷ :www.ictubular.es

3.16.2 MATERIALES

3.16.2.1 Tubo Estructural

Regulados por Normas como ASTM A500, se comercializan en largos de 6, 9 y 12 metros según el producto considerado, pudiendo requerir largos especiales de acuerdo a posibilidades técnicas de fabricación. Son tubos con costura conformados en frío soldados mediante el proceso ERW (Soldadura por Resistencia Eléctrica) a partir de flejes de acero laminados en caliente, laminados en frío o galvanizados, este material está considerado en el Código ACI 3.5.6.

3.16.2.2 Hormigón armado

Se denomina así al hormigón simple cuando éste lleva armaduras de acero como refuerzo y que está diseñado bajo la hipótesis de que los dos materiales trabajan

conjuntamente, actuando la armadura para soportar los esfuerzos de tracción o incrementar la resistencia a la compresión del hormigón.

3.16.3 CARGAS

3.16.3.1 Cargas Permanentes

Son todos los pesos de los elementos que constituyen la estructura, que actúan en todo momento, siendo constante en magnitud y posición. Están formadas por el **peso propio** y la **carga muerta** adicional a ésta.

3.16.3.2 Sobrecargas

a.-) Sobrecargas de Uso

Se considera el peso de una persona actuando de manera puntual en los nudos.

b) Sobrecargas Climáticas

- **Presión Horizontal del Viento**

La acción del viento se asimila como si estuviera actuando una carga estática horizontal, en las superficies donde su velocidad se hace nula, deducidas de las siguientes expresiones:

$$w = \frac{v^2}{16} \qquad p = c \cdot w$$

Donde:

w = Presión Dinámica, kg/m²

v = Velocidad del viento local expresada en m/s

c = Coeficiente eólico, positivo para presión y negativo para succión

p = Sobrecarga de viento Kg/m²

3.16.4 FACTORES DE CARGA CON ESPECIFICACIONES US.AISC LRFD 1993 EN ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$U = 1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.8W)$$

$$U = 1.2 D + 1.3W + 1.0L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D \pm 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

Considerando la posibilidad de cargas de impacto con levantamiento. Esta condición se incluye para cubrir los casos donde se desarrollan fuerzas de tensión debidas a momentos de volteo.¹⁴

$$U = 0.9 \pm (1.3 W \text{ o } 1.0 E)$$

¹⁴ *Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD McCormac, Cap. 2, Pág. 4*

Donde:

D = Cargas muertas

L = Cargas vivas

Lr = Cargas vivas en techos

S = Cargas de nieve

R = Carga inicial de agua de lluvia o hielo

U = Carga última

E = Cargas de sismo

W = Carga de viento

Factores de Resistencia Característicos

SITUACIONES

0.85 Columnas, aplastamiento del alma, distancia al aborde y capacidad de aplastamiento en agujeros

0.90 Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzo paralelo al eje de la soldadura, fluencia de la sección total de miembro a tensión

3.16.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se hace uso del programa SAP 2000, con el cual se obtienen los esfuerzos internos de los elementos y las reacciones en los apoyos, para realizar el cálculo de los anclajes.

Este programa posee una plataforma de análisis de estructuras espaciales metálicas muy completo, la cual verifica si las secciones asumidas satisfacen las solicitaciones generadas, de no ser así existe la posibilidad de que el programa facilite la selección y optimización de secciones previamente sugeridas por el diseñador.

3.16.6 VERIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE TUBO

3.16.6.1 Verificación a compresión de Elementos de Torre

a) Factor de Frontera elástico

$$\lambda_c = \frac{K \cdot L}{r \cdot f} \cdot \sqrt{\left(\frac{F_y}{E} \right)}$$

b) Esfuerzo crítico de pandeo

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y$$

c) Área requerida

$$A_g = \frac{P_u}{F_{cr} \cdot \phi}$$

3.16.6.2 Diseño de espesor de soldadura

a) Área de soldadura

$$A_{sold} = \sum dist \cdot l$$

b) El esfuerzo Vertical de corte

$$\dagger v_c = \frac{F_v}{A_{sold}}$$

c) El esfuerzo horizontal de corte

$$\dagger h_c = \frac{Fh}{A_{Sold}}$$

d) El esfuerzo crítico

$$\dagger_R = \sqrt{\dagger v^2 + \dagger h^2}$$

e) La resistencia del electrodo

$$WF_w = W \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot Fu$$

f) Espesor de diseño de soldadura

$$e_{filete} = \frac{\dagger_R}{WF_w}$$

3.16.7 DISEÑO DE ANCLAJES

El diseño de anclajes de los elementos de apoyo de las torres a las zapatas, consideran los esfuerzos de corte y tracción de estos elementos. Las normas ACI disponen recomendaciones y verificaciones específicas para el diseño de anclajes al hormigón las cuales se resumen de la sgte. manera:

3.16.7.1 Diseño a Tracción

a) Determinación de la resistencia a la tracción de diseño

$$Nsa = n \cdot A_{se} \cdot fut$$

b) Resistencia al desprendimiento del hormigón por tracción

$$wN_{cbg} = w \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \cdot r \cdot s \cdot \} \cdot Nb$$

c) Resistencia al arrancamiento del anclaje por tracción

$$wN_{pn} = wr \cdot s \cdot \} \cdot Np$$

3.16.7.2 Diseño a corte

$$wVn \geq Vua$$

a) Resistencia del acero sometido a cortante

$$V_{sa} = n \cdot A_{se} \cdot fut$$

b) Resistencia al desprendimiento del hormigón por corte

$$wV_{cbg} = w \frac{A_{VC}}{A_{VCO}} \cdot r \cdot s \cdot \} \cdot Vb$$

c) Resistencia al arrancamiento del hormigón

$$wV_{cpg} = wK_{cp} \cdot N_{cbg}$$

3.16.8 FUNDACIONES ¹⁷

La fundación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacente. Todos los suelos se comprimen en forma considerable al someterse a cargas y causan asentamientos en la estructura soportada.

Para limitar los asentamientos de la estructura deberemos transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente y distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto. Si existe un suelo satisfactorio inmediatamente debajo de la estructura, es suficiente distribuir la carga mediante zapatas u otros medios. Dado el uso común de zapatas en nuestro medio, procederemos a describir algunos criterios tomados de la bibliografía dada al final de este capítulo.

Una cimentación es superficial cuando transmite la carga al suelo por presión bajo su base sin rozamiento lateral de ningún tipo. Terzaghi y Peck dicen que un cimiento es superficial cuando su anchura es igual o mayor que su profundidad, éstas pueden ser mediante zapatas aisladas, zapatas continuas en uno o ambos sentidos, zapatas en colindancia y placas de cimentación.

Tabla N° 3.3 Profundidades de Cimentación

<i>Tipo de cimentación</i>	<i>Profundidad del plano de cimentación</i>
<i>Superficial</i>	<i>0 – 4 m</i>
<i>Pozos de cimentación</i>	<i>4 – 6 m</i>
<i>Pilotes</i>	<i>> 6 m</i>

Fuente: Estructuras de hormigón armado

¹⁷ :Manual de Cálculo de Hormigón en base al Código ACI 318-05

Las zapatas se deben diseñar para resistir los efectos de las cargas axiales, cortes y momentos aplicados mayorados. El tamaño (área de la base) de una zapata, o la distribución y el número de los pilotes, se determina en base a la tensión admisible del suelo o a la capacidad admisible de los pilotes, respectivamente. La tensión admisible del suelo o la capacidad de los pilotes se determina utilizando los principios de la Mecánica de Suelos de acuerdo con los reglamentos aplicables.

.3.16.8.1 Diseño de Zapatas

Para las zapatas se especifica el siguiente procedimiento de diseño:

1. El tamaño de la zapata (dimensiones en planta) o el número y la distribución de los pilotes se determina en base a las cargas (permanentes, sobrecargas, de viento, sísmicas, etc.) no mayoradas (de servicio) y a la tensión admisible del suelo o la capacidad del pilote.
2. Una vez establecidas las dimensiones en planta, la altura de la zapata y la cantidad de armadura requerida se determinan en base a los requisitos de diseño.

Las presiones de servicio y los cortes y momentos resultantes se multiplican por los factores de carga que corresponda especificados y se utilizan para dimensionar la zapata. A los fines del análisis, se puede asumir que una zapata aislada es rígida, con lo cual para cargas centradas se obtiene una tensión del suelo uniforme y para cargas excéntricas se obtiene una distribución triangular o trapezoidal (combinación de carga axial y flexión). A la zapata sólo se debe transmitir el momento flector que existe en la base de la columna o cabezal. No es necesario transmitir a la zapata el mínimo momento requerido por consideraciones de esbeltez

CAPÍTULO IV DESARROLLO DE METODOLOGÍA DE CÁLCULO

4.1 INGENIERÍA BÁSICA

En el caso del presente proyecto los estudios hidrológicos e hidráulicos no serán necesarios debido a que la ubicación del puente peatonal se encuentra sobre una carretera y aunque la proyección del diseño esta cerca de las riveras del Río Bermejo, no se encontró con nivel freático a una profundidad de 2.5 m. También considerando que Bermejo se encuentra en una zona de riesgo sísmico baja casi inexistente es razón por la que no se tomará en cuenta los estudios de riesgo sísmico.

4.1.1 HECHOS DE TRÁNSITO

El Organismo Operativo de Transito en sus partes diarios informan que durante las gestiones 2006-2008 los incidentes de hechos de tránsito en la zona que involucran colisión de vehículos a peatones suman 11 de los cuales 4 son fatales, ésto debido a las elevadas velocidades de los motorizados y descuido de los peatones, circunstancias que al implementarse un centro cultural en la zona motiva a aplicar medidas de seguridad vial como el paso peatonal.

Los resúmenes de partes diarios de accidentes se muestran en el anexo I.

4.1.2 ESTUDIO DE TRÁFICO

El objetivo de este estudio es el de poder brindar información sobre el estado del tránsito vehicular, peatonal en la Avenida Petrolera, para que en función a los resultados que brinde el estudio de tráfico se pueda identificar los problemas de tránsito y se pueda definir las necesidades y sus soluciones.

Los datos del análisis de tráfico se obtuvo a través de aforo manual se lo realizó en la Avenida Petrolera a la altura del cruce del ingreso al Barrio Petrolero, en Julio del 2009, sobre ambos carriles de la vía.

Del análisis de tráfico se tiene que:

1.- El tráfico sobre la Avenida Petrolera es importante y tiene considerables volúmenes de tránsito en esta zona de acceso a la ciudad de Bermejo.

2.- Los vehículos que predominan el tráfico y en el alto porcentaje son los vehículos livianos: taxis y otros vehículos como los particulares; y los de menor porcentaje los vehículos pesados.

3.- Como se puede observar ésta es una zona de tráfico vehicular diario a considerar, con un Tránsito Promedio Horario (TPH) de 518 vehículos; las avenidas sirven para descongestionar el tráfico en los centros urbanos pudiendo utilizarse velocidades más elevadas, por esta razón el peatón requiere más seguridad en esta zona, siendo una solución factible la construcción del puente peatonal en la Avenida Petrolera. Los resultados del estudio de tráfico de la zona se encuentran reflejados en Anexo II

4.1.3 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

Los objetivos del estudio topográfico son recabar información que nos permita elaborar los planos topográficos, posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales y establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción. Los resultados obtenidos del levantamiento topográfico de la zona de emplazamiento del proyecto se encuentran en el Anexo X

4.1.4 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

El objetivo del estudio de suelos es de obtener información para el diseño estructural de la subestructura de la pasarela, determinar las características granulométricas del suelo, los Límites de Atterberg y la resistencia admisible del suelo. La información de laboratorio del estudio de suelos se encuentra en los anexos, a continuación se brindan el resumen del estudio de suelos. El estudio de suelos fue realizado por el Laboratorio de Suelos y Geotecnia la UAJMS. Según el análisis granulométrico, el retenido sobre la malla N° 200 es mayor al 50%, y lo que pasa es menor al 5%, el Cu es menor a 4 y el Cc no está entre 1 y 3 por lo que se trata de un suelo GP (S.U.C.S) o su equivalente A-1-a (0) según AAHSTO es decir Gravas Mal Graduadas; mezcla de piedra, grava, arena con poco contenido de finos, los límites de Atterberg indican un suelo No Plástico. (*Tabla 1.9 Símbolos de Grupos para Suelos según S.U.C.S. PRINCIPIO DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES de Braja M. Das*) La determinación de la resistencia admisible del suelo no fue posible mediante el método de SPT, por la resistencia de los elementos granulares característicos del suelo a la penetración del vástago en caída libre por lo que el método queda descartado, (Existen los ensayos de carga con Placa) al no contar con equipo especial para realizar el ensayo se recurre a determinar la capacidad portante del suelo mediante recomendaciones de estudios prácticos de bibliografía específica en el campo basados en las características granulométricas del suelo. En consideración a las características del tipo de suelo que se encuentra en la zona del proyecto, evidenciamos que el suelo a tratar es semejante a los Terrenos sin cohesión – Graveras que se puede observar en la siguiente tabulación, con una presión admisible a una profundidad de 2.5 m. de 6.3 kg/cm^2 , haciendo notar que en el momento de la extracción de la muestra el proceso de la excavación manual no fue tan fácil, pero que a favor de la seguridad utilizaremos un coeficiente de tolerancia de 0.5, en consecuencia se asumirá un valor de 3.15 kg/cm^2 como capacidad portante del suelo. Los resultados obtenidos en laboratorio de estos estudios se encuentran en el Anexo III.

4.2 CONSIDERACIONES Y PARÁMETROS PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE PEATONAL

Los estudios de ingeniería básica, hacen posible la consideración del diseño arquitectónico del puente peatonal, utilizando como sistema estructural principal un arco, utilizando como material el hormigón, por sus buenas características de resistencia a la compresión que un arco solicita.

De las pasarelas en arco citadas por las condiciones de topografía, disponibilidad de materiales, economía, estética y factibilidad de construcción utilizando un puente falso para el encoframiento, considerando un desvío temporal del tráfico; situación que posibilita los espacios actuales de la zona, se elige el puente peatonal en arco sin tablero, utilizando el trasdós escalonado en los arranques del arco como superficie de circulación.

4.3 SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA EN ARCO

Se adopta la sección transversal en T, utilizando como material principal el hormigón armado por su alta resistencia ante los efectos de compresión, esta sección es constante en dimensiones para todos los tramos longitudinales.

4.4 DISEÑO SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE PEATONAL

4.4.1 DISEÑO GEOMÉTRICO LONGITUDINAL

4.4.1.1 Galibo

El gálibo o altura libre que una estructura de paso en una carretera debe ser tal que brinde un margen de seguridad para los vehículos y la estructura por ésto se debe tener en cuenta para el futuro: pérdidas de altura libre por mantenimientos sobre la rasante de la carretera, asentamientos de la infraestructura, deflexiones en la subestructura y otros.

