

## CAPÍTULO I

### 1. ANTECEDENTES

**1.1. El problema.-** En los últimos años la ciudad de Tarija ha tenido un crecimiento acelerado de su población, al igual que el aumento de comerciantes se hizo inevitable. Varios de los mercados se encuentran sobrepoblados por los comerciantes, tal es el caso del mercado “Central del Valle”, uno de los mercados más importantes en la provincia avilés de la ciudad de Tarija.

Se ha identificado que en el mercado central del valle las fallas que presenta, son considerables, especialmente en la parte estructural y estética.

Como consecuencia de los problemas ya mencionados anteriormente se establece la **obsolescencia del mercado central del valle**, ya que la estructura no cumple los requerimientos básicos para la que fue diseñada además considerándola como insegura.

**1.1.1. Planteamiento.-** De acuerdo a las estadísticas, realizadas a comerciantes y a consumidores, la infraestructura del mercado es obsoleto, identificando lo siguiente:

- Infraestructura antigua y deteriorada.
- Mala distribución de los puestos de venta.
- Aumento de comerciantes y consumidores en los últimos años.
- Falta de espacios en la infraestructura.

De mantenerse la situación actual los pronósticos que se presentaran serán:

- Incomodidad de los comerciantes.
- Mala atención al consumidor.
- Conflictos entre comerciantes.
- Condiciones higiénicas no adecuadas en el mercado.

Por lo que resulta imprescindible plantear como solución las siguientes alternativas:

- Mejoramiento y redistribución de los puestos de venta.
- Construcción de una nueva infraestructura.

**1.1.2. Formulación.-** Con la construcción de una nueva infraestructura que cuente con todo lo necesario para los comerciantes y consumidores, de esta manera se dará solución al problema y se mejorarían las condiciones de vida, además aumentara la asistencia de los consumidores a dicho mercado. Por consiguiente, se ha planteado la alternativa de solución **“Construcción de una nueva infraestructura del mercado central del valle”**, la misma cuenta con diseño arquitectónico.

**1.1.3. Sistematización.-** Con la alternativa definida **“Construcción de una nueva infraestructura del mercado central del valle”**, y con un análisis técnico y económico en el estudio del perfil de las estructuras de sustentación para la infraestructura, se ha definido realizar lo siguiente:

- Estructura de Cimentación con zapatas de H°A°.
- Estructura de sustentación una estructura aporticada de H°A°.
- Estructura de separación de niveles loza alivianada.
- Estructura de sustentación para la cubierta cerchas metálicas (perfiles metálicos).

## **1.2. Objetivos**

**1.2.1. Objetivo General.-** Realizar el diseño estructural de la nueva infraestructura del **“MERCADO CENTRAL DEL VALLE** de la ciudad de Tarija de la provincia Avilés según la norma boliviana del Hormigón Armado CBH-87 y el método LRFD para el diseño de la estructura metálica como sustentación de la cubierta.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

- Realizar el estudio de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación de la estructura.
- Realizar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento.
- Realizar el cálculo estructural del proyecto conforme a los parámetros y criterios de la norma boliviana CBH 87 en cuanto se refiere al H°A°.

- Realizar el diseño estructural de la estructura metálica para la sustentación de la cubierta aplicando el método LRFD.
- Determinar el costo total de la obra se realizara un análisis de precios unitarios de los ítems considerados para el proyecto.
- Realizar el diseño de planos estructurales a detalle.
- Definir las especificaciones técnicas del proyecto.
- Realizar el cronograma de ejecución del proyecto y de este, se estimará el tiempo de ejecución del proyecto.

### **1.3. Justificación.**

**Académica.-** Profundizar y aplicar de forma práctica los conocimientos adquiridos en los años de formación universitaria, acerca del diseño de estructuras. Lo anterior permitirá dimensionar las estructuras desarrollando el criterio apropiado y mejor conocimiento del comportamiento de las mismas.

**1.3.1. Técnica.-** Elaborar el diseño estructural considerando la normativa oficial vigente para el respectivo diseño estructural.

**1.3.2. Social-Institucional.-** Ofrecer una alternativa que mejore la comodidad tanto a comerciantes, consumidores y proveedores al momento de exponer o consumir los distintos productos.

**1.4. Alcance del proyecto.-** El proyecto contempla el “Diseño Estructural del nuevo Mercado Central del Valle”, realizando a su tiempo un análisis de suelos, y de este determinar la resistencia admisible del terreno de fundación y examinar su configuración topográfica, ambos brindados por la institución interesada, y en base a esto elaborar el planteamiento estructural y posterior verificación de sus elementos pertenecientes.

El proyecto está enfocado al diseño estructural, como prioridad, por lo tanto no se hará referencia a los servicios básicos (agua potable, alcantarillado y de la red eléctrica).

En consecuencia se elaborarán ejemplares plasmando el diseño estructural, el mismo que tendrá el siguiente contenido: Planos estructurales, especificaciones técnicas, costo y tiempo estimado para la ejecución física del proyecto.

**1.5. Localización.-** El proyecto está localizado en el Municipio de Uriondo, Primera Sección de la Provincia Avilés del Departamento de Tarija, entre las calles Comercio y Uriondo, exactamente sobre el actual Mercado Central del Valle.

Uriondo, la primera sección de la provincia Avilés del Departamento de Tarija, limita al norte y al este con la provincia Cercado al sur con la provincia Arce, y al oeste con el municipio de Yunchara.

**1.5.1. Información socioeconómica relativa al proyecto.-** La población de la provincia Avilés de acuerdo al censo del Instituto Nacional de Estadísticas, es de 13.308 habitantes de los cuales 49% son mujeres y 51 %. Son hombres siendo toda la población rural, como se indica en el cuadro adjunto.

**Población, Superficie y Densidad**

**CUADRO N° 1**

**POBLACIÓN BENEFICIARIA**

Provincia	Superficie		Población		Densidad
	Km2	%	Habitantes	%	Hab./Km2
Avilés	2742	7.3	13327	4.5	6.4

Fuente: INE

**1.5.2. Servicios básicos existentes.-** Los servicios básicos son de vital importancia. Los servicios con que debe contar la población son el agua potable, energía eléctrica, salud, educación y otros. Sin embargo, no todas las comunidades son atendidas por el gobierno central y/o municipal, debido a muchos factores tales como falta de recursos financieros,

descuido de las autoridades centrales, entre otros factores. En este apartado el área de influencia del proyecto cuenta con los servicios anteriormente citados.

**a). Servicios agua potable**

En la actualidad el Valle, y en especial el mercado central cuenta con un sistema de Agua Potable, El agua potable es escasa en algunos meses del año.

**b). Servicio de alcantarillado**

El valle de La Concepción cuenta con servicio de alcantarillado sanitario en red, lo que implica que el mercado cuenta con este servicio de alcantarillado.

**c). Servicios de electricidad**

El Municipio de Uriondo, “Valle de la Concepción” cuenta con energía eléctrica, con una cobertura del 80% hacia las familias consumidoras, y por ende el mercado central del valle cuenta con este servicio básico.

**d). Servicios de educación**

El Municipio de Uriondo Cuenta con Varias Unidades Educativas, donde se imparte educación desde nivel inicial, primario y secundario.

El analfabetismo en la zona acusa una marcada discriminación educativa, relacionada íntimamente a las condiciones socioeconómicas preponderantes en la sección, donde la población en general acumula un nivel de analfabetismo.

Esta situación influye de manera directa en el comportamiento social y en las oportunidades socioeconómicas de la sección en general y de las familias en particular.

**e). Servicios de salud**

La red de Salud de Uriondo, se encuentra conformado por un Directorio local de Salud, cuenta con su equipo de Gerencia completo, una red de servicios de 1er. Nivel a atención de 3 centros de salud y 5 Puestos de Salud, los mismos que pertenecen al sector público, el establecimiento de referencia es el Centro de Salud Hospital Dr. Fanor Romero de concepción que tiene II y III nivel de atención siendo el centro de referencia el Hospital Regional San Juan de Dios.

## CUADRO N° 2

### ÁREA DE SALUD

Población estimada	Número De RRHH				Población asignada por RRHH			
	Médico	Odont.	Enf.	Aux Enf.	Médico	Odont.	Enf.	Aux Enf.
12.585	4.5	2	4	12	2797	6293	3146	1049

Inf. De Plan Dptal de Salud

El cuadro nos refleja que de acuerdo a las normas nacionales nos indica que debe ser 1 médico por 3000 habitantes y en base al rendimiento médico, se aprecia que existe una relación in equitativa de este recurso por municipio.

También podemos recalcar que de estos 8 centros y puestos atienden a las 49 comunidades y la infraestructura y equipamiento en que se encuentran son muy precarias por lo que no da basto para una si quiera regular atención a todas la comunidades.

#### **f). Recolección y disposición de residuos sólidos**

La basura es recolectada en un 80% por diferentes organizaciones que tiene el municipio de la provincia del Valle.

## CAPÍTULO II

### 2. MARCO TEÓRICO

Para el logro del objetivo general del proyecto “Diseño Estructural del nuevo Mercado Central del Valle”, se debe tener conocimiento de las características físico-mecánicas del suelo de fundación, idealizar el comportamiento estructural, definir el tipo de infraestructura y superestructura de sustentación y realizar los diseños correspondientes.

**2.1. Levantamiento topográfico.-** Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio mediante curvas de nivel.

El levantamiento topográfico se realiza con estación total, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo, esto debido a que la toma y registro de los datos topográficos es de forma digital.

**2.2. Estudio de suelos.-** El dato fundamental para calcular un sistema de fundación es la tensión admisible del terreno ( $\text{kg/cm}^2$ ) y la determinación de la profundidad de cimentación.

Resumiendo los pasos de un estudio convencional:

1. Ensayos ‘in situ’ (en el lugar) a cielo abierto con cargas aplicadas, como sondeos o pozos cuya profundidad y cantidad dependerá de la superficie de la obra y el peso de la misma.
2. Toma de muestras ‘in situ’ de cada pozo realizado.
3. Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas.
4. Análisis de los resultados según los ensayos realizados ‘in situ’ y de laboratorio.
5. Elaboración del informe final con resultados, gráficos, tensiones calculadas.

**2.2.1. Ensayo de Penetración Normal (SPT).**- En esta práctica se desarrollará el método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina Ensayo de Penetración Normal (SPT), mediante el cual se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con lo cual se puede determinar la capacidad de carga admisible del suelo a distintas profundidades.

El método permite obtener muestras alteradas en forma continua, las cuales se trasladan al laboratorio para efectuarle los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio.

Los penetrómetros utilizados para el estudio del suelo de fundación se hincan o se hacen penetrar a presión en el suelo, midiendo la resistencia a la penetración. La prueba más ampliamente utilizada in situ es la “penetración estándar” (o normal) que consiste en la hincada del vástago, dejando caer una maza de 140 libras (63.5 Kg.) desde una altura de 30 pulgadas (75cm.). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el vástago 1 pie (30cm.).

Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo.

**Presión admisible.**- Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales. En medios cohesivos, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre muestra inalterada.

La tabla precisa estas relaciones:

<b>N</b>	<b>Consistencia de la arcilla</b>	<b>Resistencia a compresión simple kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>2</b>	Muy blanda	0,25
<b>2 - 4</b>	Blanda	0,25 – 0,50
<b>3 - 8</b>	Media	0,50 - 1
<b>8 – 15</b>	Compacta	1 - 2
<b>15 - 30</b>	Muy Compacta	2 - 4
<b>30</b>	Dura	4 - 8

Tabla 2.1 Relación de Resistencia para las Arcillas

Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican:

<b>N</b>	<b>Compacidad de la Arena</b>
<b>0 – 4</b>	Muy suelta
<b>4 – 10</b>	Suelta
<b>10 – 30</b>	Medianamente compacta
<b>30 – 50</b>	Densa
<b>Más de 50</b>	Muy densa

Tabla 2.2 Relación de Resistencia para Las Arenas

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se utiliza la Tabla 2.1 ó Tabla 2.2<sup>(+)</sup>, según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

<sup>(+)</sup> Información proporcionada por el Laboratorio de Suelos y Hormigones de la U.A.J.M.S. Facultad de Ciencias y Tecnología.

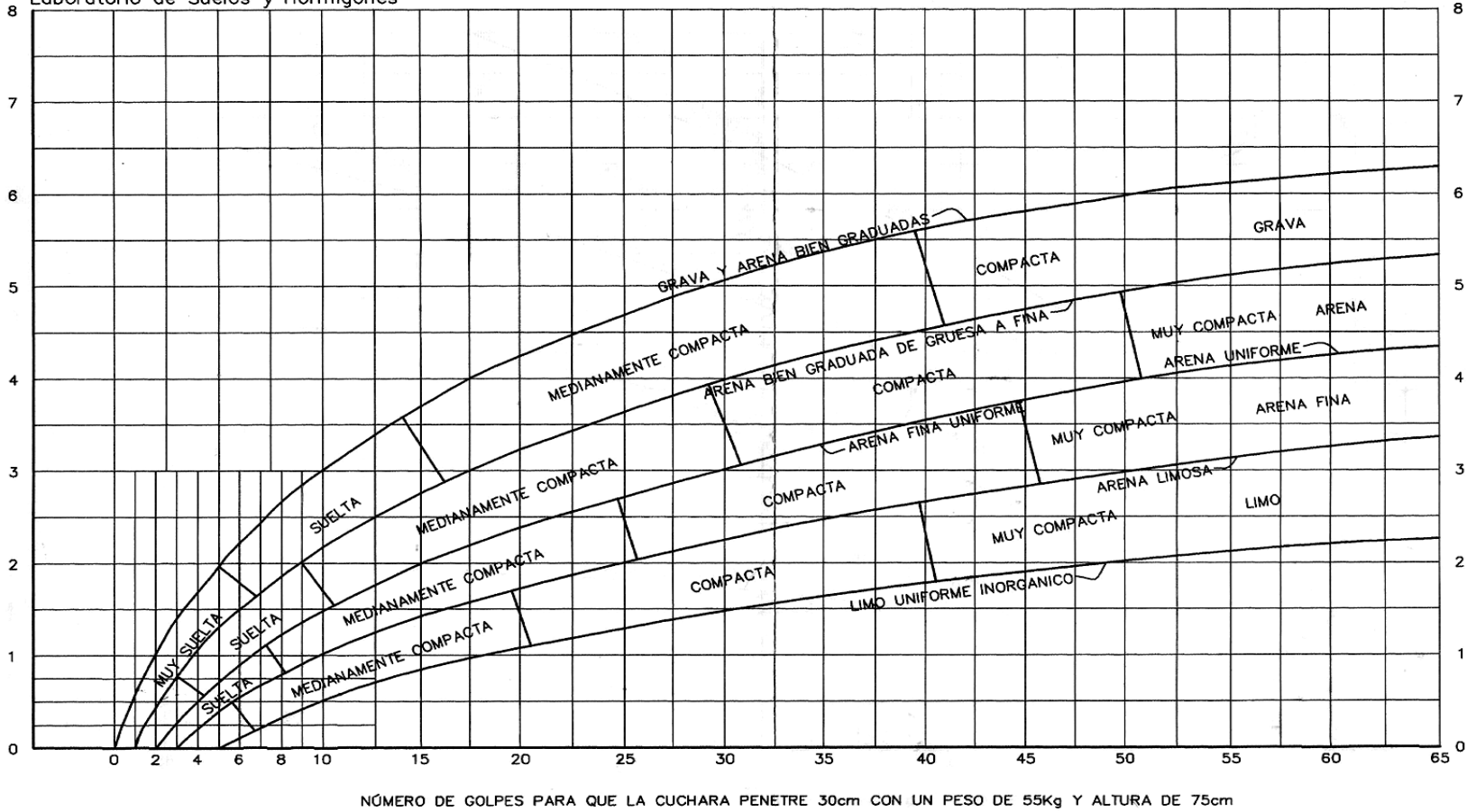


Figura 2.1 Capacidad portante para diferentes tipos de suelos.

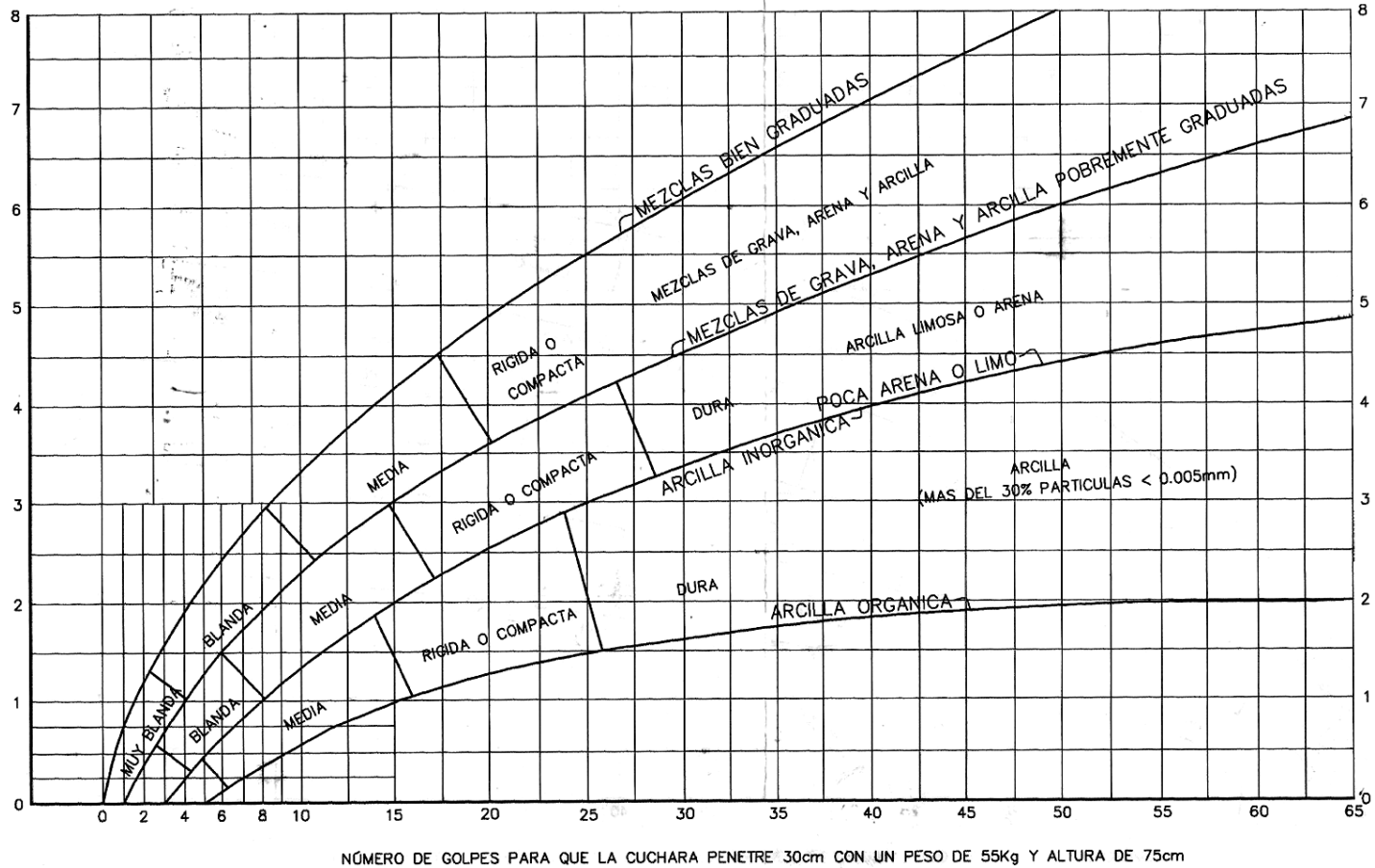


Figura 2.2 Capacidad portante para arcillas y mezclas de suelos.

**2.3. Diseño arquitectónico.-** El diseño arquitectónico tiene como fin un objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, la construcción. La responsabilidad de la Arquitectura es de un arquitecto competente. El diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

**2.4. Diseño estructural.-** El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87<sup>(1)</sup> y la Aplicación del Manual de la AISC<sup>(2)</sup>, estructura aporticada y estructura metálica, respectivamente.

**2.5. Bases de cálculo.-** El proceso general de cálculo corresponde al método de los estados límites. Con el objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores pueda ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación, que multiplican los valores característicos de las acciones, y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura. En consecuencia, el proceso de cálculo debe cumplir estrictamente lo siguiente:

$$S_d \leq R_d$$

Dónde:

$S_d$ : Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

$R_d$ : Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes; bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos; y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

Se consideran elementos unidimensionales los pilares, vigas y arcos, siempre que su longitud sea mayor que el doble del valor del canto total. Se consideran elementos bidimensionales las losas, muros y placas.

Los métodos matriciales permiten analizar estructuras en las que, por la complejidad de su geometría, por el tipo de carga o por el comportamiento de los materiales, no existen soluciones analíticas o son excesivamente complicadas de obtener. La discretización estructural y los tipos de elementos que se utilicen deben ser adecuados para reproducir correctamente el comportamiento estructural.

**2.5.1. Estructura de sustentación de la cubierta.-** El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método de **Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)**, que se basa en los conceptos de estados límite y pretende más que obtener soluciones más económicas el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

**2.5.1.1. Análisis de cargas.-** Se denomina carga o acción a toda causa que pueda provocar y cambiar el estado de tensiones al que está sometido un elemento estructural.

Según su naturaleza, las acciones pueden ser de dos tipos: **Acciones estáticas**, que son las que no engendran aceleración significativa sobre la estructura ni sobre ninguno de sus elementos; y **Acciones dinámicas**, que engendran una aceleración significativa sobre la estructura.

**Hipótesis de carga para la cubierta.-** Son las combinaciones de las acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzcan los efectos más adversos en relación con cada uno de los Estados Límite.

A estas hipótesis de cargas se las afecta por factores de carga, los mismos que tienen como propósito incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

Se recomienda las siguientes combinaciones de carga para la estructura metálica <sup>(2)</sup>:

- a)  $U = 1.4D$
- b)  $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- c)  $U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ ó } 0.8W)$
- d)  $U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- e)  $U = 1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$
- f)  $U = 0.9D \pm (1.3W \text{ ó } 1.0E)$

Dónde:

U representa la carga última; D las cargas muertas; L las cargas vivas; Lr las cargas vivas en techos; S las cargas de nieve; R las cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento; W las cargas de viento y E las cargas sísmicas.

**2.5.1.2. Diseño de los elementos de la cercha.-** El diseño de los elementos de la cercha estarán fundamentados con el Manual de la AISC<sup>(2)</sup>.

**2.5.1.2.1. Diseño de elementos sometidos a tracción.-** El diseño de elementos sometidos a tracción implica encontrar un elemento con áreas totales y netas adecuadas. Si el elemento tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta el área perdida debajo de los agujeros.<sup>1(3)</sup>

El proceso de cálculo de los elementos en tracción se los encuentra en el Apartado 3.6.3.2.

**2.5.1.2.2. Diseño de elementos sometidos a compresión:** Son los elementos que soportan una carga de compresión axial. Ésta carga puede ser concéntrica, es decir, aplicada a lo largo del eje centroidal, o excéntrica, cuando la carga es aplicada paralelamente al eje del elemento centroidal, pero a cierta distancia del mismo.<sup>2(3)</sup>

El proceso de cálculo del elemento en compresión se los encuentra en el Apartado 3.6.3.3.

---

<sup>(2)</sup> Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design. PART 2: INTRODUCTION TO LRFD

<sup>1(3)</sup> Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capítulo 3 y 4.

<sup>2(3)</sup> Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capítulo 5 y 6.

**2.5.1.2.3. Diseño de los Elementos sometidos a Flexo – Tracción.-** Los elementos sometidos a Flexo – Tracción son elementos estructurales sometidos a la acción simultánea de fuerzas normales de tracción y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales. Su importancia es fundamental, ya que los elementos en compresión axial pura no existen prácticamente nunca en estructuras reales en las que, debido a, principalmente a la continuidad entre los diversos miembros que las componen, la tracción se presenta acompañada por flexión.<sup>1(3)</sup>

**2.5.1.2.4. Diseño de miembros sometidos a Flexión Biaxial.-** De la mecánica de materiales sabemos que toda sección transversal de viga tiene un par de ejes principales y ortogonales, para los cuales el producto de inercia es nulo. Si la flexión ocurre respecto a cualquier otro eje que no sea principal se tendrá una flexión asimétrica o flexión biaxial.<sup>2(3)</sup>

**2.5.1.2.5. Diseño de Uniones.-** Se debe tener una mayor consideración en las uniones, esto debido a que, las pruebas de laboratorio en fallas estructurales han demostrado que las fallas se originan en las conexiones y no en los miembros estructurales.

**Conexiones Atornilladas.-** Los dos tipos de tornillos que se emplean para las conexiones de miembros estructurales son los tornillos ordinarios (A307) y los tornillos de alta resistencia (A325 y A490). Los tornillos de alta resistencia se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados.<sup>3(3)</sup>

El espesor de las planchas a conectar determina en cada caso la longitud necesaria de los pernos. De la longitud total de la rosca y la longitud de apriete depende si la rosca se halla o no incluida en los planos de corte<sup>(7)</sup>.

---

<sup>1(3)</sup> Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capitulo 11.2

<sup>2(3)</sup> Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capitulo 10.5

<sup>3(3)</sup> Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capitulo 12.2. ó Véase Anexo A-1.

<sup>(7)</sup> DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS: Dra. Ing. María Graciela Fratelli. Capitulo 3.6.3.

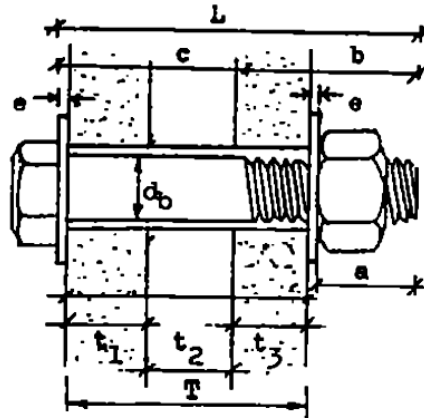


Figura 2.3 Longitud de los pernos.