Las distancias vertical o gálidos según fuentes bibliográficas consultadas varían desde 4.4 m. hasta 5.5 m. sobre todo el ancho utilizable de la plataforma (calzada, bermas y acera), en consideración a lo anterior adoptaremos la altura de galibo recomendada por la AASHTO que coincide con las recomendación con las normas Bolivianas de Diseño Geométrico de Carreteras, respetando una altura no menor a 5 m.

4.4.1.2 Longitud de Arco

Definida la altura mínima de galibo de 5 m. se procede a estimar en un proceso iterativo la longitud horizontal de la viga T , con la cual en la franja de servicio de la carretera, se respete la altura mínima del galibo.

Adoptando la geometría de un arco triarticulado con directriz parabólica proyectada en el eje geométrico de la sección transversal de la viga, se obtiene una longitud de 16.5 m. hasta el centro luz, con una flecha de 6 m. teniendo una relación de $l:f = 5,5$; arco ni muy alto ni muy rebajado.

4.4.1.3 Coordenadas de trayectoria de Arco

Se adopta la directriz parabólica que resulta antifunicular del peso propio y sobrecarga total. Las coordenadas x,y del eje geométrico de la viga que coincide con la directriz del arco, se define por la ecuación de la parábola:

$$x^2 = 2 \cdot P \cdot y$$

El parámetro P :

$$P = \frac{x^2}{2 \cdot y}$$

Para x : 16,5 m.

Para y : 5,97 m.

$$P = 22,80150754$$

Definiendo la ecuación:

$$x^2 = 45.6 \cdot y$$

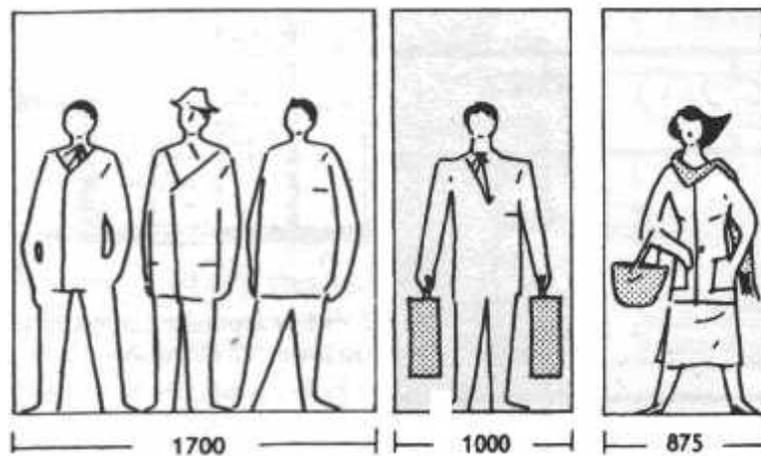
Por consiguiente las coordenadas por cada metro hasta el centro luz:

Tabla N° 4.1 Coordenadas de Trayectoria de Directriz

x	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16,5
y	0	0	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,1	1,4	1,8	2,2	2,7	3,2	3,7	4,3	4,9	5,97

4.4.2 DISEÑO GEOMÉTRICO TRANSVERSAL

Fig. 4.1 Dimensiones y espacios necesarios



Fuente: Neufert, El Arte de Proyectar

Considerando las diferentes circunstancias de circulación se considera un ancho de sección de 2 m. Definida la luz y el ancho b de la sección de la viga T se definen el resto de las dimensiones de la viga:

$$b = 200 \text{ cm.}$$

$$h = 1/30 \text{ a } 1/50 \text{ de la luz de la viga} \quad h = 70 \text{ cm.}$$

Según código ACI cap. 8.10 para vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar con el ala un área adicional de compresión, el ala debe tener un espesor aproximado de 1/2 del ancho del alma, y un ancho efectivo no mayor de 4 veces el ancho del alma

Si:

$$b = 200 \text{ cm.}$$

$$b \leq 4 \cdot b_w$$

$$b_w = 50 \text{ cm.}$$

$$h_f = 20 \text{ cm.}$$

$$h_f \cong \frac{1}{2} \cdot b$$

4.4.3 MATERIALES

4.4.3.1 Hormigón armado

Se considera en el diseño de la superestructura el uso del hormigón armado, con una resistencia característica $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$.

4.4.3.2 Acero

Se utilizará acero corrugado en todas las estructuras de hormigón armado, con una resistencia característica a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

4.4.4 NORMAS DE DISEÑO

ACI 318-05 REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-05) Y COMENTARIO (ACI 318SR-05) (Versión en español y en sistema métrico). **AASHTO, ESPECIFICACIONES ESTÁNDAR PARA PUENTES DE CARRETERAS 2004 - MÉTODO DE DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)**

4.4.4.1 Unidades

Con carácter general se emplean las unidades del sistema internacional de medidas (kilogramo masa, metro, segundo, Newton), múltiplos y submúltiplos de ellas; en caso especial se consideran las unidades británicas y submúltiplos aplicadas al diseño

por normativa US. AISC LRFD. (MÉTODO DE DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA)

4.4.5 MÉTODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA

Resistencia de diseño

ϕM_n = resistencia al momento flector de diseño.

ϕP_n = resistencia a la carga axial de diseño para una excentricidad dada.

ϕV_n = resistencia al corte de diseño = $\phi (V_c + V_s)$.

ϕT_n = resistencia a la torsión de diseño.

Todos los elementos y secciones de una estructura se deben dimensionar de manera que satisfagan este criterio bajo la combinación de cargas más crítica para todas las acciones posibles (flexión, carga axial, corte, etc.):

$P_n \quad P_u$

$M_n \quad M_u$

$V_n \quad V_u$

$T_n \quad T_u$

4.4.6 CARGAS DE DISEÑO

4.4.6.1 Cargas Permanentes

Depende de las dimensiones finales de los elementos; para su determinación se podrán usar los valores siguientes:

- Hormigón Armado.....2500 Kg./m³
- Acero estructural.....7850 kg/m³

4.4.6.2 Sobrecargas

a.-) Sobrecargas de Uso

En vías peatonales y plataformas elevadas considerando que no se consideran ciclistas ni motorizados por condición de diseño, se recomiendan una sobrecarga uniforme de 400 kg/m^2 , extendida sobre toda la superficie.

b.-) Empuje horizontal Sobre Barandas

En el elemento superior de las barandas (pasamanos), se considera una carga distribuida tipo borde de cuchillo que actúan horizontal y perpendicular a dicho elemento de 73 kg/m (es decir, 73 kg. por metro lineal).

4.4.7 HIPÓTESIS DE CARGAS ACI 318 -05

Según la Norma ACI 318-05, las hipótesis de cargas que se deben considerar son las que se indican a continuación, eligiendo en cada caso, las que resulten más desfavorables.

$$U = 1,4 D \quad \text{Ec (1)}$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L \quad \text{Ec. (2)}$$

$$U = 1,2(D + T) \pm 0,8W \quad \text{Ec. (3)}$$

$$U = 1,2D \pm 1,6W + 1,0L \quad \text{Ec. (4)}$$

$$U = 1,2D + 1,0L \quad \text{Ec. (5)}$$

$$U = 0,9D \pm 1,6W \quad \text{Ec. (6)}$$

Donde:

U = resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o las solicitaciones correspondientes.

D = cargas permanentes, o las solicitaciones correspondientes.

L = sobrecargas, o las solicitaciones correspondientes.

T = efectos acumulativos de la contracción o expansión resultante de las variaciones de temperatura, la fluencia lenta, la contracción y el hormigón de contracción compensada.

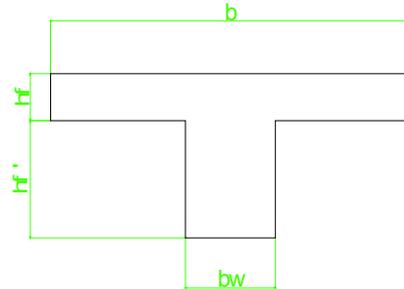
W = carga de viento, o las solicitaciones correspondientes.

4.4.8 ANÁLISIS CARGAS DE SERVICIO EN SUPERESTRUCTURA

a) Cargas Muertas

Peso propio

b=	2 m.	
bw=	0,5 m.	q= 1625 kg/m
hf=	0,2 m.	
hf'=	0,5 m.	
H°A° =	2500 Kg/m ³	



Barandado e Iluminaria

P= 2080 Kg.

q= 63 kg/m

Escalones

Alto de Contrahuella =	0,15 m.	
b=	2 m.	
		q= 750 kg/m

Acabados-Revoque

Rev. Perimetral :	5,4 m.	
e:	0,01 m.	
H°A° =	2200 Kg/m ³	
		q= 85,8 kg/m

b) Carga Viva

Sobrecarga de Uso:

$$400 \text{ kg/m}^2$$

b = 2 m.

$$q = 800 \text{ kg/m}$$

c) Sobrecargas Ambientales

Viento

La acción del viento se asimila como si estuviera actuando una carga estática horizontal, deducidas de las siguientes expresiones:

a) La presión dinámica w (kg/m^2) asumiendo una velocidad de viento v (m/s) igual a 125 km/h

$$w = \frac{v^2}{16}$$

$$w = 75 \text{ kg/m}^2$$

b) La sobrecarga p (kg/m^2) que produce el viento sobre la superficie de construcción

$$p = c \cdot w$$

Para un ángulo de incidencia del viento entre 60° y 90° el coeficiente eólico c es igual a 1,2

$$p = 90 \text{ kg/m}^2$$

Gradiente de Temperatura

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

Máxima Extrema: $\Delta T = 42,5^\circ\text{C} - 28,5^\circ\text{C} = 14^\circ\text{C}$

Mínima Extrema: $\Delta T = 28,5^\circ\text{C} - 3,5^\circ\text{C} = 25^\circ\text{C}$

4.4.9 CÁLCULO ESTRUCTURAL SAP 2000

Datos de Cargas :

Carga Muerta

Peso Propio:	1,71	Tn/m	Incluye Acabado
Carga Escalones:	0,75	Tn/m	
Carga Barandado +Luminaria:	0,063	Tn/m	

Carga Viva:

Sobrecarga de Uso:	0,8	Tn/m	
--------------------	-----	------	--

Carga Ambiental

Carga de Viento:	0,063	Tn/m	
ΔT :	25°C		

Para calcular los esfuerzos internos del tablero se recurre al modelado de la estructura en el programa SAP 2000, con las definiciones geométricas y de cargas ya mencionadas. Se hace notar el uso de doble apoyo, en la idealización de la estructura con la finalidad de generar un par de fuerzas que resistan de manera adecuada los efectos de las cargas aplicadas.

Fig. 4.2 Tablero Modelado 3D

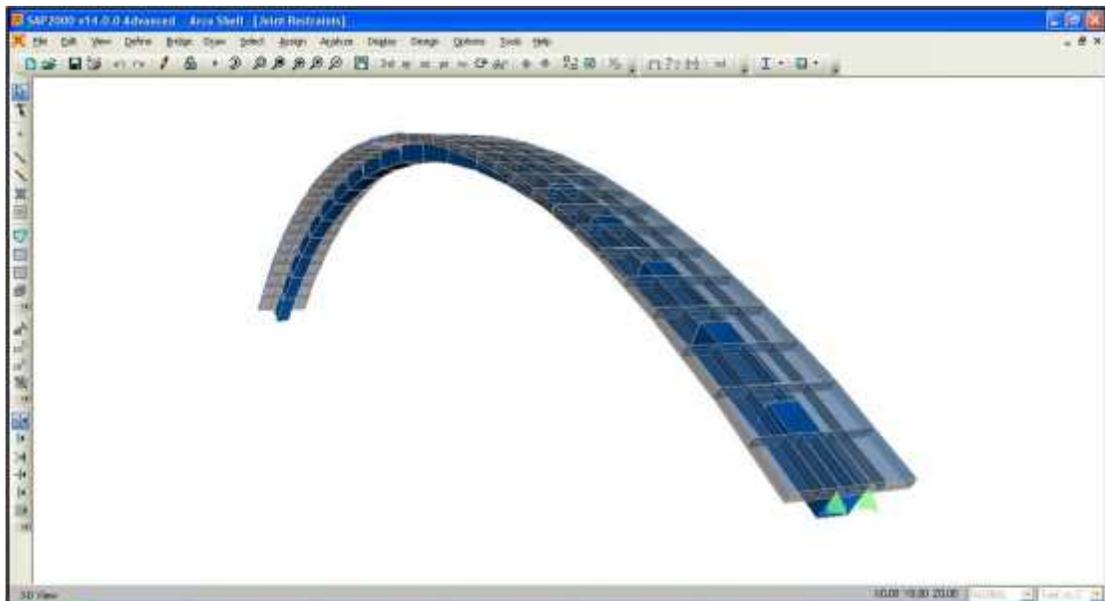
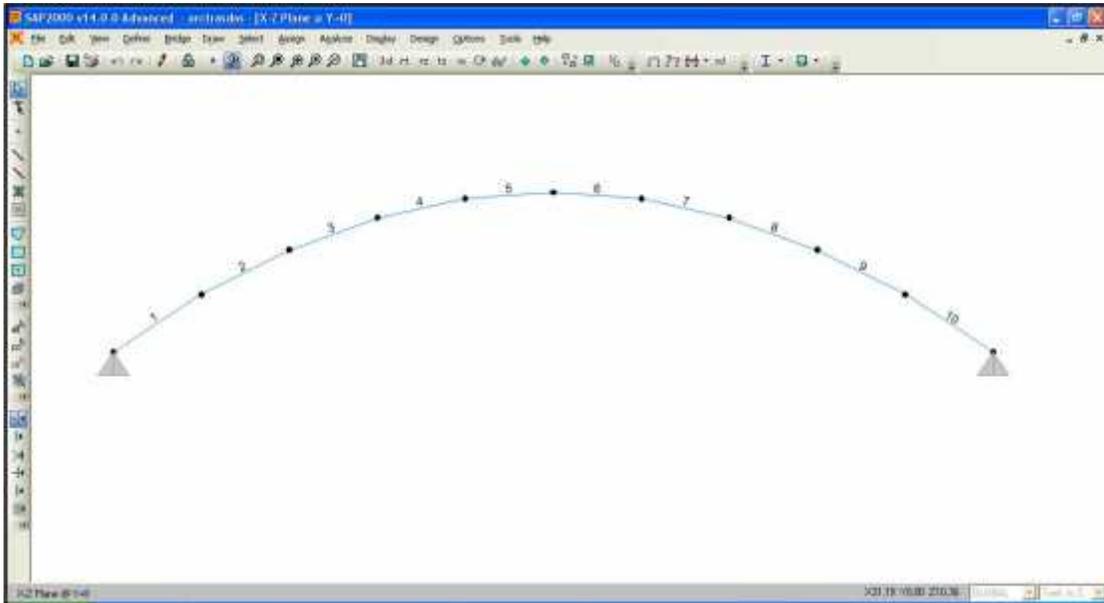