**Dónde:**

$d_b$ : Diámetro nominal del perno

$L$ : Longitud total del perno

$c$ : Longitud del cuerpo

$a$ : Longitud de apriete

$b$ : Longitud de rosca

$T$ : Agarre

$e$ : Espesor de la arandela

**Longitudes de los pernos de alta resistencia A 325 y A 490**

$d_b$		a mínimo		b mínimo	
mm	pulgadas	mm	pulgadas	mm	pulgadas
13	1/2	18	11/16	25	1
16	5/8	22	7/8	32	1 1/4
19	3/4	25	1	35	1 3/8
22	7/8	29	1 1/8	40	1 1/2
25	1	32	1 1/4	45	1 3/4
29	1 1/8	40	1 1/2	50	2
32	1 1/4	42	1 5/8	50	2
35	1 3/8	45	1 3/4	55	2 1/4
40	1 1/2	50	1 7/8	55	2 1/4

Tabla 2.3 Longitud de los pernos.

**Verificación al bloque de cortantes.-** El procedimiento se basa en la hipótesis de que una de las dos superficies de falla se fractura y la otra fluye.<sup>1(3)</sup>

La resistencia nominal en tracción es  $F_u A_{nt}$  por fractura y  $F_y A_{gt}$  por fluencia, donde  $A_{nt}$  y  $A_{gt}$  son las áreas neta y total a lo largo de la superficie de tracción.

Tomando el esfuerzo cortante de fluencia y el esfuerzo ultimo como el 60% de los valores para tracción, la resistencia nominal por fractura cortante es  $0.6F_u A_{nv}$  y la resistencia por fluencia cortante es  $0.6F_y A_{gv}$ , donde  $A_{nv}$  y  $A_{gv}$  son las áreas neta y total a lo largo de la superficie de contacto.

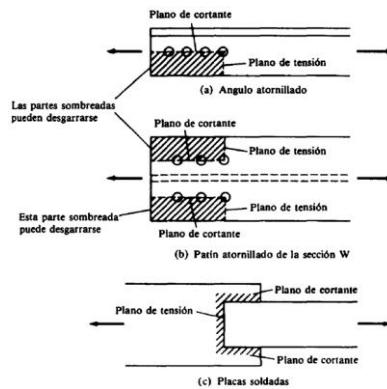


Figura 2.4 Cortantes y tracciones combinadas

**2.5.1.2.6. Diseño de la placa de asiento para vigas.-** Si los extremos de las vigas se apoyan directamente sobre elementos de hormigón o mampostería, es necesario distribuir las reacciones de las vigas por medio de placas de asiento o apoyo. Se supone que la reacción se distribuye uniforme a través de la placa sobre la mampostería y que la mampostería reacciona contra la placa con una presión uniforme igual a la reacción factorizada  $R_u$  dividida entre el área  $A$  de la placa.<sup>2(3)</sup>

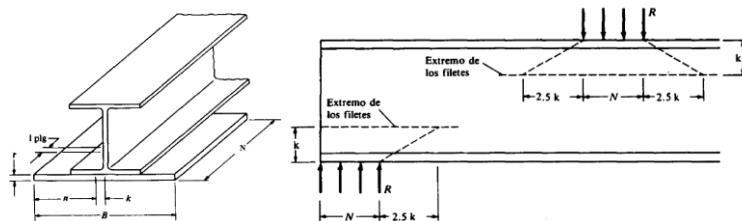


Figura 2.5 Placa de asiento para vigas.

<sup>1(3)</sup> Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capitulo 3, Apartado 3.7

<sup>2(3)</sup> Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capitulo 10.

**2.5.1.2.7. Diseño del pernos de anclaje.-** El diseño del perno de anclaje se lo hace considerando algunas precauciones propuestas por los autores Shipp y Haninger, quienes sugieren, una tabla según el tipo de acero utilizado, las longitudes mínimas a las que se deben embeber o anclar los pernos, según la siguiente tabla:

Bolt Type, Material	Minimum Embedded Length	Minimum Embedded Edge Distance
A307, A36	12 <i>d</i>	5 <i>d</i> > 4 in.
A325, A449	17 <i>d</i>	7 <i>d</i> > 4 in.

En la que *d* es el diámetro nominal del perno estas son distancias conservadoras.

**2.5.2. Estructura aporticada.-** El diseño de la estructura aporticada estará fundamentada en base a la Normativa Boliviana de Hormigón Armado CBH-87<sup>(1)</sup>.

**2.5.2.1. Resistencia de cálculo.-** Se considerará como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión  $f_{cd}$  o en tracción  $f_{ct,d}$ ), el valor de la resistencia característica adoptada para el proyecto, dividido por un coeficiente de minoración  $\gamma_c$ .

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

Dónde:

$f_{ck}$ : Resistencia característica del hormigón a compresión.

$\gamma_c$ : Coeficiente de minoración.

Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia de cálculo deberá reducirse además en un 10 %, para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

Se considera como resistencia de cálculo o de diseño del acero, el valor  $f_{yd}$ , dado por:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Dónde:

$f_{yk}$ : Límite elástico característico del acero.

$\gamma_s$ : Coeficiente de minoración.

### 2.5.2.2. Diagrama de cálculo Tensión – Deformación

**Hormigón Armado.-** Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza del problema de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes, llamándose la atención respecto a que dichos diagramas no sirven para la determinación del módulo de deformación longitudinal:

- **Diagrama Parábola-Rectángulo:** Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo.

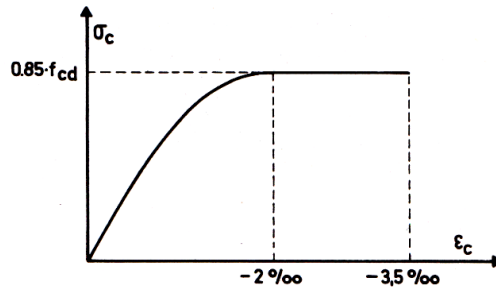


Figura 2.6 Diagrama parábola – rectángulo.

El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a  $0,85 f_{cd}$ .

- **Diagrama Rectangular:** Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a  $0,80 x$ , siendo  $x$  la profundidad del eje neutro y la anchura  $0,85 f_{cd}$ .

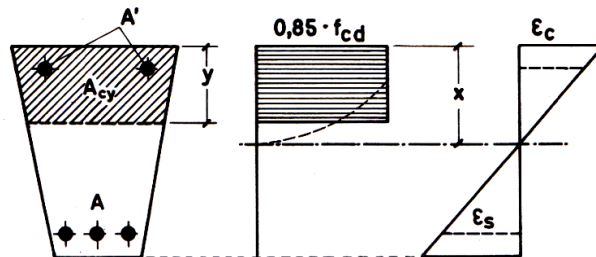


Figura 2.7 Diagrama rectangular.

**Acero estructural.-** Diagrama de proyecto tensión-deformación es el que se adopta como base de los cálculos, a un nivel de confianza del 95 %.

Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

Los diagramas de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón igual a:  $1/\gamma_s$ .

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3,5 por mil. Los diagramas se presentan a continuación.

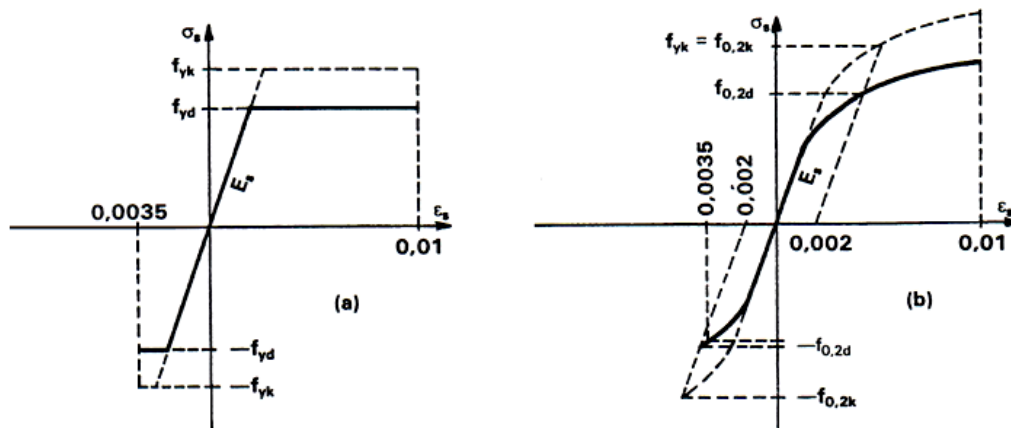


Figura 2.8 Diagramas de cálculo tensión-deformación del acero.

### 2.5.2.3. Módulo de deformación longitudinal

**Hormigón Armado.-** Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial  $E_o$  del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real  $\sigma - \epsilon$ ), a la edad de  $j$  días, puede tomarse igual a:

$$E_o = 21000 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

Dónde:  $f_{cj}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad.

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante,  $E_s$  (pendiente de la secante), se adoptará:

$$E_s = 19000 \cdot \sqrt{f_j} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

Válido siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de  $0,5f_j$ , en esta expresión debe entrarse con  $f_j$  en MPa.

Como valor medio del módulo secante de la deformación longitudinal del hormigón  $E_{cm}$ , se adoptará el dado por la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$

$$E_{cm} = 44000 \cdot (f_{ck} + 80)^{1/3} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

Normalmente,  $f_{ck}$  está referido a la edad de 28 días y por consiguiente el valor de  $E_{cm}$  corresponde a dicha edad. Sin embargo, puede utilizarse igualmente la misma expresión para deducir  $E_{cm}$  a partir de una resistencia  $f_j(t_o)$ , correspondiente a una edad  $t_o$ , dada.

Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor de E los dos tercios de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos, en climas secos.

**Acero estructural.-** Como módulo de deformación longitudinal para el acero se tomará:

$$E_s = 210.000,00 \text{ MPa.}$$

**2.5.2.4. Disposición de las armaduras.-** Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primarias las armaduras longitudinales y las armaduras transversales.

El principal objetivo de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

**Distancia entre barras.-** Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

- a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:
  - Dos centímetros.
  - El diámetro de la barra más gruesa.
  - 1,25 veces el tamaño máximo del árido.
- b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.
- c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de  $\varnothing \leq 32\text{mm}$  (una sobre otra), e incluso tres barras de  $\varnothing \leq 25\text{mm}$ . El

disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.

**Distancia a los paramentos.-** Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

En la siguiente tabla se recomiendan los recubrimientos mínimos para diferentes casos:

<b>Para losas y paredes en el interior de los edificios</b>	<b>1,5 cm</b>
<b>Para losas y paredes al aire libre</b>	<b>1,5 cm</b>
<b>Para vigas y pilares en el interior de edificios</b>	<b>1,5 cm</b>
<b>Para vigas y pilares al aire libre</b>	<b>2 cm</b>
<b>Para piezas en contacto con el suelo</b>	<b>3 cm</b>
<b>Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo</b>	<b>4 cm</b>

Tabla 2.4 Recubrimientos Mínimos.

**Anclaje de las armaduras.-** Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión mutua de esfuerzos entre el hormigón y el acero, de tal forma que se garantice que este es capaz de movilizar toda su capacidad mecánica sin peligro para el hormigón.

El anclaje se lo consigue gracias al mecanismo de la adherencia.

Es muy aconsejable, como norma general, disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón este sometido a compresiones y, en todo caso, deben evitarse las zonas de fuertes tracciones. Esto conduce, en vigas, a llevar la armadura de momento negativo, sobre apoyos intermedios, al menos hasta una distancia de estos del orden del quinto de la luz; y en apoyos extremos, a bajar las armaduras, dobladas a 90° por la cara más alejada del soporte.

La longitud de anclaje de una armadura, es función: de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, y de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje. Existen muchas formas para calcular la longitud de anclaje, como ser: por prolongación recta, por gancho o patilla, por armaduras transversales soldadas, por dispositivos especiales. Se usarán las fórmulas para el cálculo de la longitud de anclaje por prolongación recta:

$$\ell_{bI} = m * \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} * \varnothing \geq 15 \text{ cm} \qquad \ell_{bII} = 1,4 * m * \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} * \varnothing \geq 15 \text{ cm}$$

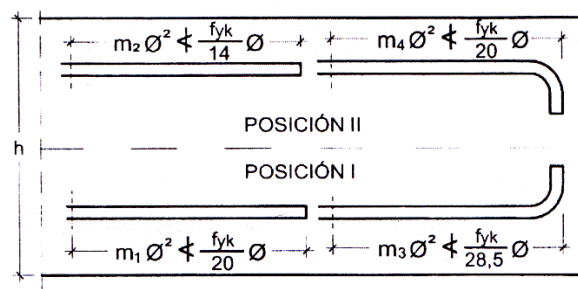


Figura 2.9 Longitud de anclaje, en centímetros.

Dónde:

$\ell_{bI}$ : Longitud de anclaje por prolongación recta, posición I, en cm.

$\ell_{bII}$ : Longitud de anclaje por prolongación recta, posición II, en cm.

$m$ : 14 Coeficiente que para Hormigón H 20 y Acero AH 400.

$\varnothing$ : Diámetro de la armadura de acero, cm.

$f_{yk}$ : Limite elástico característico del acero, en  $N/mm^2$ .