Fig. 4.3 Elementos-Barras 2D



4.4 Carga Muerta Escalones

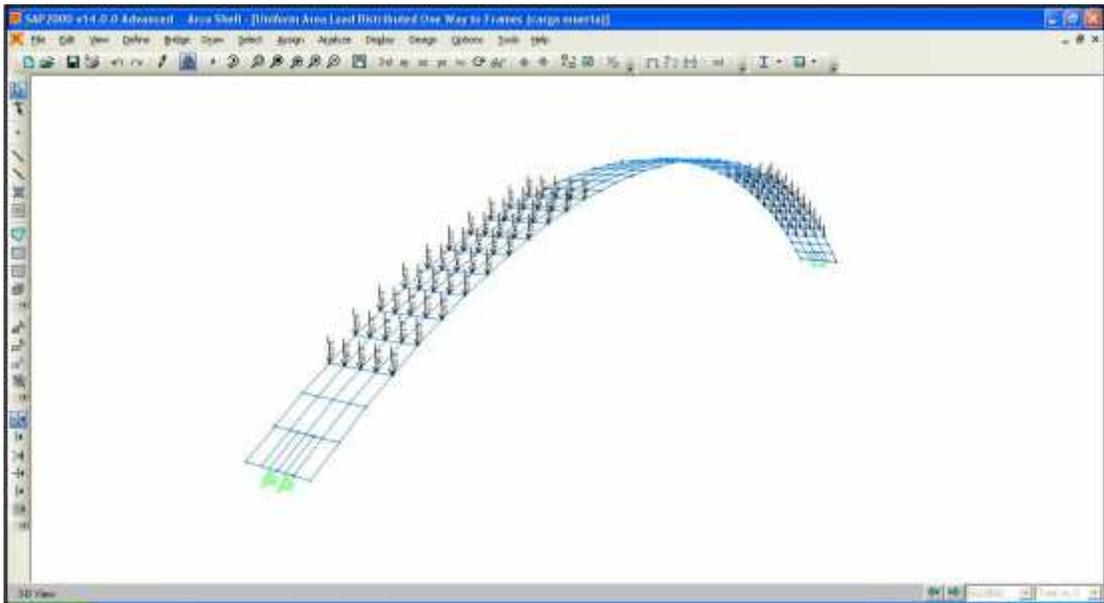


Fig. 4.5 Carga Viva

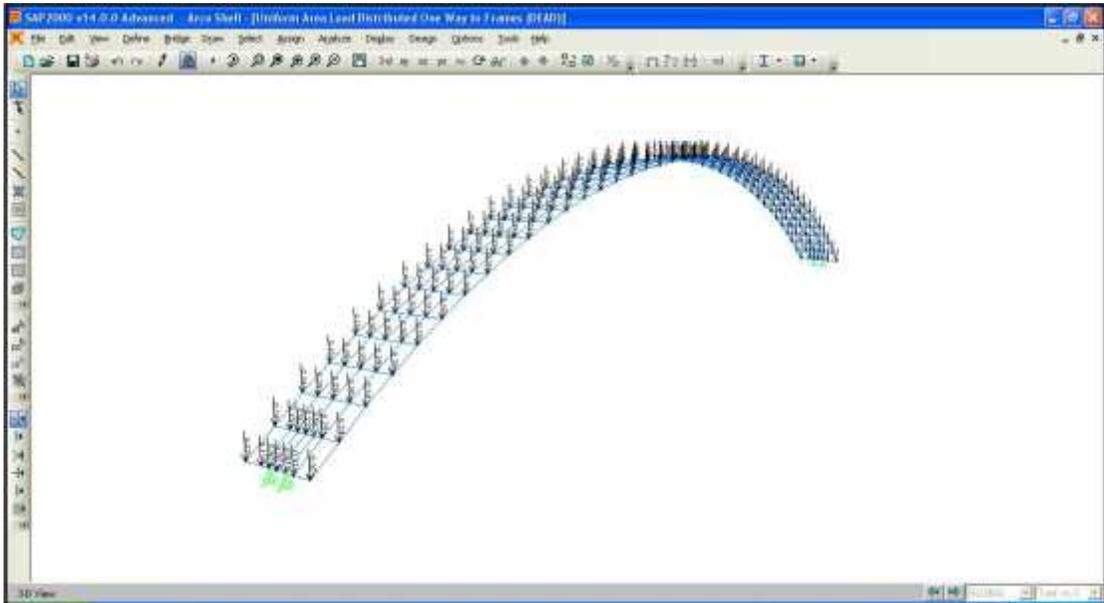


Fig. 4.6 Carga Viva (Posición extrema)

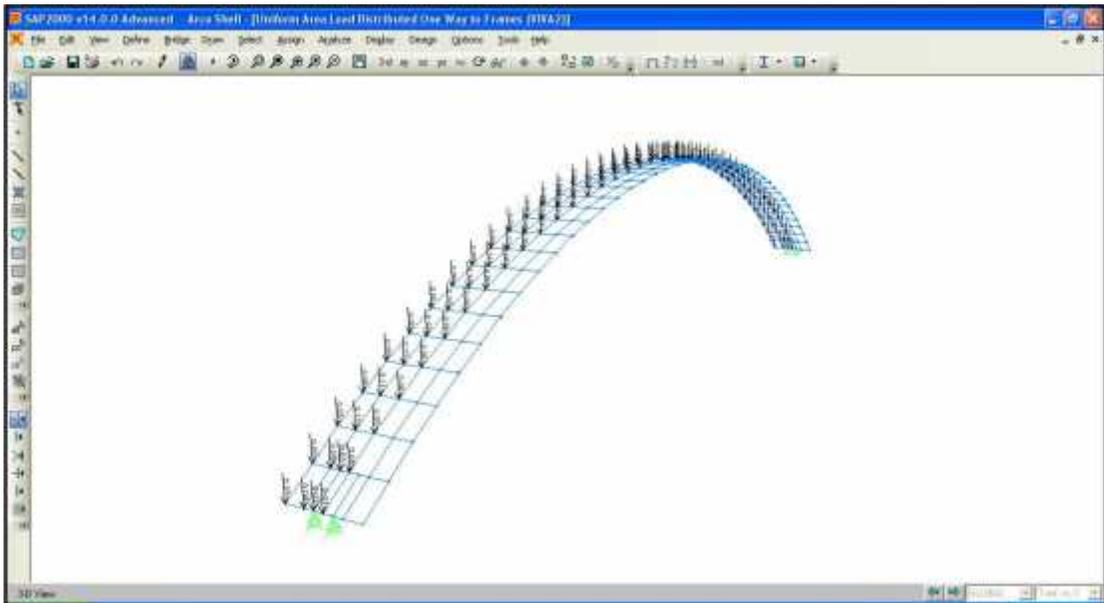


Fig. 4.7 Carga de Barandado

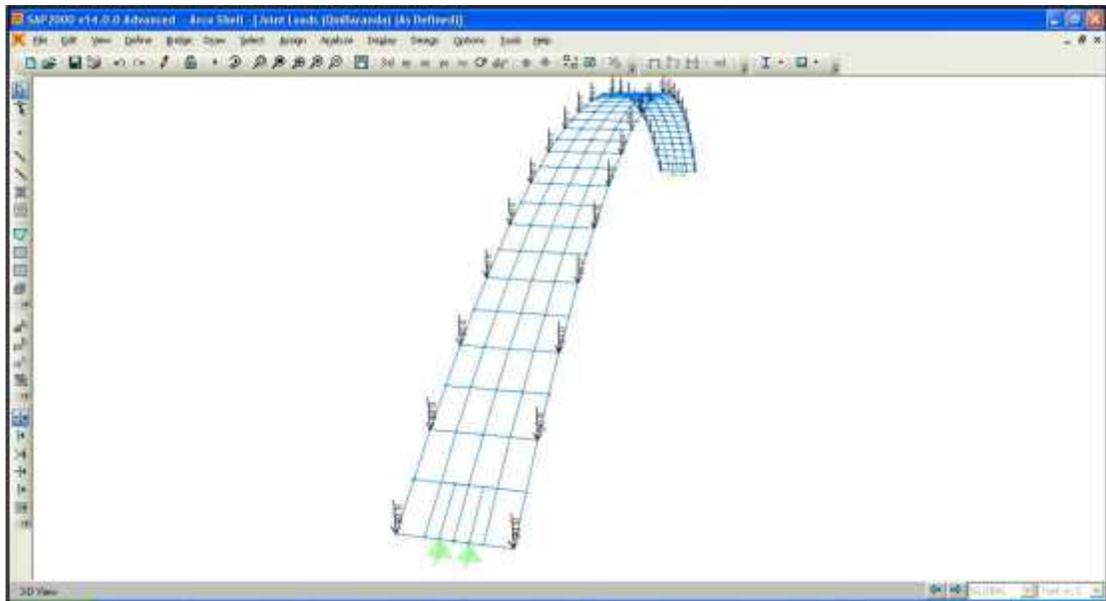


Fig. 4.8 Carga de Viento

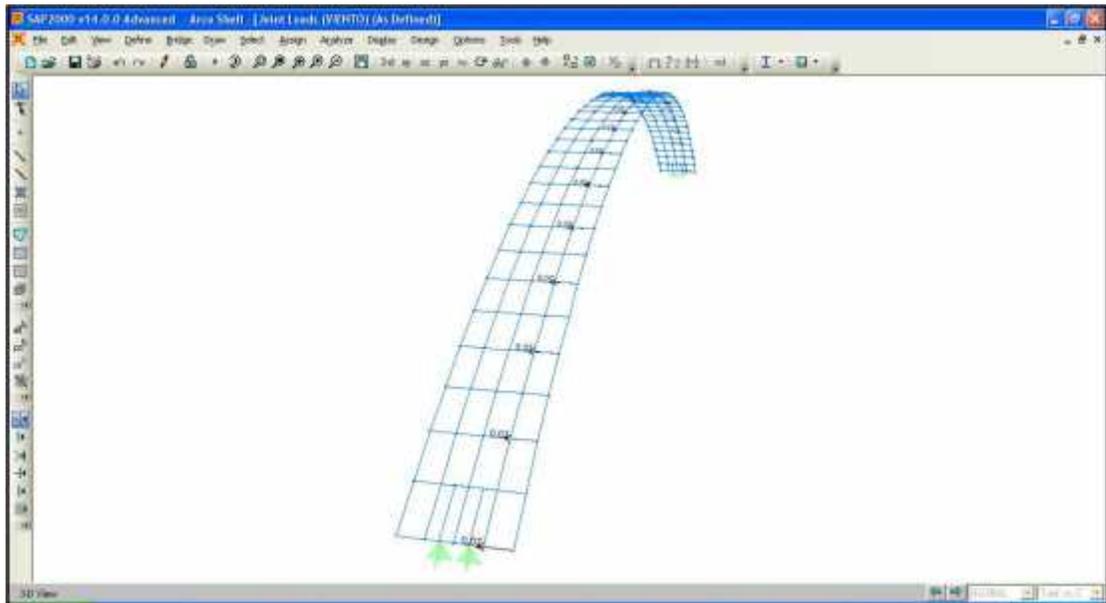
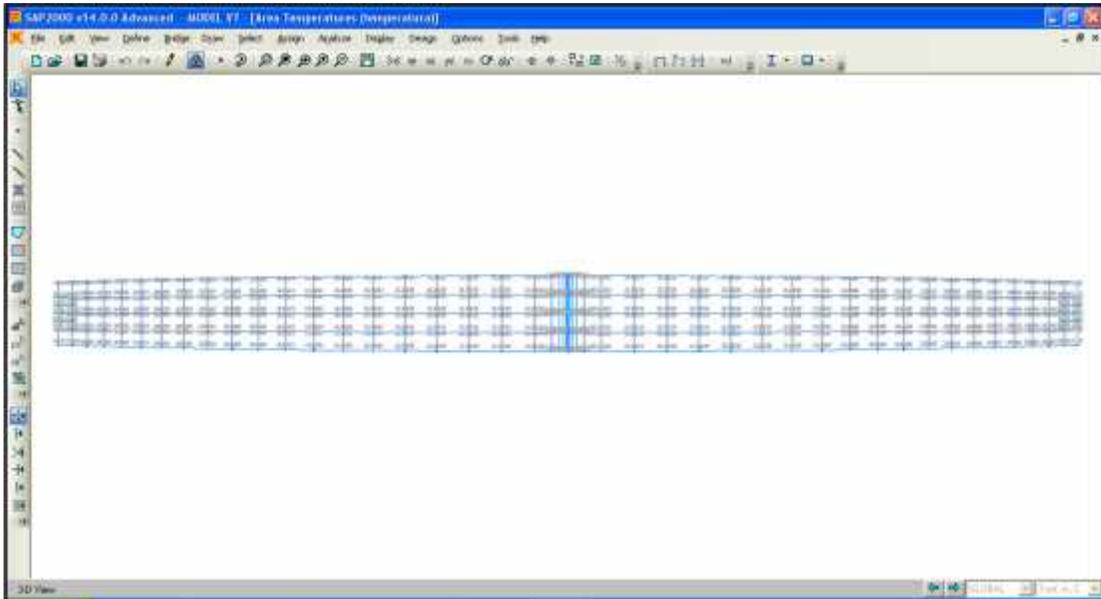