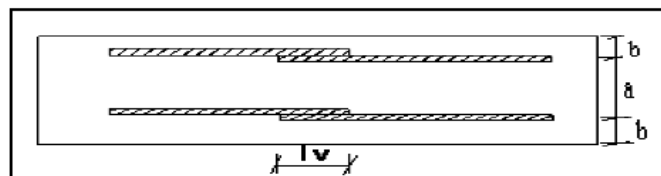
**Empalmes de las armaduras.-** Los empalmes son utilizados para transmitir los esfuerzos de una barra a la otra, por medio de un anclaje. La Norma Boliviana del Hormigón Armado recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas, no rebase 0,1 mm, y que, para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a la otra, el espesor del hormigón que rodea al empalme, sea como mínimo el de 2 veces el diámetro de las barras. Los empalmes podrán realizarse por traslapo o por soldadura.

**Empalmes por traslapo.-** Es el tipo de empalme más común, no es aconsejable utilizarlo en barras de diámetro mayor a 25 mm., ni tampoco en tirantes. Entre las barras que se empalman, se desarrollan acciones tangentes que deben ser absorbidas por armadura transversal.

**Empalmes sin ganchos.-** El tamaño del empalme es igual al tamaño de anclaje corregido por un coeficiente  $\alpha$  que toma en cuenta, la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región, además depende de:

$$l_v = \alpha * l_{b,neto}$$

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme, también depende de la distancia “a” que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas, en la misma sección transversal.
- También depende la distancia “b” que la distancia de la barra empalmada desde el extremo hasta la parte externa de la pieza.



Empalme por Traslapo

Distancia entre los empalmes más próximos (Figura 66.6.2)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	>50	
$a \leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Tabla 2.5 Valores del Coeficiente  $\alpha$ .

**2.5.2.5. Estados límites.-** Todas las estructuras deben reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con el objeto de que pueda rendir el servicio para el que fue proyectada.

Los Estados Límites pueden clasificarse en:

a) **Estados Límites Últimos (ELU)**, que son aquellos que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura. Se relaciona con la seguridad de la estructura y son independientes de la función que esta cumpla. Los más importantes no dependen del material que constituye la estructura y son los de:

- **Equilibrio.-** Definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- **Agotamiento.-** definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura.
- **Pandeo o inestabilidad.-** de una parte o del conjunto de la estructura.
- **Adherencia.-** Caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea.
- **Anclaje.-** Caracterizado por el sedimento de un anclaje.
- **Fatiga.-** Caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de cargas dinámicas.

b) **Estado Límite de Servicio (ELS, también llamados Estado Límite de Utilización)**, que corresponden a la máxima capacidad de servicio de la estructura. Se relacionan con

la funcionalidad, la estética y la durabilidad de la estructura, y depende de la función que deba cumplir, los más importantes son los de:

- **Deformación.-** Caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.
- **Fisuración.-** Caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que dicha pieza se encuentre y de las limitaciones de uso que correspondan a la estructura en cuestión. Se estudia respecto a la sección.
- **Vibraciones.-** Caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia en la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.

c) **Estados límites de durabilidad (ELD)**, que corresponde a la duración de la estructura (vida útil). Está relacionada con necesidad de garantizar una duración mínima (vida útil) de la integridad de la estructura.

**2.5.2.6. Acciones de carga sobre la estructura.-** Una acción es un conjunto de: fuerzas concentradas y repartidas, y deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural, son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación:

- a) **Acción gravitatoria.** Es la producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que puedan actuar por razón de uso. En ciertos casos puede ir acompañada de impactos o vibraciones.
- b) **Acción del viento.** Es la producida por las presiones y succiones que el viento origina sobre las superficies.

- c) **Acción térmica.** Es la producida por las deformaciones debidas a los cambios de temperatura.
- d) **Acción reológica.** Es la producida por las deformaciones que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por retracción, fluencia bajo las cargas u otras causas.
- e) **Acción sísmica.** Es la producida por las aceleraciones de las sacudidas sísmicas.
- f) **Acción del terreno.** Es la producida por el empuje activo o el empuje pasivo del terreno sobre las partes del edificio en contacto con él.

**2.5.2.7. Hipótesis de carga para la estructura de hormigón Armado.-** Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo. Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.<sup>(1)</sup>

$$\text{Hipótesis I: } \gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q$$

$$\text{Hipótesis II: } 0.9(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq}Q) + 0.9 * \gamma_{fq} * W$$

$$\text{Hipótesis III: } 0.8(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq}Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

$G$ : Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

$Q$ : Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

$Q_{eq}$ : Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

$W$ : Valor característico de la carga del viento.

$W_{eq}$ : Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará  $W_{eq} = 0$ . En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará:  $W_{eq} = 0.25 * W$ .

<sup>(1)</sup> Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 7.4.2.

$F_{eq}$ : Valor característico de la acción sísmica.

**2.5.2.8. Metrado de cargas sobre la estructura.-** El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio.

Como regla general, al metrar cargas debe pensarse en la manera como se apoya un elemento sobre otro; por ejemplo (ver figura 2.10), las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas (o muros) que la soportan, luego, estas vigas al estar apoyadas sobre las columnas, le transfieren su carga; posteriormente, las columnas transmiten la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

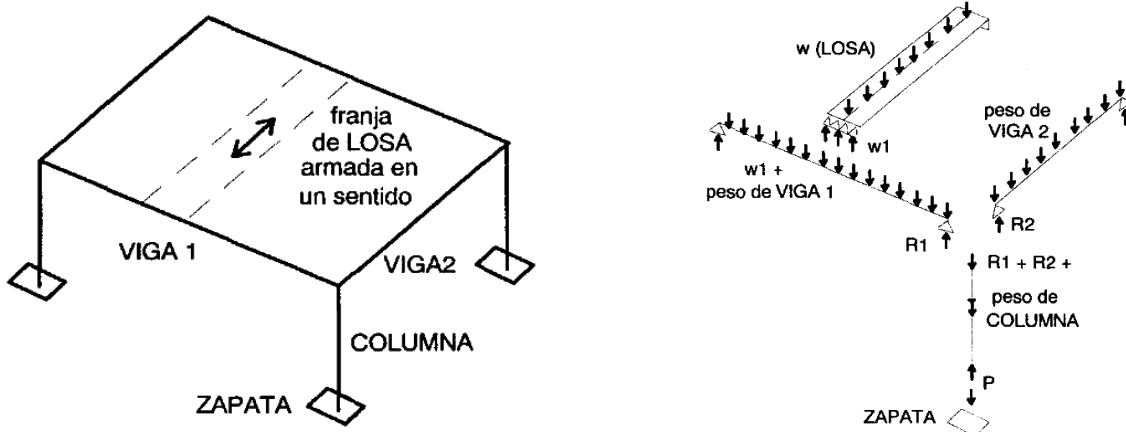


Figura 2.10 Transmisión de las Cargas Verticales.

**Máximos Momentos Flectores en Vigas de Edificios.-** En un edificio las sobrecargas ( $SC$ ) actúan en forma esporádica sobre sus ambientes (Figura 2.11); es decir, un día el ambiente puede estar sobrecargado y al otro día descargado. Esta continua variación en la posición de la sobrecarga origina los máximos esfuerzos en los diversos elementos estructurales, que deben ser contemplados en el diseño.

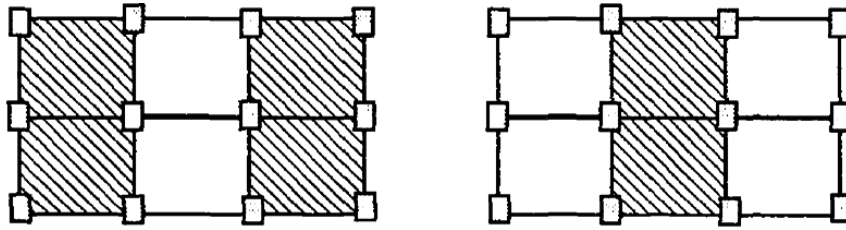


Figura 2.11 Variación en la Posición de la SC.

**Máximo Momento Flector Positivo.-** Para determinar el máximo momento flector positivo debe buscarse que los extremos del tramo sobrecargado roten lo mayor posible, asimilando el tramo en análisis al caso de una viga simplemente apoyada.

Esta condición se logra sobrecargando en forma alternada los tramos. Para la viga que se muestra en la Fig. 2.12, los máximos momentos positivos en los tramos 1-2 y 3-4 se logran sobrecargando en forma simultánea dichos tramos y descargando al tramo central, ya que si se hubiese sobrecargado también al tramo central, la deformada se aplastaría y las rotaciones de los nudos 2 y 3 decrecerían; cabe destacar que ante esa hipótesis de carga podría ocurrir inversiones de esfuerzos en la región central del tramo 2-3. En cambio, el máximo momento positivo en el tramo central (2-3) se obtiene sobrecargando sólo ese tramo y descargando los paños adyacentes.

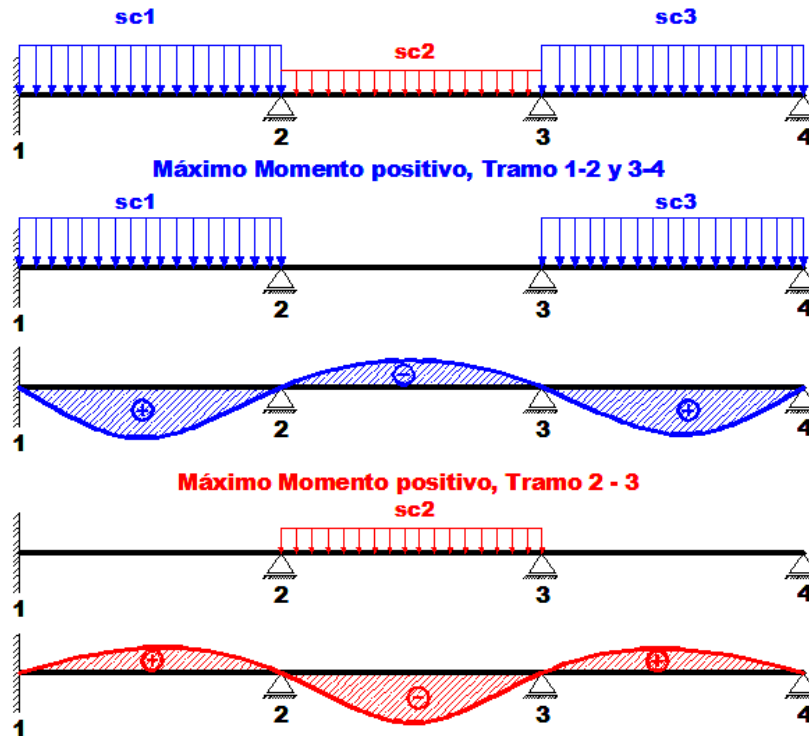


Figura 2.12 Alternación de cargas, para obtener el máximo momento positivo.

Para el caso de los pórticos se sobrecarga con una disposición en forma de "damero"; aunque, para estos casos, puede emplearse el modelo simplificado de la Norma CBH-87 (Fig. 2.13). Cabe mencionar que cualquiera fuese el caso, se necesita resolver tan sólo dos hipótesis de carga para obtener los máximos momentos positivos en todas las vigas del pórtico<sup>(1)</sup>.

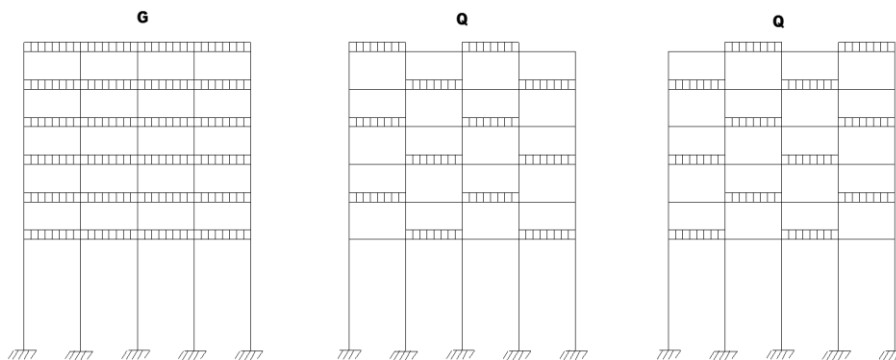
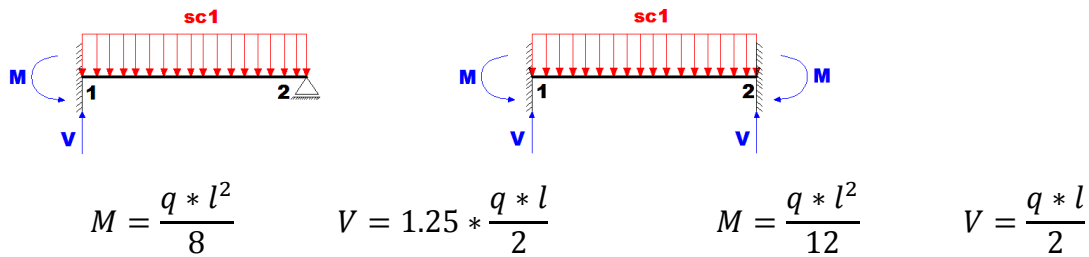


Figura 2.13 Hipótesis de carga para determinar las sollicitaciones más desfavorables.

<sup>(1)</sup> Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 9.6.