Fig. 4.9 Carga de Temperatura



4.4.10 RESULTADOS DEL PROGRAMA

Fig. 4.10 Envolturas de Reacciones

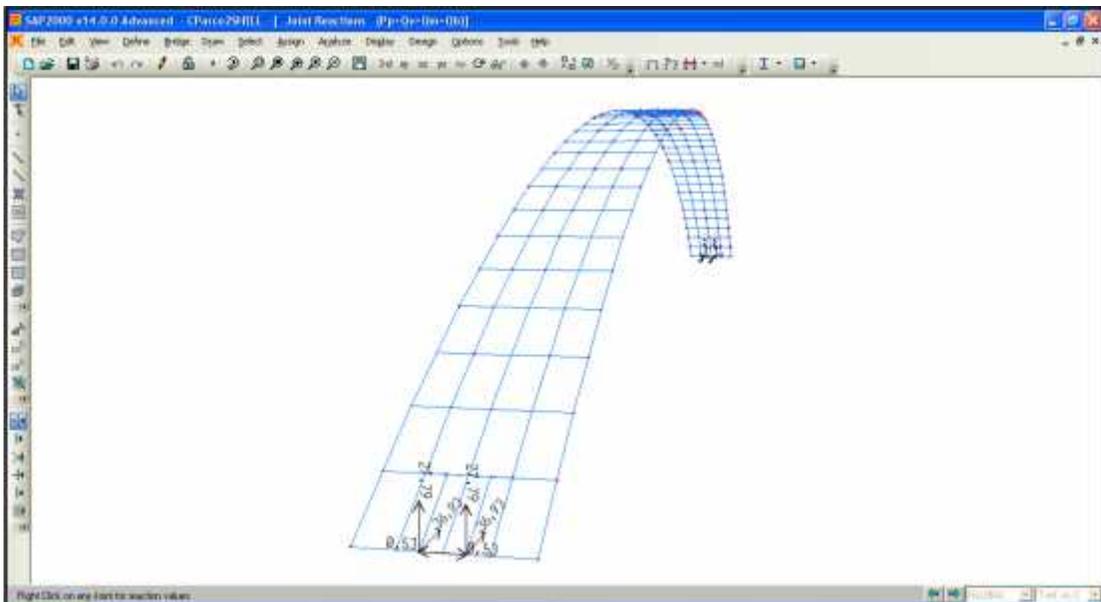


Fig. 4.11 Diagrama de Momentos 2D (Pp)

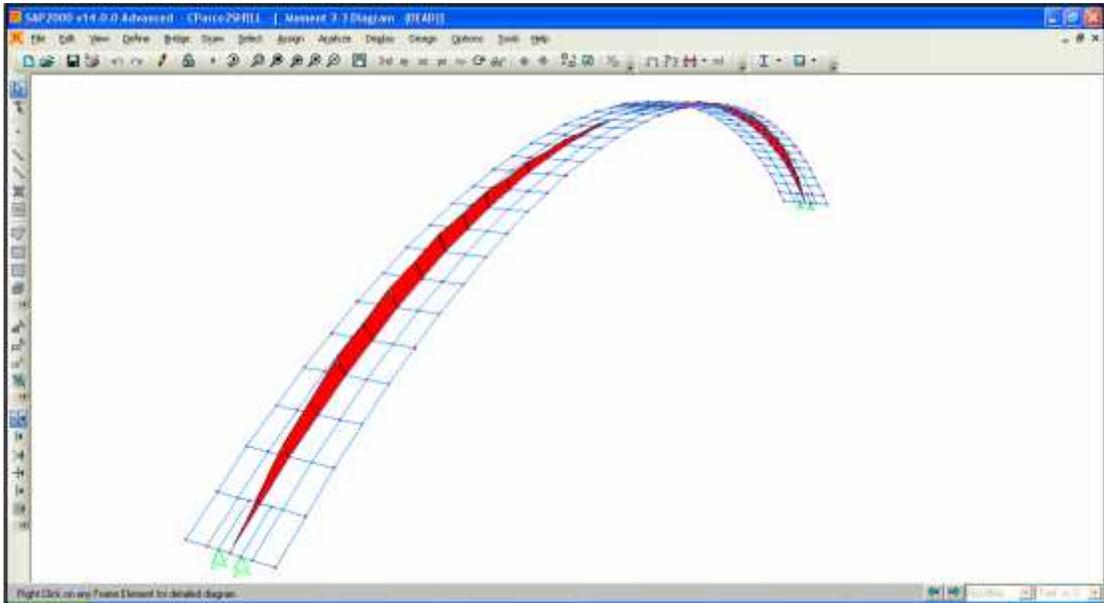


Fig. 4.12 Diagrama de Momentos 2D (Qm)

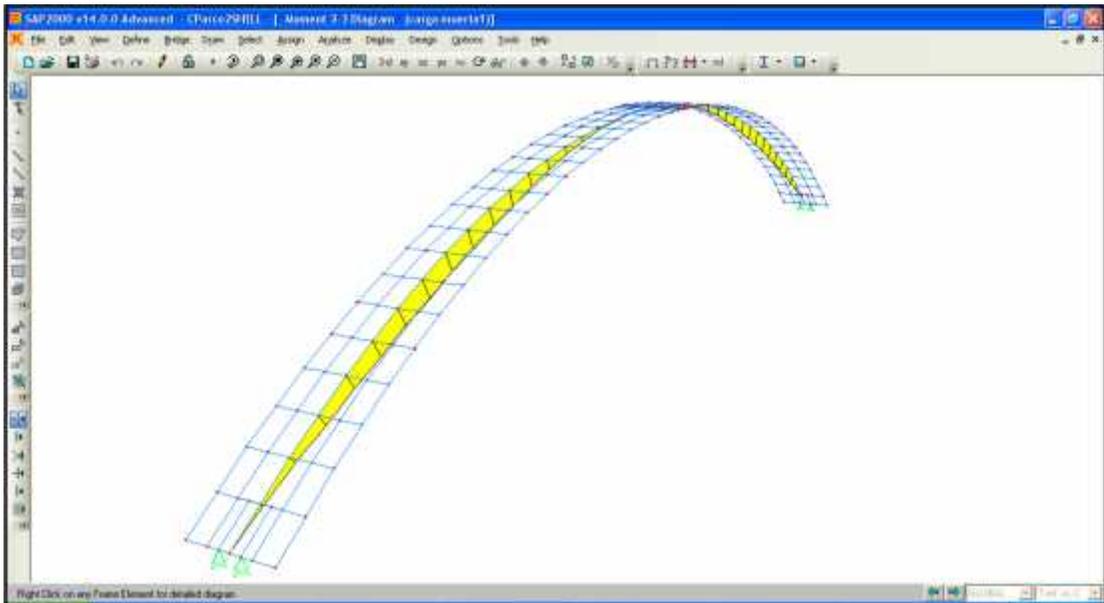


Fig. 4.13 Diagrama de Envoltentes de Momentos 2D

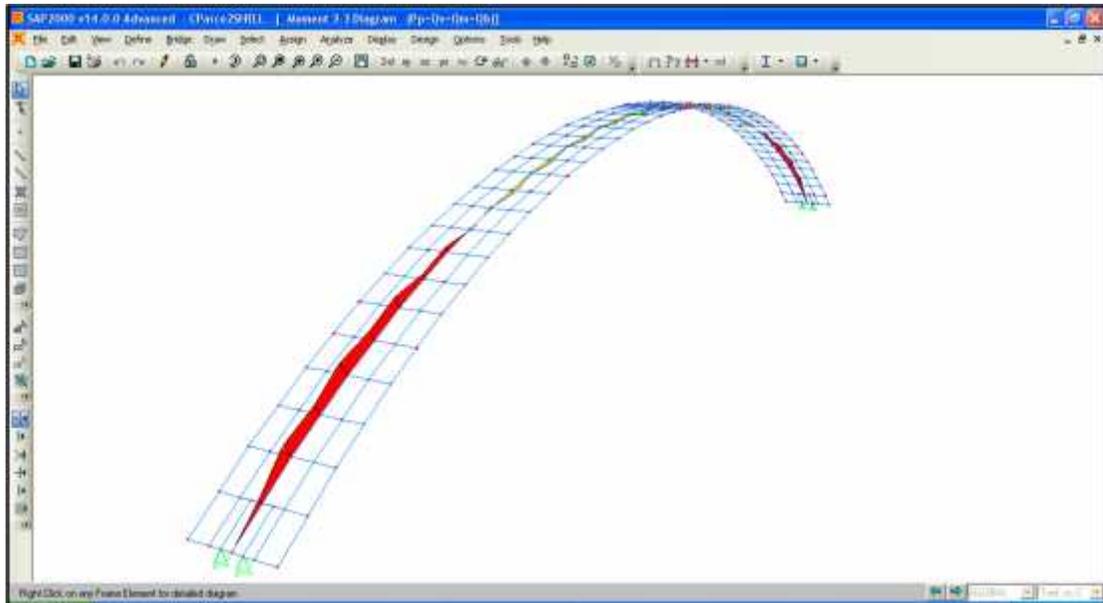


Fig. 4.14 Diagrama de Fuerzas Axiales

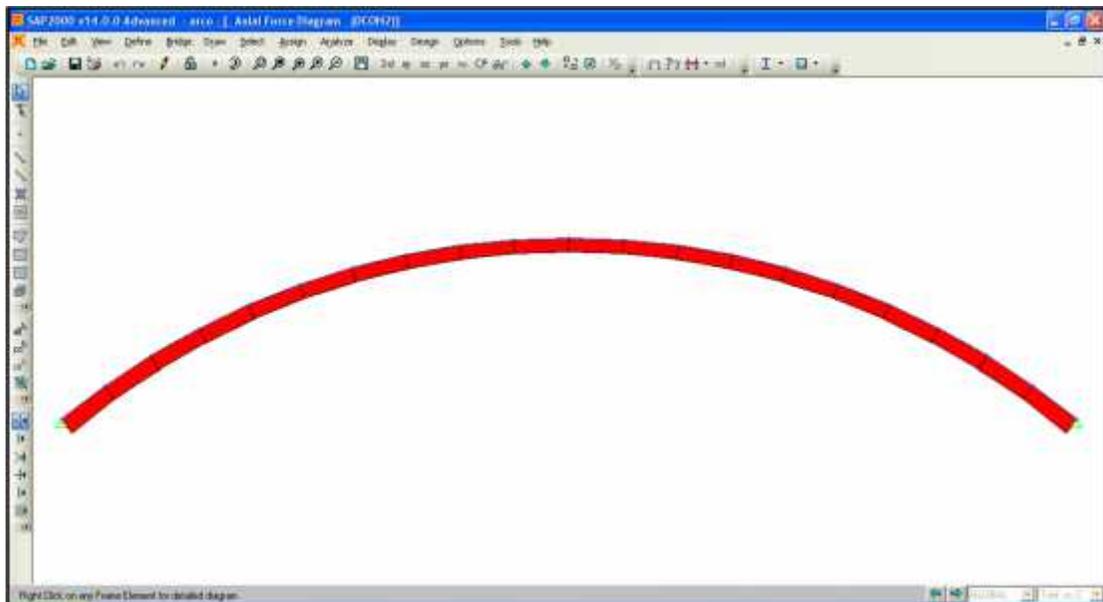


Fig. 4.15 Envoltentes de Fuerzas Cortantes

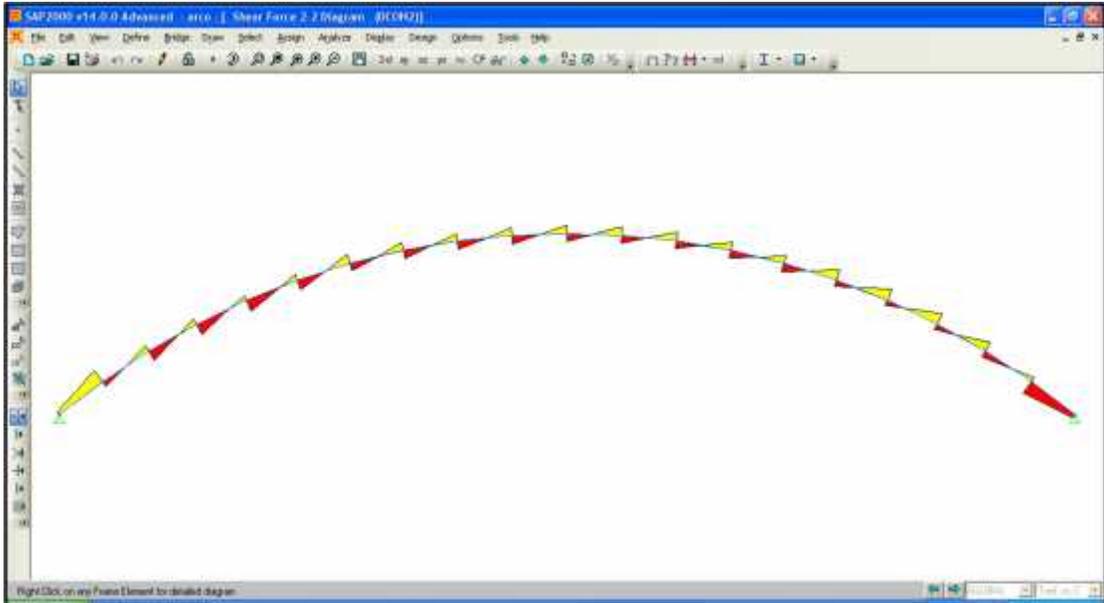
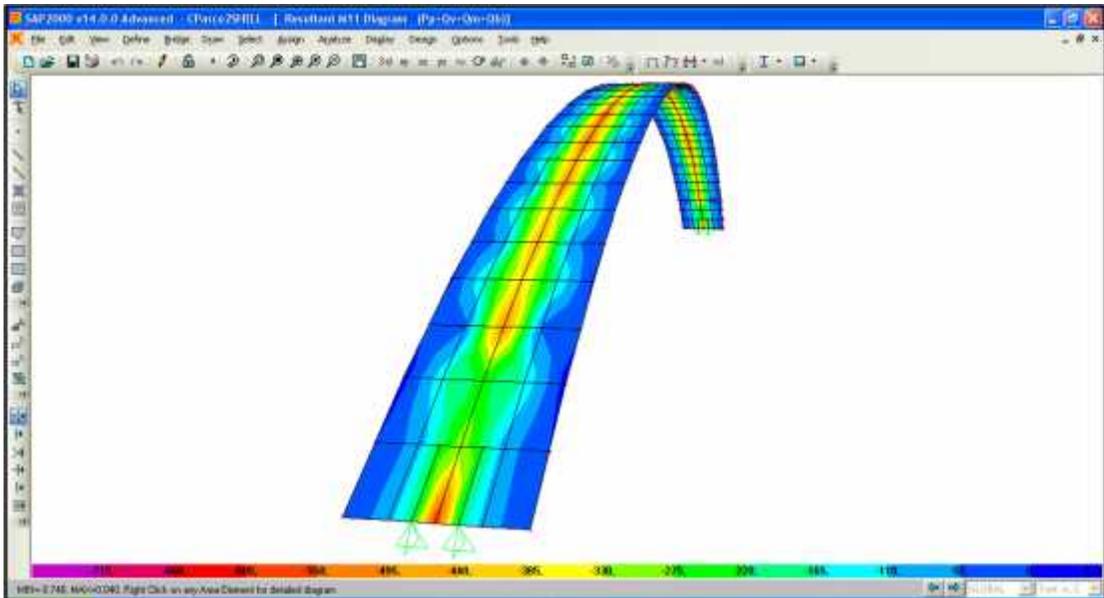


Fig. 4.16 Envoltentes de Momentos Dirección 1-1



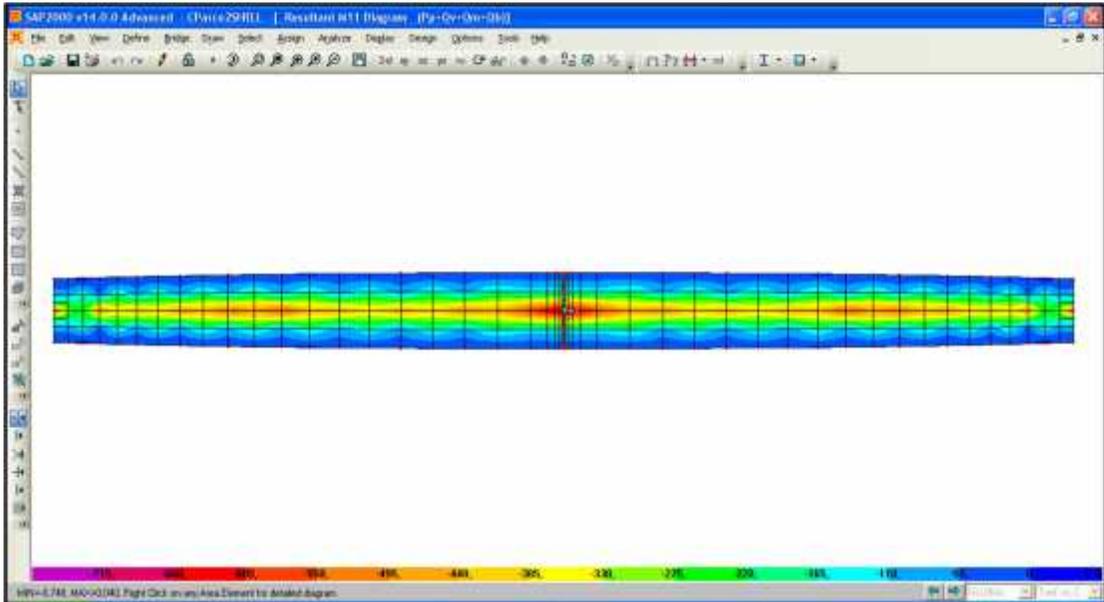


Fig. 4.17 Envoltures de Moments Direcció 1-2

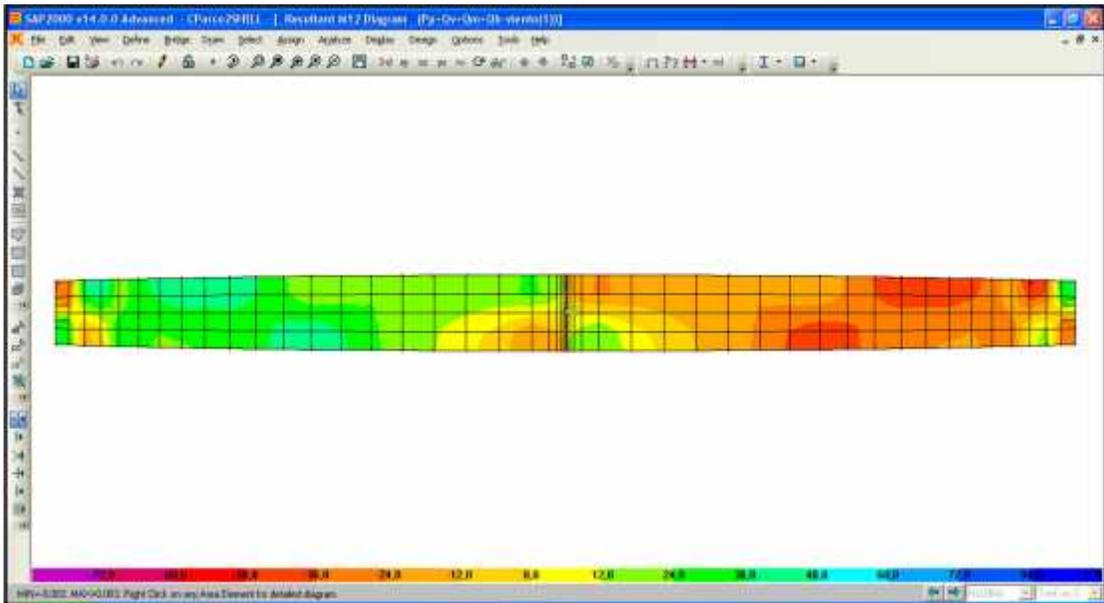


Fig. 4.18 Envolventes de Momentos Dirección 2-2 2D

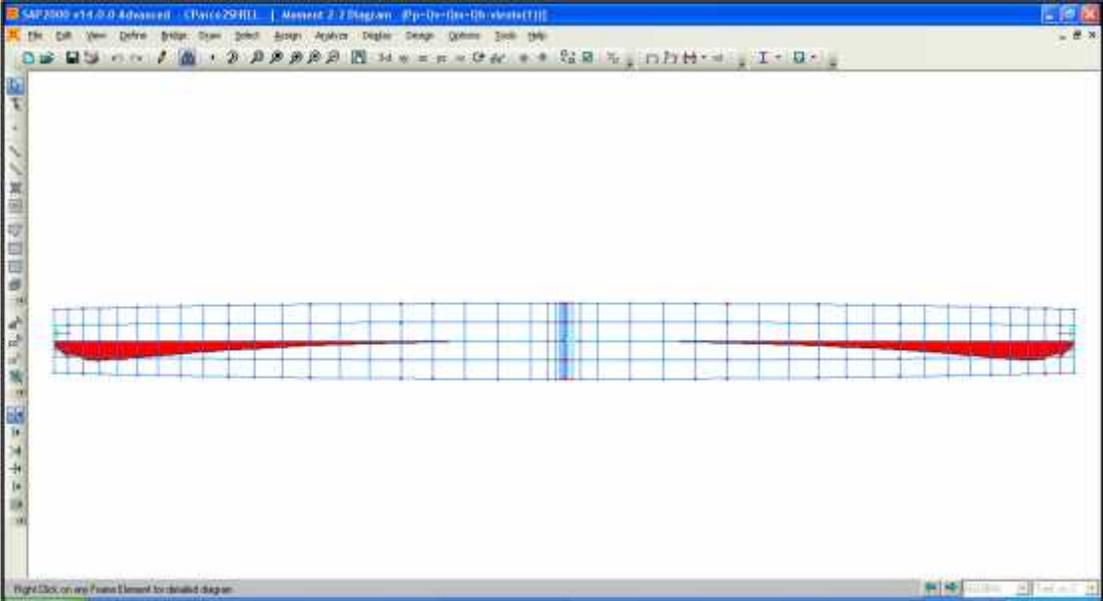
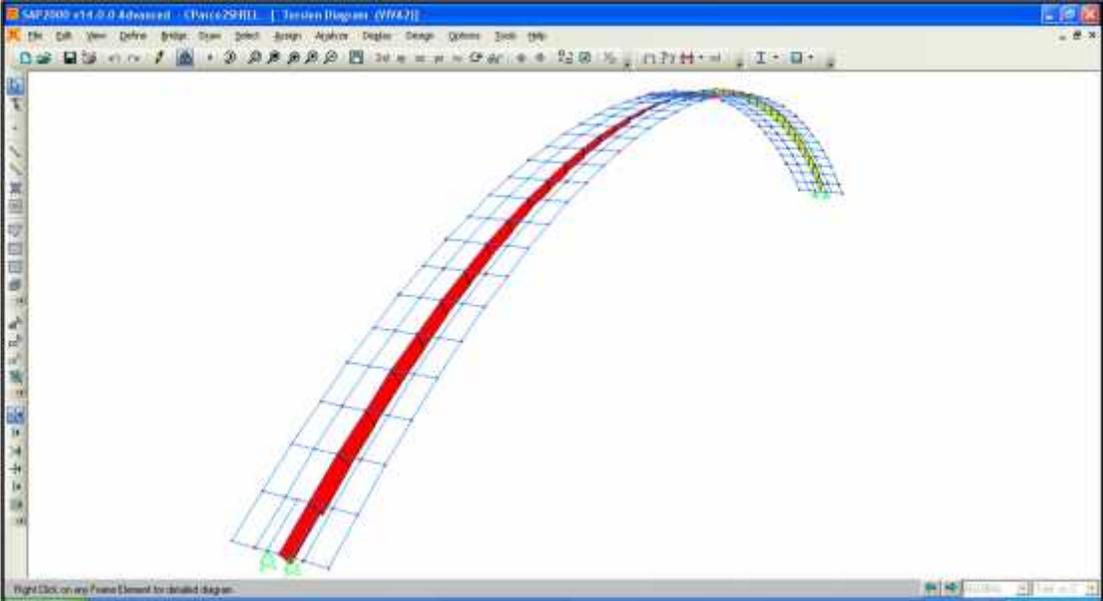


Fig. 4.19 Diagrama de Momento Torsor 2D



Los siguientes datos son los valores extremos obtenidos mediante el programa SAP 2000 considerando solamente la *hipótesis de carga 2*, ésto con la finalidad de comparar los valores generados con el programa con valores obtenidos mediante cálculo.

Donde:

- F1= Fuerza en dirección 1-1
- F2= Fuerza en dirección 2-2
- F3= Fuerza en dirección 3-3
- P= Fuerza Axial
- V2= Fuerza cortante en dirección 2-2
- V3= Fuerza cortante en dirección 3-3
- T= Momento de Torsión
- M2= Momento de Flexión en dirección 2-2
- M3= Momento de Flexión en dirección 3-3

Tabla N° 4.2
ENVOLVENTES DE REACCIONES EN APOYOS (SAP 2000) HIP-2

SOLICITACION (T-m)	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Valor Máximo	78,72	0,46	60,8	0	0	0
Hipótesis	2	-	2	-	-	-
Valor mínimo	-78,72	-0,46	-60,8	0	0	0
Hipótesis	2	-	2	-	-	-

Tabla N° 4.3
ENVOLVENTES DE ESFUERZOS INTERNOS EN LA VIGA (SAP 2000) HIP-2

SOLICITACION (T-m)	P	V2	V3	T	M2	M3
Valor Máximo	-101,23	3,06	0,43	1,18	0,08	1,24
Hipótesis	2	2	2	2	2	2
Valor mínimo	-55,6	-3,06	-0,47	-1,18	-0,08	-4,68
Hipótesis	2	2	2	2	2	2

4.4.11 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS INTERNOS-HIPÓTESIS 2 (PLANO XZ)

4.4.11.1 Análisis Longitudinal

En un arco con tres articulaciones, para la obtención de las reacciones en los apoyos laterales, son suficientes las 3 ecuaciones de la estática; y una cuarta ecuación (para determinar el contraempuje) se obtiene igualando a cero el momento flector en la articulación intermedia. (Ver Anexos IV)

4.4.11.2 Resultados Análisis Longitudinal

Tabla N° 4.4
REACCIONES EN APOYOS CÁLCULO -VERIFICACIÓN

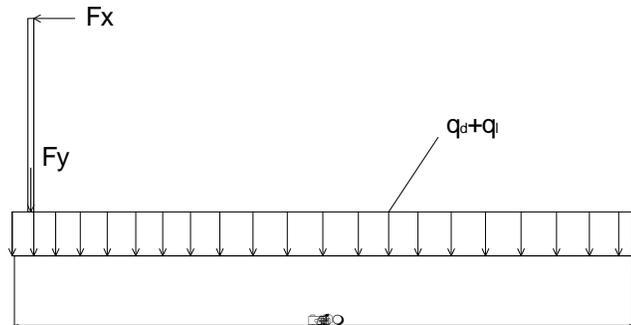
SOLICITACION (T-m)	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Valor Máximo	78,69	-	60,6	0	0	0
Hipótesis	2	-	2	-	-	-
Valor mínimo	-78,69	-	60,6	0	0	0
Hipótesis	2	-	2	-	-	-

Tabla N° 4.5
ENVOLVENTES DE FUERZAS EN LA VIGA CÁLCULO -VERIFICACIÓN

SOLICITACION (T-m)	P	V2	V3	T	M2	M3
Valor Máximo	99,32	3,73	-	-	-	1,80
Hipótesis	2	2	-	-	-	2
Valor mínimo	78,65	-3,80	-	-	-	-4,95
Hipótesis	2	2	-	-	-	2

4.4.11.3 Análisis Transversal

En el análisis transversal se considera la longitud del ala que sobresale idealizándola como una viga en voladizo empotrada en el alma.



Datos:

L: 0,75 m

h: 1,2 m

Carga Muerta

Peso Propio: 0,375 Tn/m

Carga Acabado: 0,037 Tn/m

Carga Escalón: 0,281 Tn/m

Fy: 0,136 Tn/m

Carga Viva

Sobrecarga de Uso: 0,8 Tn/m

Fx: 0,073 Tn/m

Momentos de Servicio

Md: 0,361875 Tn·m

Mv: 0,3876 Tn·m

Momento Ultimo

$$M_u = 1.2 \cdot M_D + 1.6 \cdot M_L$$

Mu= 1,05441 Tn·m

Según Hipótesis 2

MuSAP2000= 1,18 Tn·m

4.4.11.4 Conclusiones: Los valores obtenidos mediante cálculo manual y mediante SAP 2000, considerando la Hipótesis 2 son compatibles, por lo cual se procede al diseño estructural con los valores más desfavorables generados por el programa cuando interactúan también las otras hipótesis de cargas.

4.4.12 RESUMEN ESFUERZOS DE DISEÑO SAP 2000

Los siguientes datos tabulados son los valores más desfavorables, considerando la serie de combinaciones o hipótesis de cargas que interactúan en la estructura.