**Máximo Momento Flector Negativo.-** Si se desea obtener el máximo momento flector negativo en un nudo, debe tratarse que ese nudo rote la menor cantidad posible, mientras que el nudo opuesto tiene que rotar lo mayor posible, tratando de asimilar el tramo sobrecargado al caso de una viga empotrada en el extremo en estudio y articulada en el otro (Fig. 2.14). Esta condición permite además calcular la máxima fuerza cortante.



**Máximo Momento flector negativo en el Nudo 3**

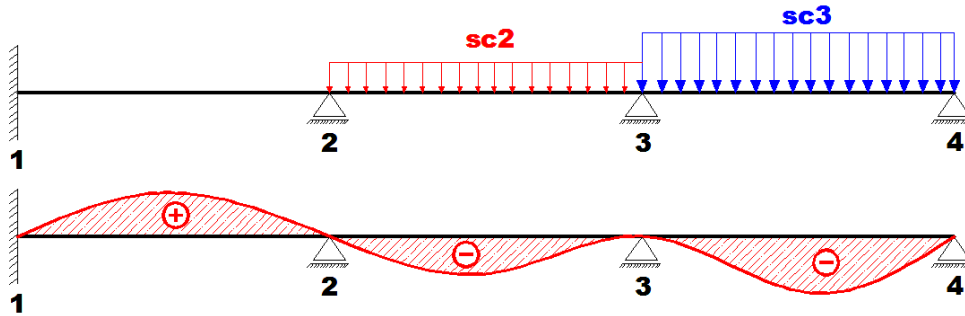


Figura 2.14 Máximo momento flector negativo.

Para las vigas que constan de muchos tramos, puede analizarse sólo los nudos de interés, adoptando modelos simplificados como los mostrados en la Fig. 2.15.

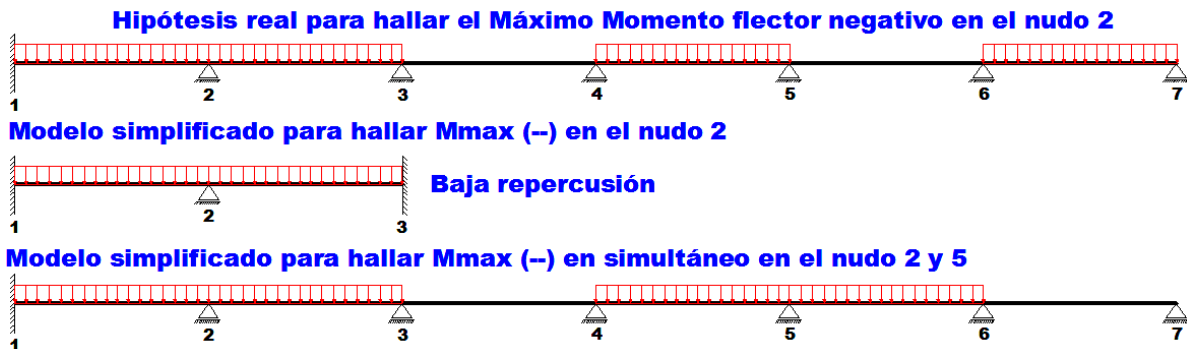


Figura 2.15 Modelos simplificados para obtener el máximo momento negativo.

Sin embargo, ha podido observarse que mientras no exista mucha variación en la magnitud de la sobrecarga, así como en las longitudes de los tramos, es suficiente con sobrecargar todos los tramos para calcular simultáneamente los máximos momentos negativos en todos los nudos.

### 2.5.2.9. Diseño de los elementos de Hormigón Armado H<sup>o</sup>A<sup>o</sup>

Antes de abordar el cálculo del agotamiento de secciones sometidas a flexión y axil, es preciso plantear una serie de hipótesis de comportamiento. Tres de estas hipótesis son válidas para cualquier método de cálculo de secciones: la planeidad de secciones, la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio.

En cambio, las ecuaciones constitutivas de los materiales, que constituye la cuarta hipótesis básica, varía según el método que se utiliza.

El método general de resolución de un problema de tensiones normales, sea de dimensionamiento, sea de comprobación, consiste en la resolución de un sistema de tres ecuaciones. Estas ecuaciones son:

- a) **Ecuación de equilibrio de axiles.-** La suma de las tensiones en una cara de la rebanada estudiada debe ser igual que el esfuerzo axil en esa misma cara:

$$\sum A_c * \sigma_{cy} + A_{s1} * \sigma_{s1} + A_{s2} * \sigma_{s2} = N$$

- b) **Ecuación de equilibrio de momentos.-** La suma de momentos de las tensiones en una cara de la rebanada, deben ser iguales al momento flector en esa misma cara:

$$\sum A_c * \sigma_{cy} + A_{s1} * \sigma_{s1} + A_{s2} * \sigma_{s2} = N * e$$

- c) **Ecuación de compatibilidad de deformaciones.-** Relación lineal entre las deformaciones de las diferentes fibras de la sección.

Para plantear las ecuaciones es preciso que este previamente definida la ecuación constitutiva del hormigón, es decir, hay que decidir que método se va a utilizar, si el parábola – rectángulo (P-R) o el rectangular (R).

**2.5.2.9.1. Vigas.-** Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. En el presente proyecto se trata de secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a solicitaciones normales en el estado límite último de agotamiento, por rotura o por exceso de deformaciones plásticas, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas. El método seleccionado para su cálculo es el diagrama rectangular.

**Cálculo a flexión simple.-** Se empleara la tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión proporcionan los valores de la cuantía  $\omega$ , en función del momento reducido  $\mu$ :

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} < \mu_{lim} \quad \omega = \frac{A_s * f_{yd}}{d * b_w * f_{cd}}$$

$b_w$  : Ancho de la sección.

$d$  : Canto útil.

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$  : Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  : Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).

$M_d$  : Momento flector de agotamiento o de cálculo.

$\mu_d$ : Momento flector reducido de cálculo.

$\omega$  = Cuantía mecánica (Véase Anexo A-1).<sup>6</sup>

Se recomienda, sin embargo, por razones diferentes de las económicas, limitar la contribución del hormigón de tal modo que la profundidad de la zona comprimida valga menos de  $0,45 d$  y no más.

De este modo el valor del momento reducido  $\mu_{lim}$  es independiente del tipo de acero utilizado y su valor es:

$$\xi = 0,450 \quad \mu_{lim} = 0,252 \quad \omega = 0,310$$

**Proceso de cálculo de la armadura longitudinal a tracción:** Se presentan dos casos:

a) **Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.**

- 1) Se comienza por determinar  $\mu_d$  y se verifica que esta sea menor al límite  $\mu_d < \mu_{lim}$ .
- 2) Con el valor de  $\mu_d$  entrar en las tablas y determinar el valor de  $\omega$ .
- 3) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$A_s = \frac{\omega * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

- 4) Las recomendaciones del código, ofrece los valores de las cuantías geométricas mínimas ( $\omega_{min}$ ) que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función al acero utilizado, con el objeto de cubrir los riesgos de fisuras por efecto de la retracción y variaciones de temperatura, la armadura de tracción debe tener un valor mínimo de:<sup>(1)</sup>

$$\omega_{min} = \frac{A_s}{A_c} \quad A_{s\ min} = \omega_{min} * b_w * h$$

$A_s$ : Área del acero (en tracción o en compresión).

$A_c$ : Área del hormigón (área total, referida normalmente al canto útil).

<sup>6</sup> Verse: "Hormigón Armado" (14ª edición). Apartado 14.4 Tabla 14.3.

<sup>(1)</sup> Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.1.7.3.

$\omega_{min}$ : Cuantía geométrica mínima (Véase Anexo A-1 del presente proyecto).

- 5) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados y se calcula la separación libre entre armaduras.<sup>1(1)</sup>

$$S = \frac{(b_w - 2 * \phi_{est} - N^\circ \text{Hierros} * \phi_{long.} - 2 * r)}{N^\circ \text{Hierros} - 1}$$

**b) Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura de compresión.**

- 1) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \delta'} \qquad \omega_{s1} = \omega_{lim} + \omega_{s2}$$

$\omega_{lim}$  : Cuantía mecánica límite.

$\omega_{s1}$  : Cuantía mecánica para la armadura a tracción

$\omega_{s2}$  : Cuantía mecánica para la armadura a compresión

$\delta' = r/d$  : Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

$r$  : Recubrimiento geométrico.

- 2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{\omega_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_{s2} = \frac{\omega_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$A_{s1}$  : Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

$A_{s2}$  : Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

- 3) Calcular la armadura mínima: Del mismo modo que en el anterior caso.  
4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

**Cálculo de la armadura transversal.-** El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos, barras levantadas. En virtud a todos los efectos favorables, el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin

---

<sup>1(1)</sup> Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 12.5.2.

armadura si:<sup>2(1)</sup>

$$V_{cu} \geq V_d \quad V_{cu} = f_{vd} * b_w * d \quad f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$V_{cu}$ : Cortante absorbido por el hormigón.

$V_d$ : Cortante de cálculo del hormigón.

$f_{vd}$ : Resistencia convencional del hormigón a cortante.

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima; así, para el estribo vertical es el 2 %, de la sección transversal de la pieza multiplicada por la separación entre planos de estribos (s).

$$\frac{A_{st \text{ min}} * f_{yd}}{s * n} \geq 0,02 * f_{cd} * b_w$$

Cuando el cortante real es mayor que el cortante que resiste la pieza  $V_{cu} \leq V_d$ , es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante residual, de la diferencia.

$$V_d > V_{cu} \quad V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$
$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

$V_{su}$ : Cortante resistido por la armadura transversal.

$V_{ou}$ : Cortante máximo de agotamiento por compresión del alma.

$V_d$  debe ser menor o igual que  $V_{ou}$ , y mayor que  $V_{cu}$ , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

$$A_{st} = \frac{V_{su} * s}{0,9 * d * f_{yd}}$$

---

<sup>2(1)</sup> Versee: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.2.

Donde  $s$  es la separación entre planos de cercos ó estribos, debe cumplir la condición:

$$s_{t\ max} < 0,75 * d < 300\ mm$$

**Armadura de piel.-** En las vigas de canto igual o superior a 60 cm se dispondrán unas armaduras longitudinales de piel que por norma no se debe emplear diámetros inferiores a 10 mm si se trata de acero ordinario y a 8 mm si se trata de acero ordinario con separación máxima entre barras de 30 cm y cuantía geométrica mínima en cada cara, referida al alma, igual a:

$$\frac{100 * A_{s\ piel}}{b(2d - h)} \geq 0,05$$

**2.5.2.9.2. Columnas.-** Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia. <sup>(1)</sup>

**Coefficientes de pandeo ( $k$ ).**- Los coeficientes de pandeo para piezas aisladas son los siguientes:

---

<sup>(1)</sup> Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.3.1.2.



**Flexión esviada.-** Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes:

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran la mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

**Sección rectangular con armadura simétrica.-** Se trata en este apartado el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, en la que, la única incógnita es la armadura total.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación.

**Ábacos adimensionales en roseta.-** Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de interacción adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un

conjunto de superficies de interacción (N, Mx, My). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos  $N = \text{cte}$ . En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta).<sup>(6)</sup> Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos ( $v, \mu_x, \mu_y$ ), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón<sup>1</sup>.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de  $v$  del que se trate, con los valores de  $\mu_x, \mu_y$ , para obtener la cuantía mecánica total necesaria  $w$ .

**Compresión simple.-** La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal  $N$  que actúa en el baricentro plástico de la sección.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

**Excentricidad mínima de cálculo.-** Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo), igual al mayor de los dos valores:

$$e \geq \begin{cases} h/20 \text{ ó } b/20 \\ 2 \text{ cm.} \end{cases}$$

Dónde:  $h$ : Canto total en la dirección considerada

---

<sup>(6)</sup> Verse: "Hormigón Armado" (14ª edición). Tomo N°2

**Excentricidad de primer orden.-** Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento.

$$e_o = \frac{M}{N_d}$$

**Excentricidad ficticia.-** Para piezas de sección rectangular, viene dada por:

$$e_{fic} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_o}{c + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero, en  $kg / cm^2$

$c$ : Canto total medido paralelamente al plano de pandeo que se considerada, en  $cm$ .

$l_o$ : Longitud de pandeo de la pieza, igual a  $l_o = k \cdot l$ , en  $cm$ .

**Excentricidad total o de cálculo.-** La sección deberá ser dimensionada para una excentricidad total igual a:

$$e_T = e_o + e_{fic}$$

**Método general de cálculo.-** En el caso de piezas de sección variable, o de gran esbeltez o bien para estructuras especialmente sensibles a los efectos de segundo orden (por ejemplo, pórticos muy altos o flexibles frente a las acciones horizontales), puede ser necesario recurrir al método general de comprobación, en el que, al plantear las condiciones de equilibrio y compatibilidad de la estructura, se consideran los efectos de segundo orden provocados por las deformaciones. Estas deformaciones son evaluadas tomando en cuenta la fisuración, la influencia de las armaduras sobre la rigidez de la pieza y la fluencia.

Como se comprende fácilmente, su aplicación requiere el uso de ordenadores y programas especiales, siendo además un método de comprobación y no de dimensionamiento.