Tabla N° 4.6
ENVOLVENTES MÁXIMAS Y MÍNIMAS DE REACCIONES EN APOYOS

SOLICITACION (T-m)	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Valor Máximo	78,72	0,46	60,8	0	0	0
Hipótesis	2	-	2	-	-	-
Valor mínimo	-78,72	-0,46	-60,8	0	0	0
Hipótesis	2	-	2	-	-	-

Tabla N° 4.7
ENVOLVENTES DE FUERZAS MÁXIMAS Y MÍNIMAS EN LA VIGA

SOLICITACION (T-m)	P	V2	V3	T	M2	M3
Valor Máximo	132,52	6,13	2,88	1,18	2,77	7,3
Hipótesis	2	4	4	2	3	1
Valor mínimo	-131,86	-6,13	-2,88	-1,18	-3,65	-6,14
Hipótesis	2	4	4	2	4	1

Tabla N° 4.8
ENVOLVENTES DE DESPLAZAMIENTOS Y ROTACIONES EN LOS APOYOS

DESPLAZAMIENTO (m)	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Valor Máximo	0,001084	0,003476	0,004677	0,000778	0,000745	0,000911
Hipótesis	2	4	4	2	3	1
Valor mínimo	-0,001084	-0,002249	-0,004455	-0,000905	-0,000745	-0,000911
Hipótesis	2	4	2	3	4	1

4.4.13 ARMADURAS EN SUPERESTRUCTURA

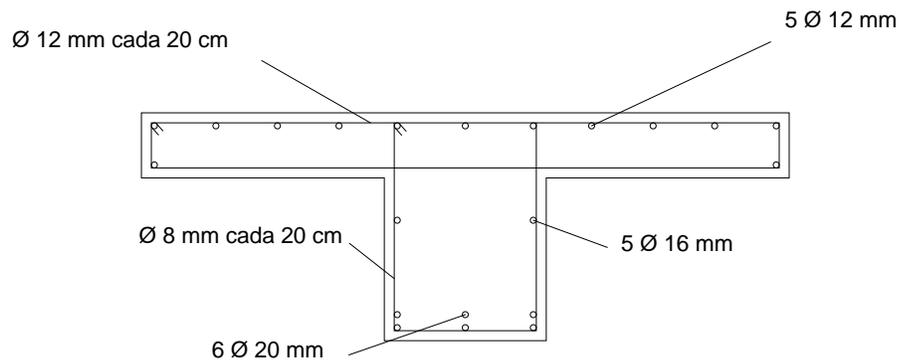
4.4.13.1 Diseño de VIGA T

4.4.13.1.1 Diseño a Flexión y/o Flexo compresión

La armadura obtenida considerando los efectos de flexión compuesta es de 19.8 cm^2 por lo que en el inferior del alma se considera:

Usar 6 barras $\text{Ø}20 \text{ mm}$ en dos filas horizontales

Fig. 4.20 Distribución de Armaduras



La armadura de distribución longitudinal generada por efectos de flexo compresión se reparten en el alma y alas de la sección. $A_s = 17.78 \text{ cm}^2$

Usar 5 Barras de $\text{Ø}16 \text{ mm}$ en el alma

Usar 5 Barras de $\text{Ø}12 \text{ mm}$ en cada ala

4.4.13.1.2 Diseño a Corte y/o Torsión

Refuerzo en el alma: $A_s = 0.83 \text{ cm}^2$

Usar estribos $\text{Ø} 8 \text{ mm}$ cada 20 cm

Refuerzo en el ala:

Usar: $\varnothing 12\text{mm}$ cada 20cm (Estribos cerrados en Alas)

Ref. de Diseño Anexo IV

4.4.13.2 Diseño de Escaleras

Huella: 0.25 m

Contrahuella: 0.15 m

t: 0.12 m

b: 2 m

Cargas Permanentes

Tramo Inclinado: Descanso:

q: 1.2 Tn/m q: 0.64 Tn/

Carga Viva: (Ambos)

q: 0.8 Tn/m

Fig. 4.21 Modelado SAP 2000

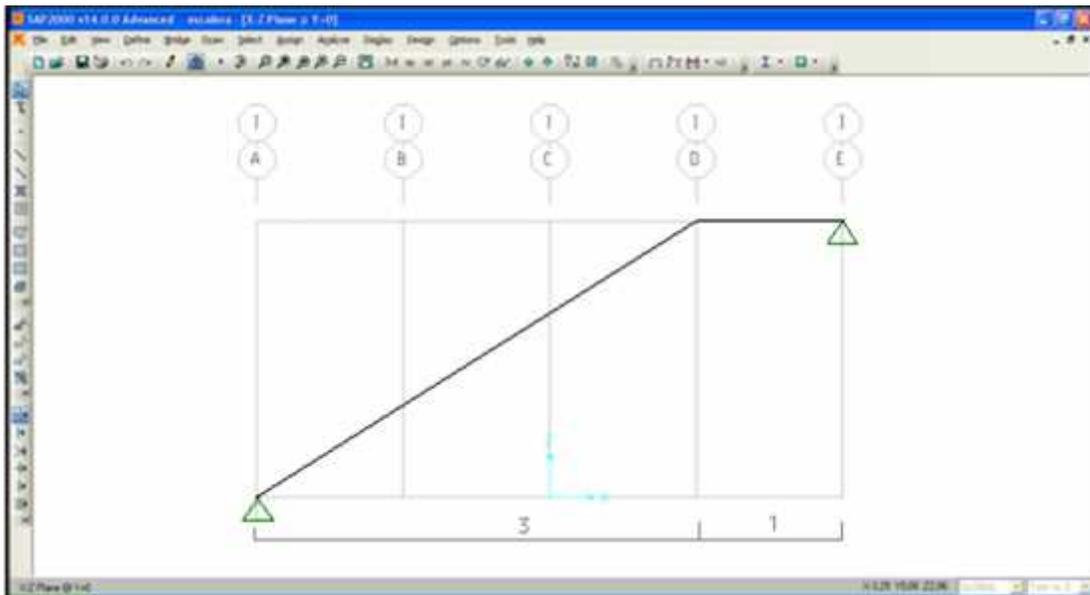


Fig. 4.22 Diagrama de Momentos 3-3

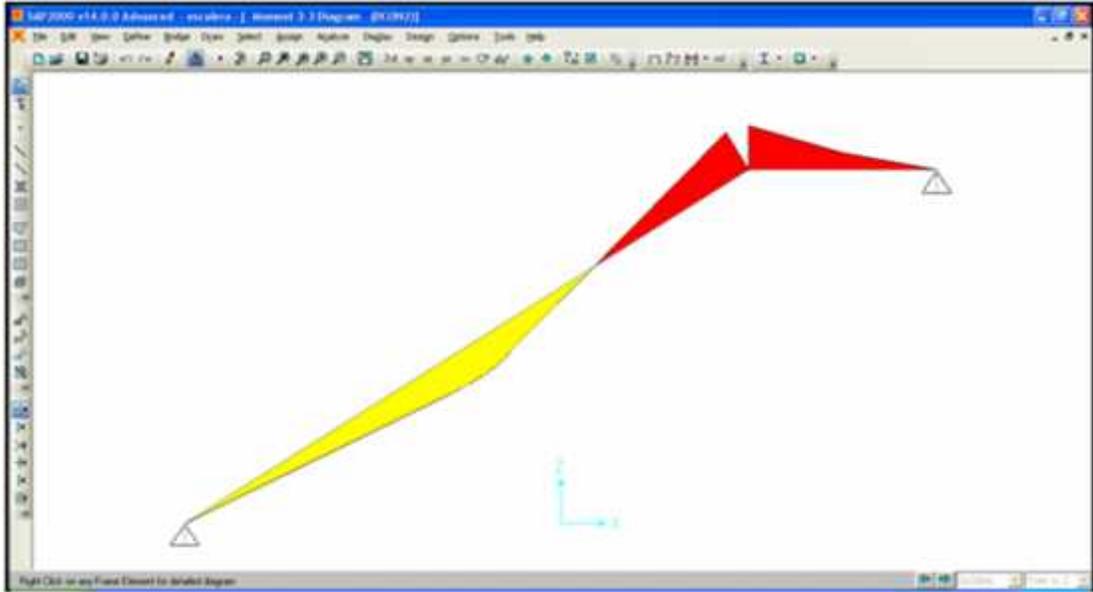


Fig. 4.23 Diagrama de Esfuerzos de Corte 2-2

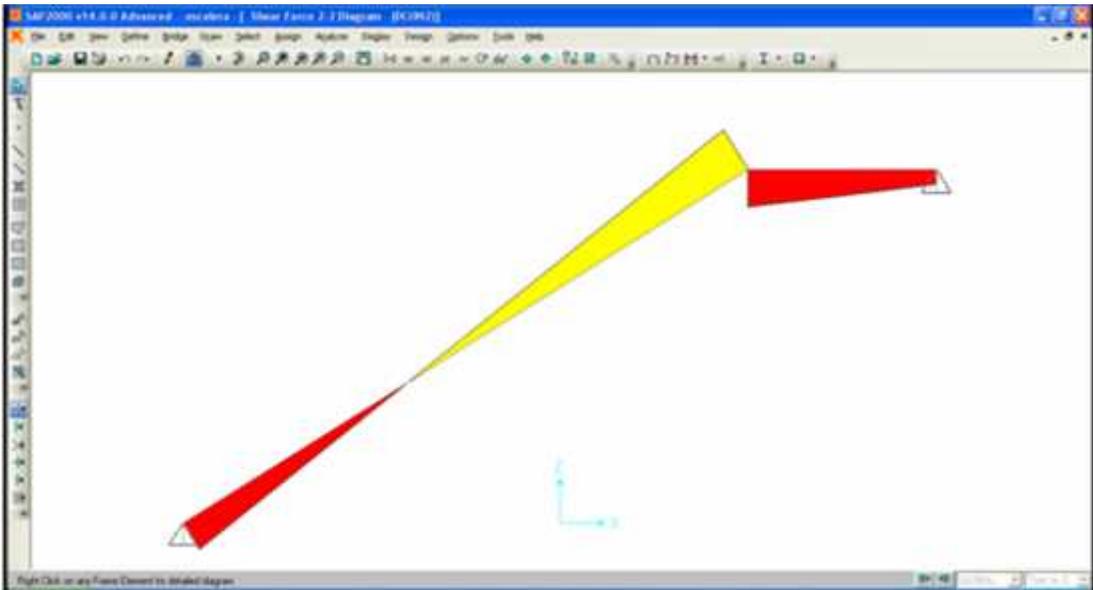
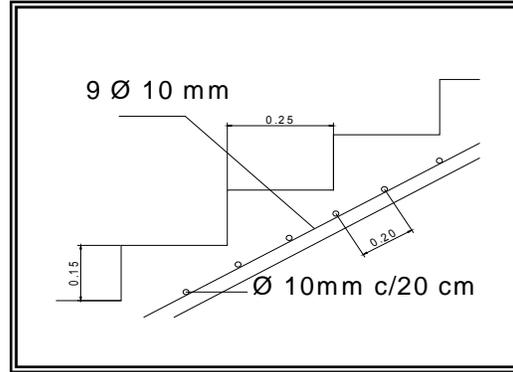


Fig. 4.24 Detalle de Armado de Escaleras

Usar 9 barras de Ø 10 mm con una armadura de reparto transversal de Ø 10 mm cada 20 cm.



4.4.13.3 Diseño de Articulaciones

La orientación óptima de las articulaciones corresponde al caso en donde la fuerza máxima, en este caso la axial, resulte perpendicular a la superficie de contacto, en el mejor de los casos coincida con el eje directriz de la viga. La prolongación de las alas en la estrangulación es adecuada en la distribución de esfuerzos que favorecen la resistencia a las acciones de torque, el código ACI en el cap.11.6 propone criterios para la verificación de una sección T considerada, bajo esfuerzos de corte y torsión.

4.4.13.3.1 Armadura Transversal

Para el diseño de las articulaciones se considera un estrangulamiento de 1/3 de la sección del alma, con un espesor de garganta de 2 cm, utilizando mallas electro soldadas espaciadas en una longitud igual a la menor del alma. La armadura se determina con la ecuación:

$$A_s = \frac{0.20 \cdot N}{w \cdot f_y}$$

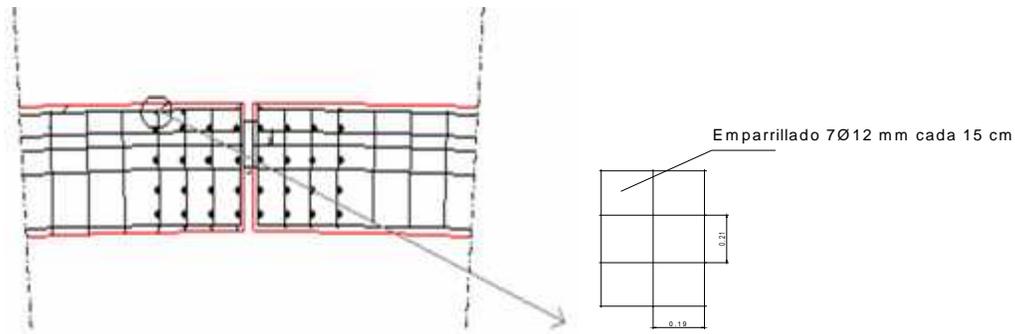
Donde:

$$\begin{aligned} N &= 132000 \text{ kg} \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 7,39 \text{ cm}^2$$

Usar 4 emparrillados con 7 barras Ø 12mm; cada 15 cm

Fig. 4.25 Detalle de Articulación



Las consideraciones de diseño están en el **Anexo IV**, sugiriendo usar 7 barras de Ø12 mm. dispuestas en mallas electro soldadas, las mismas que tienen la finalidad de resistir los esfuerzos transversales y de compresión.