**Cálculo de la Armadura Longitudinal.-** Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$$

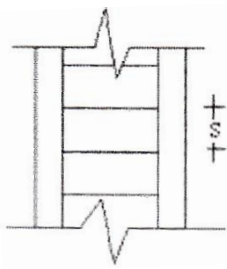
Axial reducido:

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$$

De los ábacos en rosetas se determina la cuantía mecánica  $\omega$  (Véase Anexo A-1)<sup>(6)</sup>.

$$A_s = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

**Cálculo de la Armadura transversal.**- Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:



$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 15 * \phi_{de \text{ la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diametro del estribo será:

$$\phi_{Estribo} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{de \text{ la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \\ \text{Para atender la necesidad del cálculo} \end{cases}$$

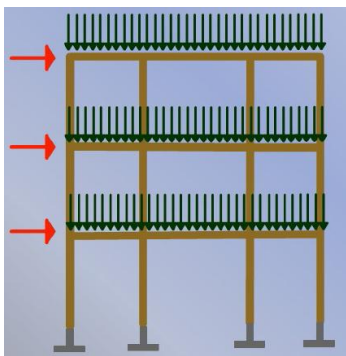
**2.5.3. Fundaciones.**- El proyecto de la cimentación de un edificio debe ir acompañado por un estudio de terreno, en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia compacidad, resistencia, deformabilidad,

<sup>(6)</sup> Verse: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 17.3-1.

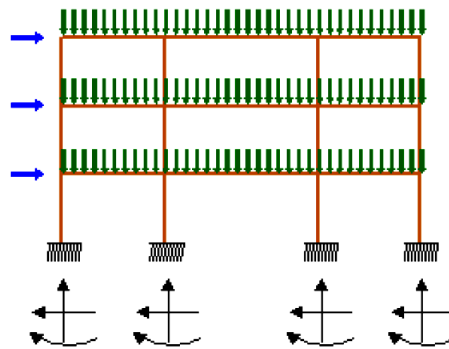
expansividad y agresividad; la situación del nivel freático; las posibles galerías y; las estructuras colindantes, etc.

Entre las acciones que se debe considerar en el cálculo de las cimentaciones están, en primer lugar, los esfuerzos (axil, momentos y cortantes) transmitidos por la estructura. Además está el peso propio de la cimentación, el del suelo y rellenos situados sobre la misma, el empuje de tierras y, si hay agua, el empuje hidrostático (subpresión).

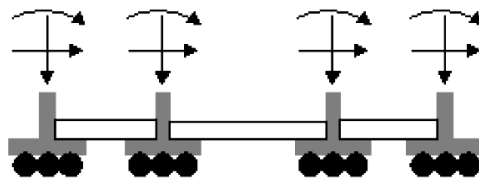
Es práctica habitual separar el cálculo de la cimentación del de la estructura soportada. Esta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado (Fig. 2.17). Las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación para el análisis de esta y de su interacción con el suelo.



a) Distribución de cargas.



b) Modelo para el análisis de la cimentación.



c) Modelos separados para análisis de estructura y cimentación.

Figura 2.17 Análisis de la cimentación.

**2.5.3.1. Zapatas aisladas.-** En las zapatas de espesor variable, el canto en el borde debe ser  $h_o \geq h/3$  y no menor que 25 centímetros. El ángulo de inclinación suele tomarse  $\beta \leq 30^\circ$ , que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

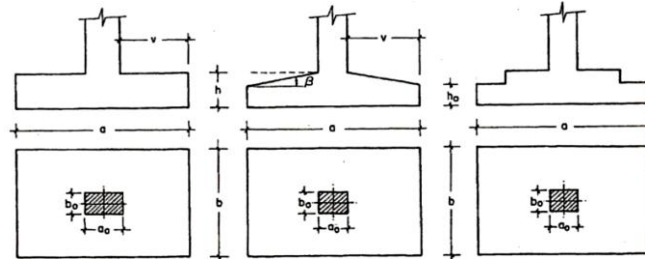


Figura 2.18 Formas típicas de zapatas aisladas.

**Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada.-** Las dimensiones  $a$  y  $b$  de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno:

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

En donde  $N$  es la carga centrada de servicio y  $P$  el peso propio de la zapata. En principio, para el peso propio se podrá tomar un valor del orden del 10% de  $N$ .

Por razones económicas se dimensionan de modo que no necesiten armadura de cortante. Para ello se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil  $d$  valores inferiores al mayor de los siguientes:

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 &= \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 &= \frac{2 * (b - b_0)}{4 + k} \end{aligned} \right\} \quad \begin{aligned} k &= \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} \\ f_{vd} &= 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

**Determinación de las armaduras de tracción.-** En el caso de zapatas flexibles (aquellas en las que el mayor de sus vuelos cumple la condición  $v > 2 * h$ ), la determinación de la armadura en tracción debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. Para ello puede usarse las tablas, ábacos y formulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón,  $0.15 * a_0$  y  $0.15 * b_0$ , respectivamente (Figura 2.19).

El momento de cálculo en la sección 1-1 (Figura 2.19 a) en el caso más general de zapatas con carga excéntrica, es:

$$M_{cd} = b * \left( \frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2 * \left[ \frac{1}{2} * \sigma_{1d} + \frac{1}{3} * (\sigma_{max,d} - \sigma_{1d}) \right]$$

Las tensiones  $\sigma_{max,d}$  y  $\sigma_{1d}$  se obtienen a partir de los esfuerzos mayorados del pilar, sin tener en consideración el peso propio de la zapata, usando el método tradicional elástico.

Si la carga sobre la zapata es centrada, el momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno  $\sigma_1 = N / (a * b)$  (Figura 2.19 b), es:

$$M_{cd} = \frac{\gamma_f * N}{2a} \left( \frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones  $b * d$ , puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para  $d$  valores mayores que  $1.5 * v$ . En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

$$\mu = \frac{M_{cd}}{b * d^2 * f_{cd}} \quad \omega = \mu(1 + \mu) \quad U = A * f_{yd} = \omega * b * d * f_{cd}$$

No debiendo adoptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01 ( $\rho \leq 0,01$ ), por consideraciones de adherencia.

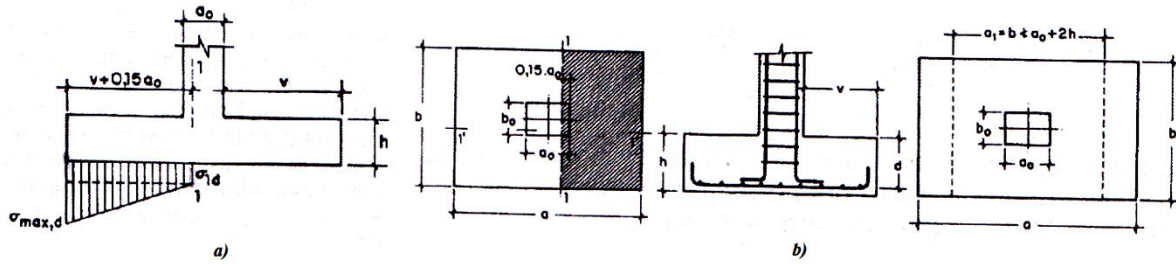


Figura 2.19 Armadura de tracción en una zapata aislada.

**2.5.3.2. Zapatas de medianería.-** La carga excéntrica puede serlo por dos motivos, porque existe además del axil un momento que descentra la carga o porque la propia carga esté físicamente desplazada del centro de gravedad geométrico de la zapata. Esto último ocurre en zapatas excéntricas, siendo en la práctica el caso más frecuente el de la zapata de medianería. En este caso al no ser uniforme la distribución de presiones, la zapata tiende a girar, produciendo acciones horizontales sobre la estructura y sobre el terreno.

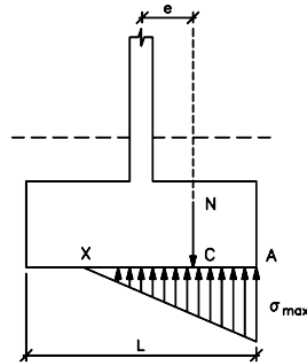


Figura 2.20 Zapata de medianería.

Entre las distintas soluciones que existen para resolver el problema de la zapata de medianería, se estudia a continuación la siguiente:

**Zapata de medianería con viga de riostre.-** Si se une la zapata del soporte de fachada con la correspondiente al soporte inmediato interior mediante una viga de gran rigidez, puede conseguirse una distribución uniforme para las presiones del terreno (Fig. 2.21).

Como la rigidez de esta cimentación es muy grande respecto a las correspondientes a los soportes, sus esfuerzos pueden calcularse suponiendo que está apoyada en los mismos. Si

$N_1$  y  $N_2$  son las cargas de servicio transmitidas por los soportes, y  $P_1$  y  $P_2$  los pesos propios de la cimentación, las resultantes de las reacciones del terreno,  $R'_1$  y  $R'_2$ , se determinan mediante las ecuaciones de equilibrio de esfuerzos:

$$(N_1 + P_1) + (N_2 + P_2) = R'_1 + R'_2 \quad R'_1 = N_1 * \frac{l}{l-e} + P_1$$

$$N_1 * l = (R'_1 - P_1)(l - e) \quad R'_2 = N_2 - N_1 * \frac{e}{l-e} + P_2$$

Para que el problema tenga solución, es necesario que  $R'_2 > 0$ , pues, en caso contrario, la viga centradora podría levantar el soporte interior.

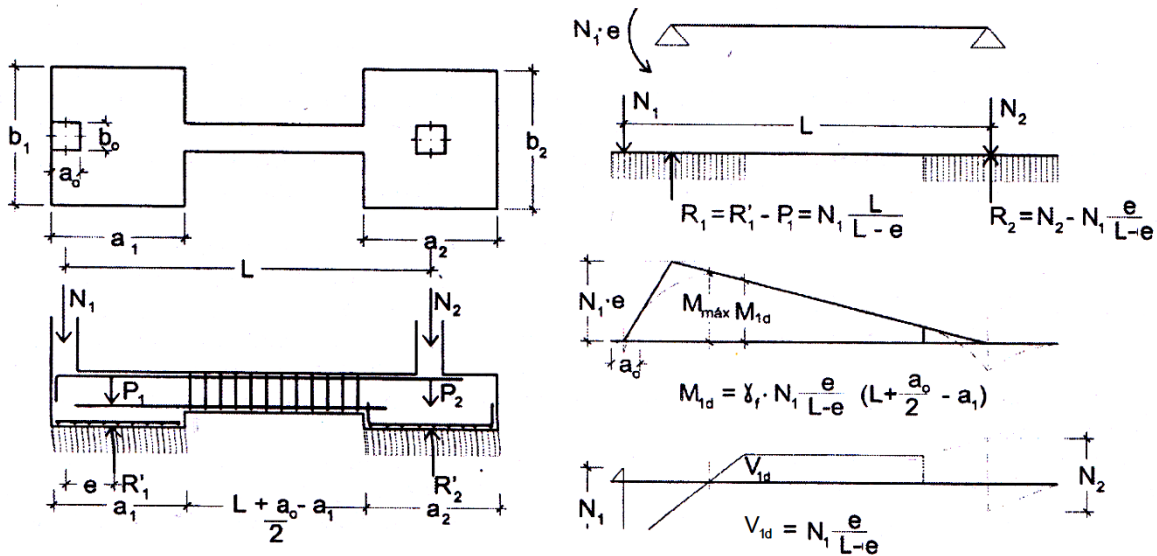


Figura 2.21 Zapata de medianería con viga centradora.

a) **Dimensionamiento.**- Para el canto de la zapata y las dimensiones de la viga centradora deben tomarse valores elevados con objeto de dar rigidez al conjunto. Las dimensiones en planta de la zapata se determinan, en función de la presión admisible para el terreno, mediante las ecuaciones:

$$\frac{R'_1}{a_1 * b_1} = \sigma_{adm} \quad \frac{R'_2}{a_2 * b_2} = \sigma_{adm}$$

Que será necesario resolver por tanteos al no conocerse, en principio, el peso propio de la zapata.

Para el cálculo estructural se prescinde del peso propio de la cimentación, es decir, se consideran como acciones del terreno los valores:

$$\sigma_{t1} = \frac{R_{1d}}{a_1 * b_1} \quad \text{con} \quad R_{1d} = N_{1d} * \frac{l}{l - e}$$

$$\sigma_{t2} = \frac{R_{2d}}{a_2 * b_2} \quad \text{con} \quad R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} * \frac{e}{l - e}$$

**b) Cálculo de la viga centradora.-** Como ya ha sido indicado, puede admitirse que la viga centradora está apoyada en los soportes y que sobre ella actúan dos cargas uniformes de longitudes  $a_1$  y  $a_2$ , cuyas respuestas son, respectivamente (Figura 2.21):

$$R_{1d} = N_{1d} * \frac{l}{l - e} \quad \text{y} \quad R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} * \frac{e}{l - e}$$

Las reacciones en los apoyos de esta viga son  $N_{1d}$  y  $N_{2d}$ .

En el caso más frecuente en que el canto de la viga no supera a los de las zapatas, el armado de la viga centradora se efectúa con el  $M_{1d}$  y el cortante  $V_{1d}$  correspondientes al extremo interior de la zapata de medianería; sus valores se han indicado en la parte interior de la figura 2.21. La zona de estribos debe prolongarse medio canto en el interior de la zapata.

**c) Cálculo de la zapata de medianería.-** Puede admitirse que la zapata está apoyada en la viga centradora, por lo que el cálculo a flexión se hace como el caso zapatas continuas. La armadura principal, paralela a la medianería, se determina como si se tratase de dos voladizos sometidos a la carga  $\sigma_{t1} = R_{1d}/a_1 * b_1$ . Sobre la armadura principal se dispondrá de una armadura de reparto (Figura 2.21).

**d) Cálculo de la zapata interior.-** El cálculo de la zapata interior se efectúa como el de la zapata aislada. Dado que sobre la zapata interior la viga centradora ejerce una acción vertical hacia arriba, que es favorable, se recomienda no tenerla en cuenta.

**2.5.3.3. Escaleras.-** La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel.

Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

En la siguiente Figura se pueden observar los elementos de una escalera.

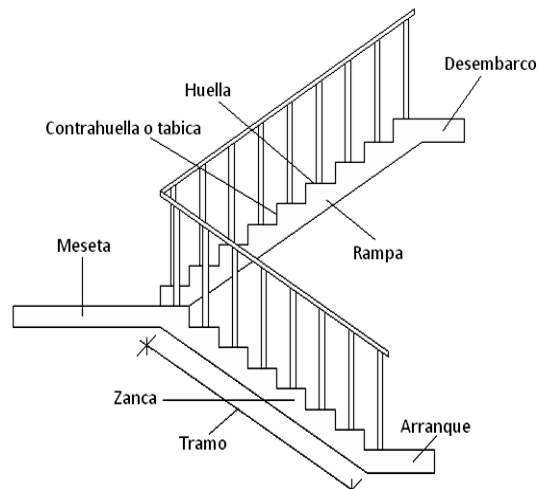


Figura 2.22 Partes constitutivas de una escalera.

Debido a su inclinación y poca luz, éstas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando sólo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

Para el diseño se considera las cargas verticales actuando sobre la longitud en proyección horizontal y no en su verdadera longitud inclinada.

La obtención de la armadura longitudinal es análoga al de vigas, por otra parte se debe disponer de una armadura de distribución mínima colocada a lo largo del paso.

**2.5.3.4. Losas alivianada con viguetas de hormigón pretensado.-** Las losas alivianadas son elementos estructurales unidireccionales. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoform.

La separación entre viguetas depende de las dimensiones del complemento aligerante que se utilice, normalmente oscila entre 50 y 60 cm medida centro a centro de viguetas, la altura del complemento aligerante depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm.

La losa de compresión es el concreto colado en obra con el acero de refuerzo requerido, el cual queda encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema.

Al realizarse el colado del concreto en la obra, se integra en forma monolítica la vigueta con la capa de compresión (como si toda se colara al mismo tiempo).

La resistencia mínima del concreto colado en obra será de  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , fabricado con tamaño máximo de agregado de 19 mm (3/4"), y debe vibrarse para asegurar su penetración en las cuñas.

Acero de refuerzo en losa de compresión: Se requiere colocar acero de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se lleguen a presentar así como para evitar agrietamientos por cambios volumétricos debidos a variaciones de temperatura, el acero de refuerzo calculado es el mínimo requerido por contracción y temperatura.

Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm.

Y cuya área  $A_s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición:

$$A_{min} \geq \frac{50 * h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Dónde:

$A_{min}$  ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ): Es la armadura de reparto <sup>(1)</sup>.

$h$ : Espesor de la losa de compresión (cm).

$f_{sd}$ : Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (MPa).

**2.5.4. Estrategia para la ejecución del proyecto.-** Para una buena ejecución del proyecto, es necesario, hacer un buen estudio y una evaluación del proyecto. A manera de referencia se presentan las siguientes:

- Reconocimiento de cada una de las actividades del proyecto mediante las especificaciones técnicas.
- Determinar los precios unitarios para la elaboración del proyecto.
- Determinar el presupuesto general del proyecto.
- Planeamiento y cronograma respectivo para la ejecución del proyecto.

**2.5.5. Especificaciones técnicas.-** Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales, herramientas y equipo.
- Método constructivo.
- Disposiciones administrativas.
- Medición y forma de pago.

**2.5.6. Precios unitarios.-** Este sistema es analítico por el cual el calculista en base a los pliegos de condiciones y especificaciones técnicas y a los planos arquitectónicos, estructurales constructivos se calcula el precio unitario de cada uno de los ítems que forman parte de la obra como así mismo los correspondientes volúmenes de obra, estableciéndose en cantidades matemáticas parciales las que se engloban en un total.

Estos precios unitarios están compuestos por los siguientes parámetros:

- a) **Costos directos.-** El costo directo del precio unitario de cada ítem debe incluir todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad, en general, este costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad que se esté presupuestando. (Excavación, hormigón armado para vigas, replanteo, etc.).
- **Materiales.-** Es el costo de los materiales puestos en obra. El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciada por el tipo de material y buscando al proveedor más conveniente. El precio a considerar debe ser el **puesto en obra**, por lo tanto, este proceso puede ser afectado por varios factores tales como: costo de transporte, formas de pago, volúmenes de compra, ofertas del momento, etc. Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en lo que se refiere a los materiales es el rendimiento que tienen estos, es decir la cantidad de material que se necesita en una determinada actividad o ítem.
- **Mano de Obra.-** La mano de obra es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone de diferentes categorías de personal tales como: capataces, albañiles, mano de obra especializada, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.
- Los salarios de los recursos de mano de obra están basados en el número de horas por día, y el número de días por semana. La tasa salarial horaria incluye: salario básico, beneficios sociales, vacaciones, feriados, sobre tiempos y todos los beneficios legales que la empresa otorgue al país.
- **Maquinaria, equipo y herramientas.-** es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando.
- Este monto está reservado para la reposición del desgaste de las herramientas y equipos menores que son de propiedad de las empresas constructoras. Este insumo, es

calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra que varía entre el 4% y el 15% dependiendo de la dificultad del trabajo.

- **Beneficios Sociales.-** Las leyes sociales del país determinan el pago de beneficios sociales a todas las personas asalariadas que deben ser involucradas dentro del costo de mano de obra.

Para el mismo se analizan los siguientes tópicos:

- Aporte Patronal.
- Bonos y Primas.
- Incidencia de la Inactividad.
- Cargas Sociales:
  - Incidencia de los Subsidios.
  - Implementos de Trabajo, Seguridad Industrial e Higiene.
  - Incidencia de la Antigüedad.
- Otros.

- b) **Costos indirectos.-** Los costos indirectos son aquellos gastos que no son fácilmente cuantificables como para ser cobrados directamente al cliente.

Los costos indirectos incluyen:

- **Gastos Generales e Imprevistos.-** El porcentaje a tomar para gastos generales depende de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable y dependiendo del tipo de la obra, pliegos de especificaciones y las expectativas del proyectista.
- **Utilidad.-** Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).

➤ **Impuestos.-** En lo que se refiere a los impuestos, se toma el Impuesto al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes, muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es el del 14,94% sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.

El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el del 3,09% sobre el monto de la transacción del contrato de obra

**2.5.7. Cálculos métricos.-** Los cálculos métricos se reducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

**2.5.8. Presupuesto.-** Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción al ser terminada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

**2.5.9. Planeamiento y cronograma.-** Desde el punto de vista económico, las diferentes posibilidades constructivas y tipológicas, pueden dar lugar a costes de ejecución y plazos muy diferentes.

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que requiere tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

Tanto la planificación como la programación de una obra se realizan antes de comenzar el proyecto, y son herramientas importantes para poder controlar el mismo. Aunque a veces es necesario reprogramar y replantear.

Existen diversos tipos de técnicas de programación, unas son muy sencillas en su elaboración y fáciles de interpretar, pero tienen ciertas limitaciones. Otras son bastantes útiles pero complejas en su elaboración.

Las técnicas más comúnmente usadas en la programación de una obra son:

- Diagrama de Barras.
- Curvas de producción acumulada.
- Método de la Ruta Crítica (Critical Path Method, CPM).
- Red de precedencias.
- PERT (Program Evaluation Review Technique).
- Diagrama de Tiempo y espacio.

Para el presente proyecto se seleccionó la técnica del Diagrama de GANTT ó Diagrama de Barras.

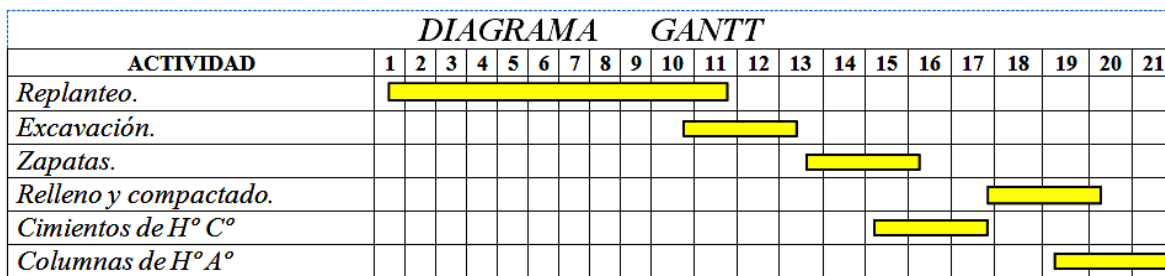
**Diagrama de GANTT o Diagrama de Barras.-** En un desarrollo independiente de sistemas de administración de proyectos, Henry L. Gantt desarrolló un modo de representar gráficamente las actividades a lo largo de una escala de tiempo.

El gráfico de Gantt cubre las distintas funciones de la programación: asignación de recursos y determinación de la secuencia y cronología. A pesar de su sencillez constituye uno de los métodos de programación más completos y, sin duda, el más usado. El gráfico se confecciona a dos escalas: en la horizontal se mide el tiempo (en horas, días, semanas, etc); en la vertical, se ordenan los elementos que intervienen en la programación: máquinas, hombres, tareas, órdenes de trabajo, etc. El gráfico establece, de tal forma, una relación

cronológica entre cada elemento productor o tarea. Las subdivisiones horizontales del espacio en el gráfico representan a la vez tres cosas: transcurso de una unidad de tiempo, trabajo programado para ese intervalo y trabajo realizado efectivamente en ese lapso. La inclusión simultánea de estos dos últimos aspectos (generalmente se lo hace mediante segmentos trazados en distintos colores o de diferente textura o forma) implica comparar lo programado con lo realizado, es decir controlar lo programado.

Es una representación secuencial rectilínea de las actividades de una obra.

Actividades	Unidad	Cantidad	1	2	3	4	5	6	7	8
Replanteo	Gbl.	1	x							
Excavación	m <sup>3</sup>	50		x	x	x	x			
Cimientos	m <sup>3</sup>	60			x	x	x	x	x	



El Gantt requiere de tres procesos para la construcción de su diagrama y estos son:

- Listado de actividades.
- Secuencia lógica de actividades.
- Duración de la actividad:

$$\text{Duración} = \text{Volumen} / \text{Rendimiento}$$

Dónde:

Volumen = Volumen de la Actividad.

Rendimiento = Rendimiento de mano de obra o equipo (cantidad de trabajo por unidad de tiempo).

## CAPÍTULO III

### 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

**3.1 Generalidades.-** Una vez obtenido los planos arquitectónicos y el informe correspondiente al estudio de suelos en la zona de proyecto, se procedió al respectivo cálculo estructural de la infraestructura. Tomando en cuenta la capacidad portante del lugar de emplazamiento de la infraestructura, así mismo, se consideran los diferentes factores que intervienen en el cálculo de este tipo de estructuras.

**3.2 Análisis del levantamiento topográfico.-** El levantamiento topográfico fue realizado con estación total y de este se obtienen las curvas de nivel (Figura 3.1).

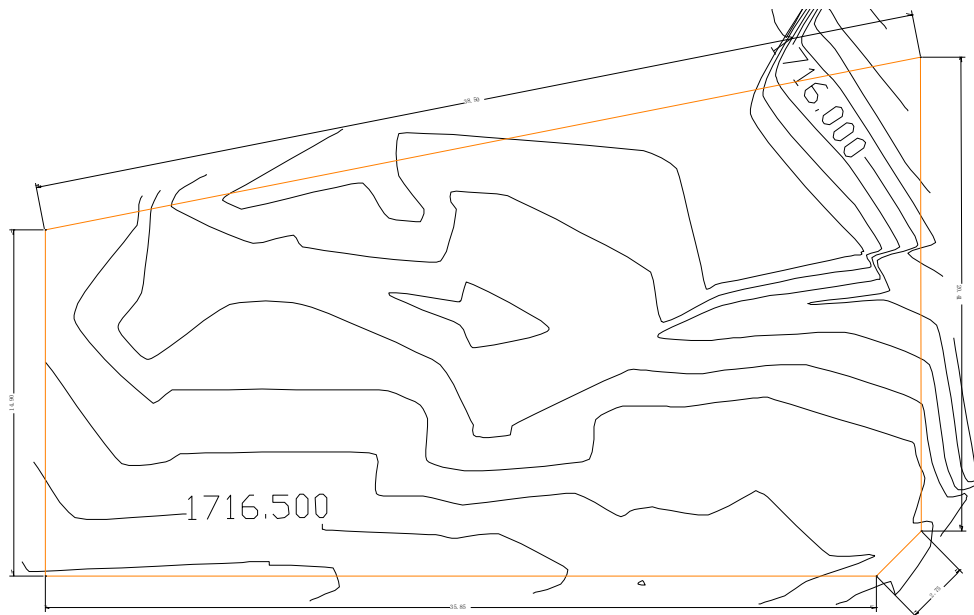


Figura 3.1 Curvas de nivel.