4.4.13.3.2 Armadura de corte por fricción

El hormigón no agrietado es relativamente resistente al cortante directo; sin embargo, siempre existe la posibilidad de que se forme una fisura en un sitio desfavorable. El procedimiento de diseño para la transferencia de cortante, es suponer que se forma dicha fisura, para entonces proporcionar refuerzo a través de la fisura supuesta, que resista desplazamientos relativos a lo largo de la misma. (ACI 11.7.4)

La armadura necesaria para resistir el cortante en un hormigón fisurado será:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu}$$

Datos:

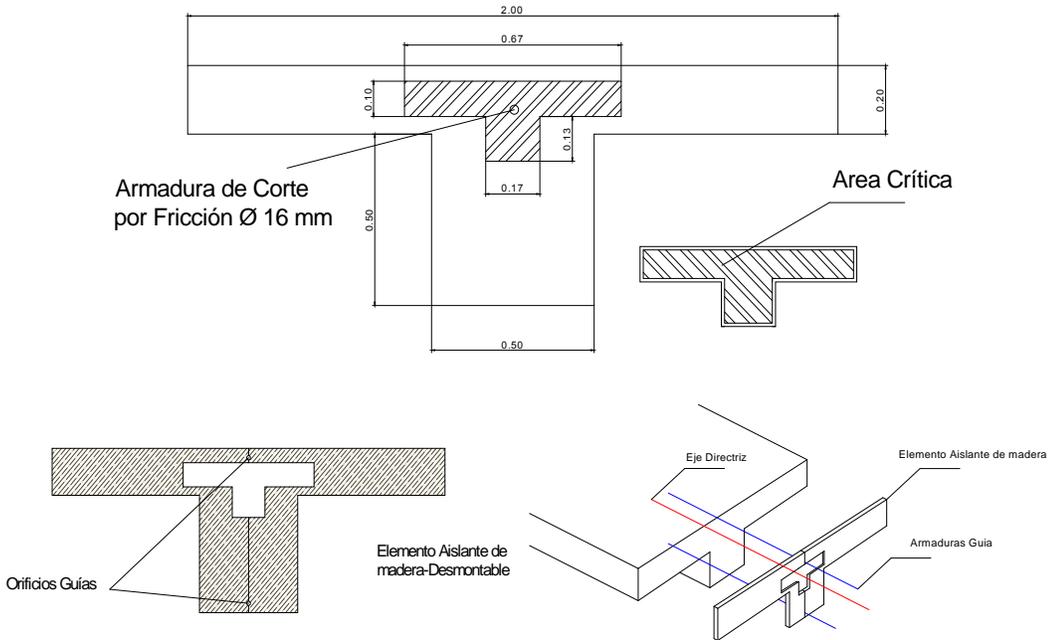
V_u= 6137 kg
f_y= 4200 kg/cm²
F_c'= 350 kg/cm²
Ø = 0,85
μ= 1,4

A_{vf}= 1,23 cm²

Usar 1 Ø 16 mm

Los elementos y métodos constructivos que se propone para la ejecución de las articulaciones se ilustran a continuación:

Fig. 4.26 Detalles Constructivos Articulación

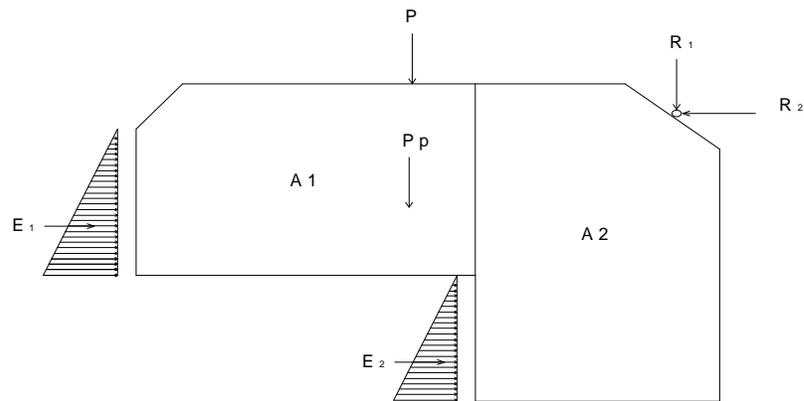


4.5 DISEÑO DE SUBESTRUCTURA DEL PUENTE PEATONAL - DISEÑO DE ESTRIBOS

4.5.1 GEOMETRÍA

Ref. ver planos en **Anexo X**

Fig. 4.27 Esquema de Estribo



4.5.2 MATERIALES

4.5.2.1 Hormigón armado

Se considera en el diseño de la superestructura el uso del hormigón armado, con una resistencia característica $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$.

4.5.2.2 Acero

Se utilizará acero corrugado en todas las estructuras de hormigón armado, con una resistencia característica a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

4.5.3 CARGAS

Los estribos artificiales para el apoyo del tablero, se calculan como macizos sometidos a fuerzas verticales e inclinadas, comprobándose la estabilidad y las

condiciones de resistencia por las fórmulas corrientes. También tiene una gran importancia el cálculo de la máxima presión transmitida al terreno.

Peso Propio

$P_p = 92.56 \text{ Tn}$

Solicitaciones

$F_x = 66 \text{ Tn}$

$F_y = 78 \text{ Tn}$

Empuje de Suelos

$E_1 = 0,50193$

Sección A1

$x = 3,5 \text{ m}$

$y = 1,6 \text{ m}$

$Z = 4.5 \text{ m}$

$V = 25,2 \text{ m}^3$

Sección A2

$x = 1,5 \text{ m}$

$y = 2,5 \text{ m}$

$z = 4.5 \text{ m}$

$V = 16.88 \text{ m}^3$

$P_p = 92560 \text{ kg}$

Tabla N° 4.9
Resumen de Cargas

Fx	y	Mx	Fy	x	My
78	1,6	124,8	61	4,5	274,5
			1,6	2,37	3,792
-1,00386	0,54	-0,5420844	92,565	2,47	228,6
76,99614	Total	124,2579156	153,565		506,9

4.5.4 VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

Voltéo

FS= 4.01

Cumple!!

$$F_s = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1.5$$

Deslizamiento

FS= 1.53

Cumple!!

$$F_s = \frac{\sum F_v}{\sum F_h} > 1.5$$

Esfuerzos admisibles unitarios de suelo

Excentricidad

$$a = \frac{M_y - M_x}{F_v}$$

a= 2,49 m

La resultante de las fuerzas verticales esta dentro del 1/3 central lo que garantiza que los esfuerzos que rigen en el estribo son los de compresión por lo tanto:

$$q_1 = (4 \cdot l - 6 \cdot a) \cdot \frac{R}{l^2}$$

q₁= 31.01 Ton/m < 31.5 Ton/m

$$q_2 = (6 \cdot a - 2 \cdot l) \cdot \frac{R}{l^2}$$

q₂= 30.41 Ton/m < 31.5 Ton/m

4.5.5 DISEÑO DE ARMADURAS

El desarrollo del diseño de los estribos están en el **Anexo IV**, con el cual se dispone la siguiente armadura a flexión:

Usar Ø 25 mm cada 25 cm.

4.6 DISEÑO DE TORRES

4.6.1 GEOMETRÍA

Ref. Ver Planos en **Anexo X**

4.6.2 MATERIALES

4.6.2.1 Tubo Estructural

Regulados por Normas como ASTM A500, se comercializan en largos de 6, 9 y 12 metros según el producto considerado, pudiendo requerir largos especiales de acuerdo a posibilidades técnicas de fabricación.

4.6.2.2 Hormigón armado

Se denomina así al hormigón simple cuando éste lleva armaduras de acero como refuerzo y que está diseñado bajo la hipótesis de que los dos materiales trabajan conjuntamente, actuando la armadura para soportar los esfuerzos de tracción o incrementar la resistencia a la compresión del hormigón.

4.6.3 FACTORES DE CARGA CON ESPECIFICACIONES US.AISC LRFD 1993 EN ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$U = 1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.8W)$$

$$U = 1.2 D + 1.3W + 1.0L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D \pm 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

4.6.4 CARGAS

4.6.4.1 Sobrecargas Climáticas

- **Presión Horizontal del Viento:** La acción del viento se asimila como si estuviera actuando una carga estática horizontal, en las superficies donde su velocidad se hace nula, deducidas de las siguientes expresiones:

$$w = \frac{v^2}{16} \qquad p = c \cdot w$$

Donde:

w = Presión Dinámica, kg/m²

v = Velocidad del viento local expresada en m/s.

c = Coeficiente eólico, positivo para presión y negativo para succión.

p = Sobrecarga de viento Kg/m²

Asumiendo una velocidad de viento: 125 km/hr.

$$w = 75,35 \text{ kg/m}^2$$

Para un ángulo de incidencia entre 60° y 90° el coeficiente eólico es 1,2; por lo que la presión de viento se define:

$$w = 90,40 \text{ kg/m}^2$$

La distribución de las cargas de viento en los nudos considerando un nivel descendente se tabula de la siguiente manera:

Tabla N°4.10
Fuerzas de Viento en Nudos

Nivel	P	
1	65,33388	kg
2	55,06974	kg
3	46,81728	kg
4	36,4617	kg
5	27,27198	kg
6	13,99032	kg

4.6.4.2 Sobrecarga de uso: Se considera el peso de una persona de 70 kg.

4.6.5 CÁLCULO ESTRUCTURAL

Tabla N° 4.11
Propiedades Mecánicas de la Sección Tubular

Section Tube 2 ½”	
Properties	(m)
Cross-section	1.96E-07
Torsional constant	1.91E-07
Moment of inertia about 3axis	9.59E-08
Moment of inertia about 2axis	9.59E-08
shear area in 2 direction	9.81E-05
shear area in 3 direction	9.81E-05
Section modulus about 3axis	3.02E-06
Section modulus about 2axis	3.02E-06
Plastic modulus about 3 axis	3.90E-06
Plastic modulus about 2 axis	3.9E-06
Radius of Gyration about 3 axis	0,0221
Radius of Gyration about 2 axis	0,0221

Fig. 4.28 Modelado de Torre – Liberando Momentos en Nudos

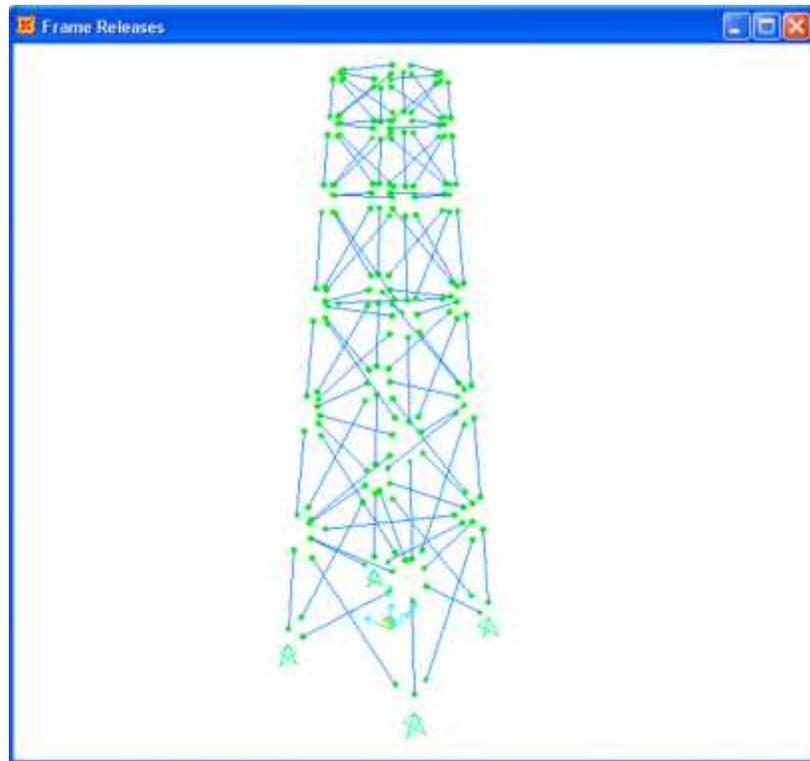
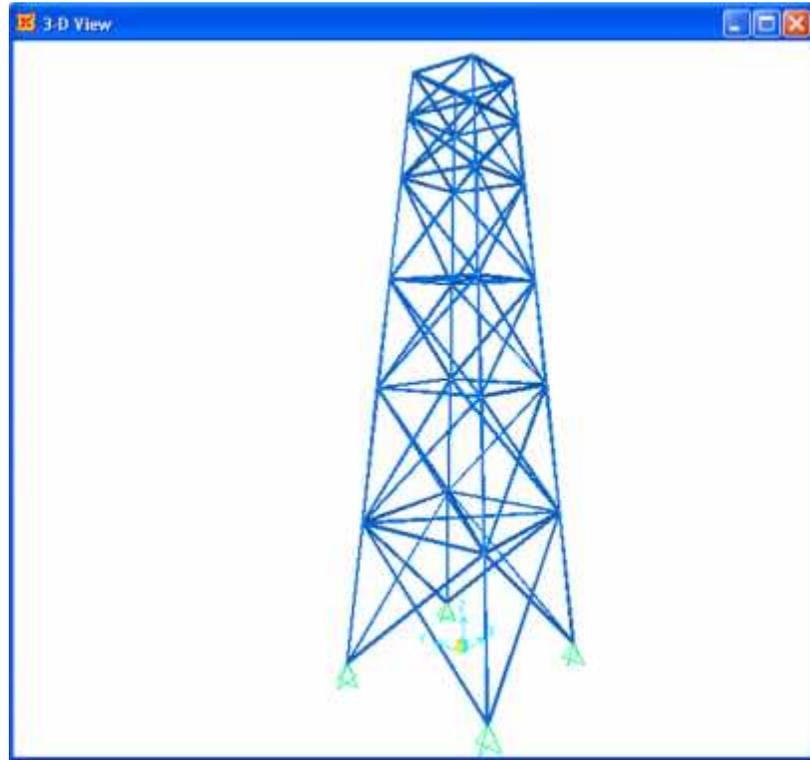


Fig. 4.29 Vista de Acciones en Torre

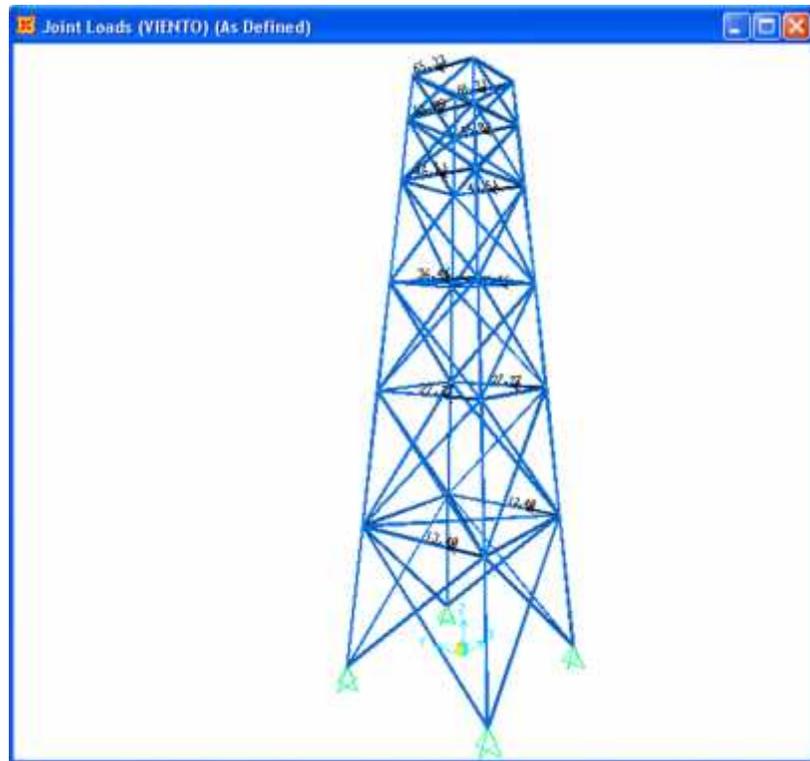
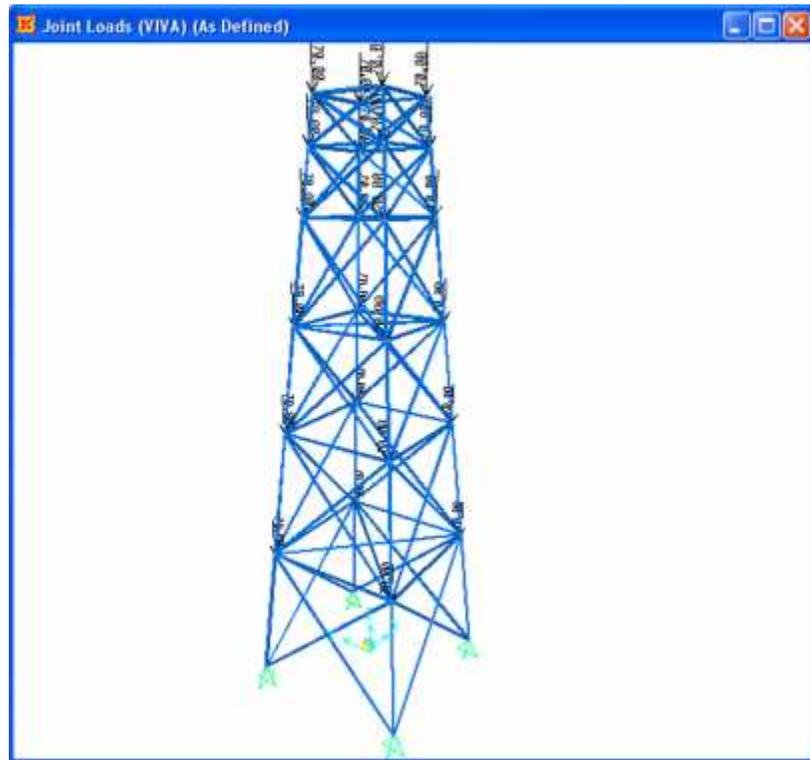


Fig. 4.30 Diagrama de Envolventes Axial - Corte

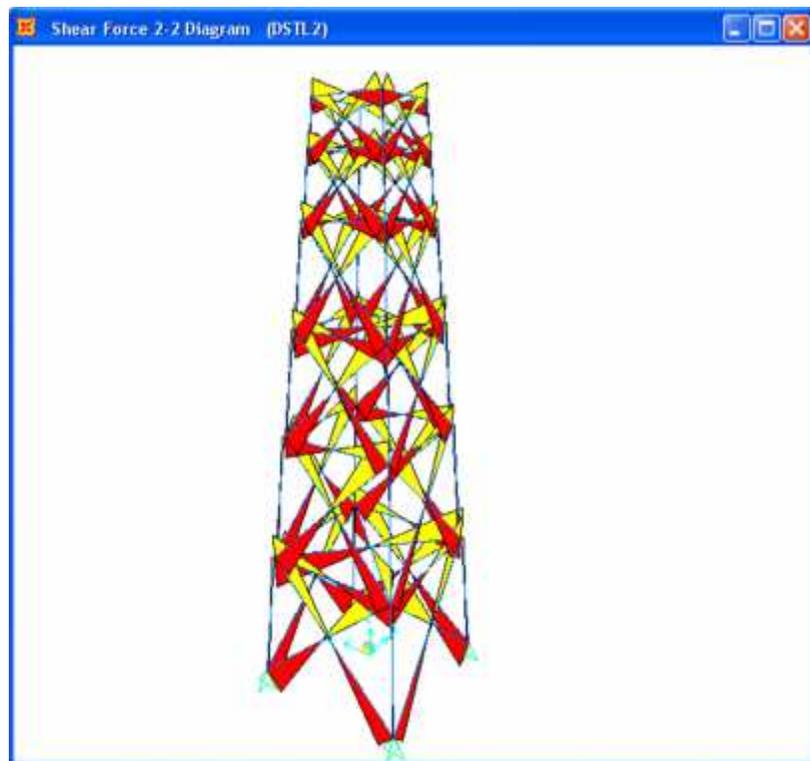
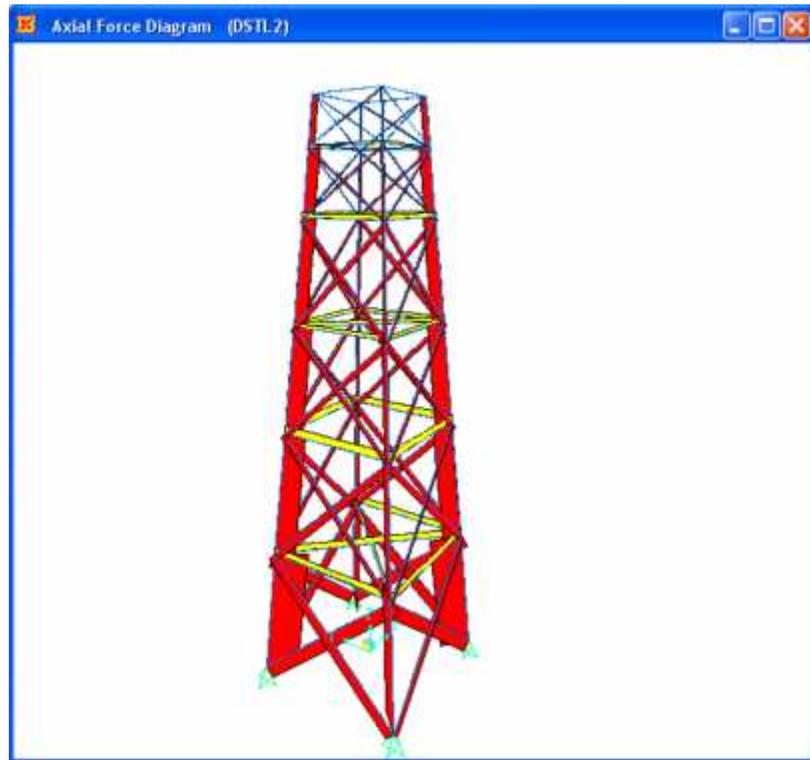
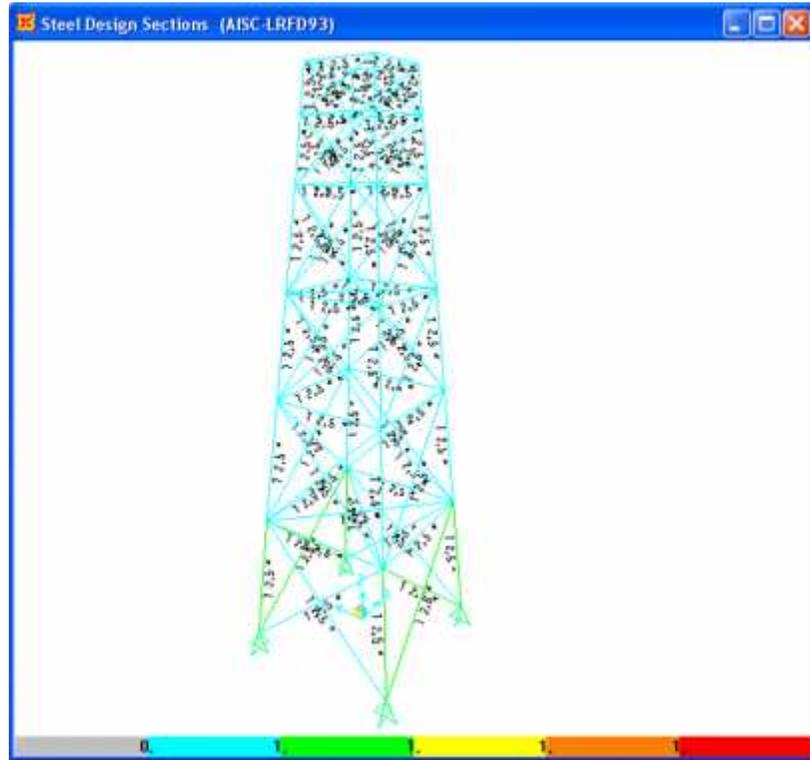


Fig. 4.31 Verificación de Diseño



4.6.6 RESUMEN RESULTADOS PROGRAMA

*Tabla N° 4.12
Resumen de Resultados*

RESUMEN ENVOLVENTES DE REACCIONES EN LOS APOYOS			
SOLICITACIÓN	F1	F2	F3
Valor Máximo	267.21	423.68	1630.03
Nudo	1	1	7
Valor Mínimo	-443.04	-394.42	-754.41
Nudo	7	8	5

FUERZAS AXIALES EN BARRAS		FUERZAS DE CORTE EN BARRAS	
SOLICITACIÓN	Kg	SOLICITACIÓN	Kg
Valor Máximo	1035.61	Valor Máximo	17.06
Barra	77	Barra	112
Valor Mínimo	-1342.49	Valor Mínimo	-17.06
Barra	7	Barra	112

4.6.7 VERIFICACIÓN DE DISEÑO

La verificación a compresión, flexocompresión calculadas en el **Anexo IV**, indican que la sección de tubería del diseño, satisfacen las solicitaciones consideradas con el uso de uniones por soldadura en arco, con espesores mínimos de 1/8"

4.6.8 DISEÑO DE ANCLAJE DE TORRE

El anclaje de la torre se dispone con uniones empernadas utilizando bulones en L de $\text{Ø } 3/4"$ de acero ASTM F 1554 G-36, realizando las verificaciones a tracción y corte recomendado por ACI en su Anexo D; Anclaje al Concreto. La armadura a flexión para las zapatas de las torres se usarán **5 barras de $\text{Ø } 12 \text{ mm}$** en ambos sentidos, usando armadura mínima de corte.

Ref. de Diseño Anexo IV

CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

5.1.1 CONCLUSIONES GENERALES

- La implementación de un puente peatonal es factible como solución a la necesidad de brindar seguridad de circulación a peatones que transiten por las inmediaciones de la Av. Petrolera en la zona denominada Las Chalanas de la ciudad de Bermejo, satisfaciendo además las condiciones de seguridad aspectos estéticos y arquitectónicos que complementen con su entorno.
- En el aspecto netamente técnico los objetivos específicos fueron también alcanzados siguiendo metodologías aprendidas en la etapa universitaria y otras fuera de ellas mediante la colaboración de experiencia de docentes y terceras personas.

5.1.2 CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

- Los datos que se obtienen mediante los estudios de ingeniería básica como estudio de tráfico, hechos de tránsito, estudios geotécnicos, datos meteorológicos y otros, son muy importantes para marcar los lineamientos básicos del desarrollo del proyecto.
- Se elige como mejor alternativa de diseño para el tablero las técnicas constructivas en hormigón armado, evaluando parámetros de comparación como ya se mencionó la durabilidad, eficiencia de servicio, eficiencia estructural, las consideraciones de diseño arquitectónico que inducen al criterio de empleo de un esquema estructural en arco con directriz parabólica como una curva que más se aproxima al funicular de las cargas, optimizando el empleo del hormigón armado por su excelente comportamiento ante los esfuerzos de compresión, reduciendo considerablemente los efectos de flexión, la factibilidad de construcción es también un parámetro importante a considerar, las técnicas constructivas en hormigón armado no requieren de

mano de obra, equipo y maquinaria especializada costosas, por lo que una empresa constructora local podría encarar la ejecución de la obra por los medios y factibilidad propios de la región, lo que directamente influye en la economía del proyecto.

- El uso de articulaciones tipo Freyssinet en un arco triarticulado, minimizan los efectos en la estructura de posibles asentamientos y deformaciones en los apoyos, los efectos de retracción del hormigón, acortamientos de la directriz por compresión longitudinal y variaciones termo higrométricas que por las condiciones climáticas de Bermejo es importante su aplicación.
- La funcionalidad y la eficiencia del diseño es importante en un proyecto para reducir costos y tiempo de construcción, para lo cual este diseño de puente peatonal utilizando el trasdós del arco como superficie de circulación no se considera el diseño de columnas con la finalidad de optimizar el funcionamiento del arco de hormigón armado a compresión minimizando los esfuerzos de flexión y el refuerzo de acero que necesitaría en una viga recta, los accesos mediante escaleras independientes es innecesario al utilizar escalones cargados en la misma viga de tablero en los arranques del arco.
- El análisis estructural y verificación se optimiza con el uso del programa SAP 2000, con el cual se obtiene resultados más exactos para elementos como la viga T en arco del tablero como en armaduras espaciales complejas de las torres, que si bien en la fase de servicio son estructuras con fines arquitectónicos, se verifica que pueden facilitar en la fase de construcción del tablero del puente peatonal como elemento estructural de soporte en el falso puente.
- El costo económico estimado de construcción es: Cuatrocientos cinco mil Treinta y ocho con 59/100 Bolivianos, en un plazo de ejecución de 120 días calendario.

5.2 RECOMENDACIONES

- Un plan de educación vial es importante como complemento a las medidas de seguridad de tránsito vehicular como peatonal, por parte de las autoridades gubernamentales vinculadas.
- La técnica de apuntalamiento recomendada para este tipo de estructuras es el puente falso que brinda soportes apuntalados desde el nivel del terreno hasta el nivel inferior del tablero, considerando que no es un arco muy elevado en el centro luz, disponiendo elementos en celosía partiendo desde ambos arranques se optimizaría los tiempos de ejecución, se deberá tener muy en cuenta el replanteo y el alineamiento de los ejes de la directriz de la geometría del arco al momento de la construcción para evitar problemas en el cierre de la estructura.
- El diseño del tablero del puente peatonal considera un hormigón Tipo A, con una dosificación mínima de cemento Pórtland de 350 Kg/m³, agregados en un rango de 25 mm. a 4.75 mm. y una relación A/C<0.45.
- La arquitectura de la estructura no hace posible el colocado de trabes o diagonales en las torres por el espacio necesario del arco a través de ellas, si bien en el modelado se idealizan estos elementos, se permite obviarlos constructivamente al evidenciar que los esfuerzos que generan estas barras no son de magnitud importante, por lo que una recomendación constructiva importante para garantizar la estabilidad estructural de las torres metálicas es apoyar estos nodos lateralmente al arco de hormigón.
- La implementación de barreras de protección en forma de un barandado perimetral como medida de seguridad de posibles impactos, estas barreras no deben ser menor a 1 m. de altura y a una distancia de 3 m. del elemento a proteger.
- Si bien el mantenimiento es mínimo en las estructuras de hormigón, se debe tener cuidado en el mantenimiento de las estructuras metálicas como el barandado del tablero, torres y sus uniones, protegiéndolas periódicamente

con pinturas anticorrosivas que garantizaran un buen funcionamiento estructural y estético.

- Los estribos artificiales que sirven de apoyo a la superestructura, se diseñaron considerando un hormigón tipo B, dosificación mínima de cemento Portland de 300 kg/m^3 , agregados en un rango de 50 a 25 mm. y una relación $A/C < 0.58$
- En general se debe de cumplir con las recomendaciones de construcción sugeridas por el proyecto y aquellas que se obvian pero que se disponen en las normativas americanas de la AASTHO y ACI-318-05.