El terreno cuenta con una superficie útil de  $701,63 \text{ m}^2$ , topográficamente se considera una superficie semiplano con un desnivel inferior al 1%.

**3.3 Análisis del estudio de suelos.-** Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (STANDARD PENETRATION TEST).

Dicho ensayo se realizó en dos pozos, ubicadas en lugares estratégicos del terreno, con profundidades variables y con un diámetro de 2,0 m. (Figura 3.2).

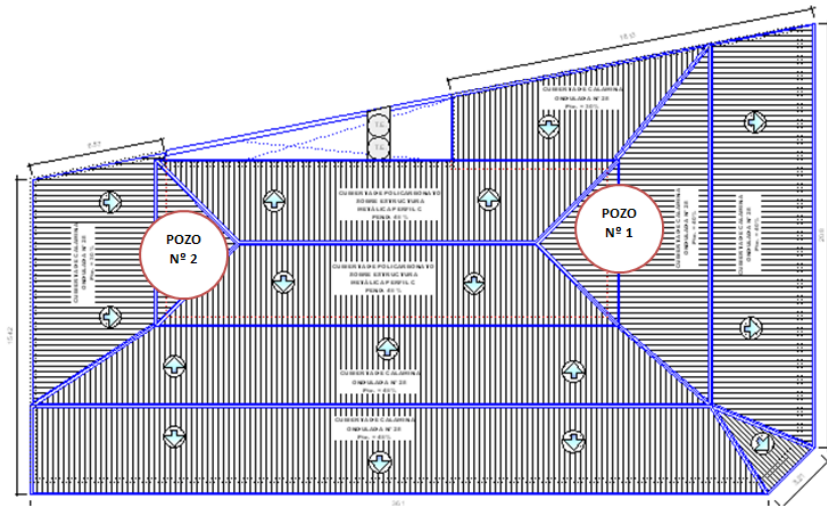
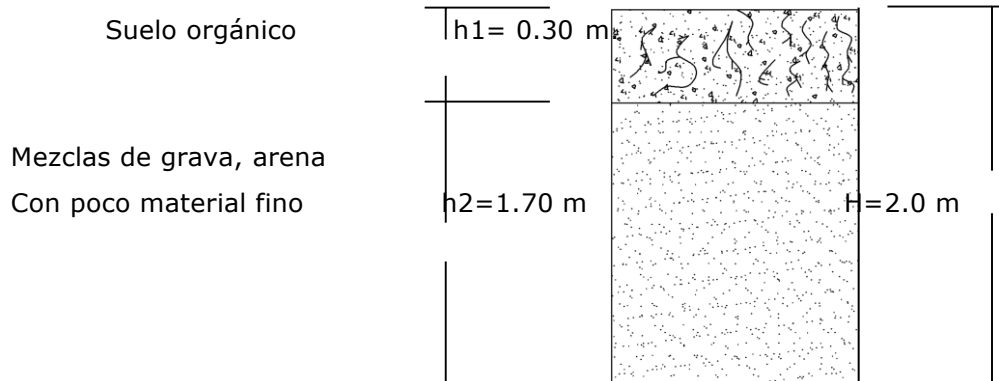


Figura 3.2 Puntos en los que se realizó el estudio de suelo.

Los estudios estuvieron a cargo del postulante y del departamento de topografía y vías de comunicación a través del laboratorio de suelos y hormigón de la U. A. J. M. S. dicho análisis comprende granulometría, límites de Atterberg y desde luego el ensayo de carga directa o SPT del lugar de emplazamiento (ANEXOS), dando como resultado el siguiente tipo de suelo: **Mezclas de grava, arena con poco material fino**. Con una resistencia admisible de **2.25 kg/cm<sup>2</sup>**, estos resultados se obtienen de una excavación manual de una profundidad de 2 metros y una altura de penetración de 30 cm. del cono diamantado de 2” de diámetro.

A continuación se presenta la estratificación del suelo de fundación del lugar de emplazamiento:



**Figura 3.3:** Estratificación del suelo de fundación.

Las planillas del estudio de suelos se encuentran detalladas en el Anexo A-2.

**3.4 Análisis arquitectónico del proyecto.-** El diseño arquitectónico del nuevo Mercado Central del Valle fue elaborado por el cuerpo técnico de la Honorable Alcaldía Municipal provincia Avilés de la Ciudad de Tarija. (Véase Anexos A-7).



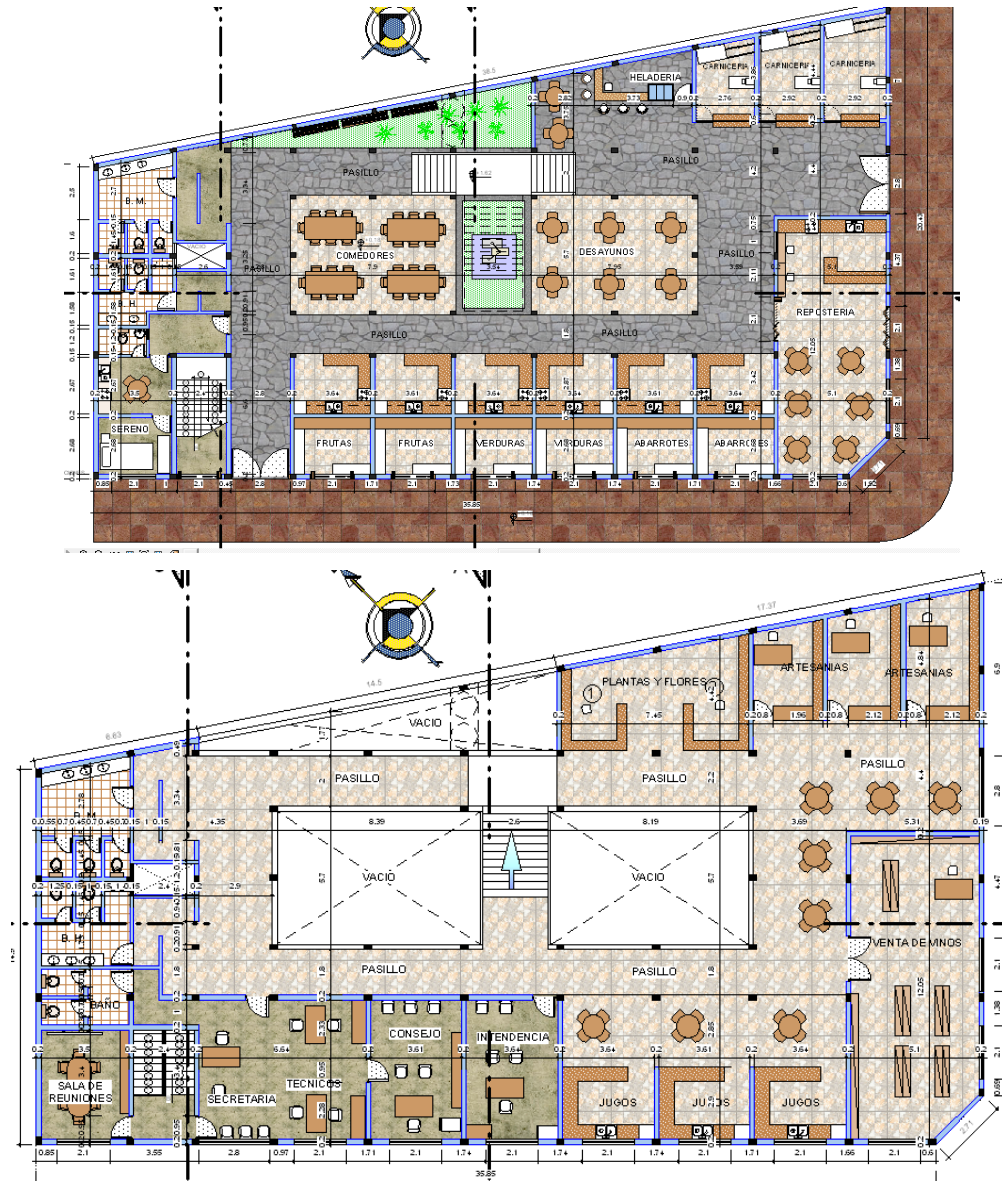


Figura 3.4 Planos arquitectónicos.

**3.5 Planteamiento estructural.-** Se analizara tanto la estructura de sustentación de la cubierta como la estructura aporticada de H°A°.

a) **Estructura de sustentación de la cubierta.-** Estará compuesta por cerchas metálicas que para las mismas se usaran perfiles metálicos, haciéndose referencia del

catálogo CINTAC<sup>(8)</sup>. El material usado para la cubierta será calamina galvanizada y policarbonato por lo que se usaran correas separadas a una distancia de 1,46 m, considerando un traslape entre hojas de 15 cm en el sentido longitudinal y 10 en el sentido transversal. Las cerchas tendrán una pendiente del 45%, una luz de 8 m y una altura de 1,8 m. Todas las cerchas estarán apoyadas sobre las columnas, las mismas no están separadas entre sí a distancias iguales, por lo que, se seleccionará la separación más desfavorable entre estas y con esta se harán los respectivos cálculos, de este modo se tiene que la separación más desfavorable es de 3,84 m.

Con los datos antes mencionados se deberá hacer un pre-dimensionamiento de la cercha y de este obtener la mejor alternativa de solución, por lo tanto se plantea lo siguiente:

**Plano en planta de la estructura de hormigón armado.-** La ubicación de las cerchas metálicas se lo hará como se muestra en la figura 3.5, en las que, las líneas segmentadas representan a las correas, mientras que la líneas transversales a estas (líneas continuas y de mayor grosor de grafo) representan a las cerchas metálicas.

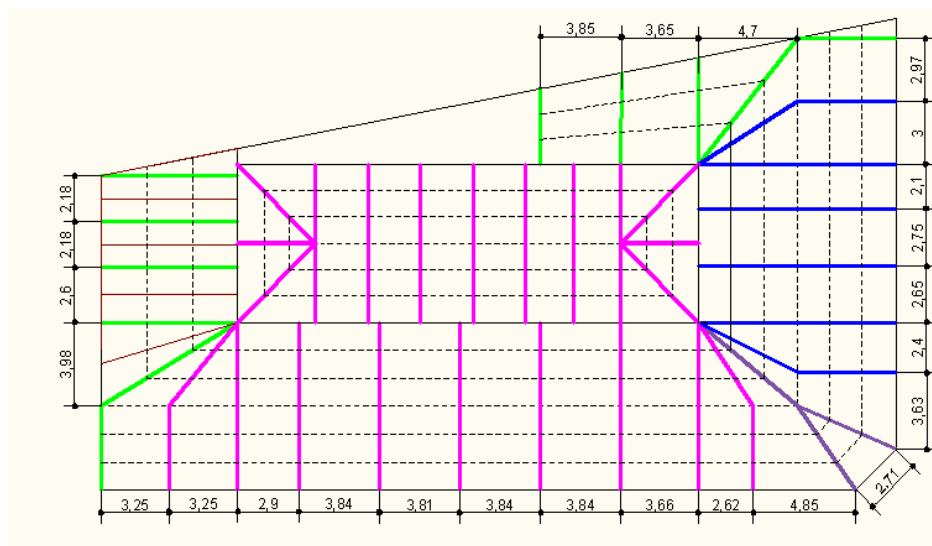


Figura 3.5 Disposición de las cerchas sobre la estructura de hormigón armado.

<sup>(8)</sup> Verse: Catalogo de tubos y perfiles metálicos CINTAC S.A.

**Establecimiento del esquema de la cercha metálica.**- Se deberá seleccionar el tipo de cercha, considerando la racionalidad de los elementos estructurales, las acciones de carga, razones constructivas, económicas, buscando de este modo diferentes alternativas de solución, que con ayuda del programa RAM Advanse esto se lo puede realizar con mayor facilidad.

**b) Estructura de sustentación aporticada de H°A°**

Estará formada por: Vigas, columnas, zapatas aisladas y zapatas arriostradas, losa alivianada con viguetas pretensadas y escaleras.

Del estudio de suelos se tiene que la capacidad portante del suelo es de  $2.50 \text{ kg/cm}^2$ .

Para el cálculo estructural se minorara esta resistencia en un 10% para ir a favor de la seguridad y de este modo garantizar una mejor estabilidad de la estructura.

Por lo tanto la capacidad portante admisible del suelo a usar en el proyecto es:

$$\sigma_{adm} = 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

### **3.6 Análisis, cálculo y diseño estructural de la cubierta metálica**

#### **Propiedades del acero**

- Módulo de elasticidad longitudinal:  $E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$
- Peso específico:  $\gamma_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Límite de fluencia  $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

#### **Especificaciones de la calamina galvanizada**

- Longitud total = 4.50 m.
- Ancho = 0.90 m.
- Peso = 3.50 kg/m<sup>2</sup>

**3.6.1 Análisis de carga para la cubierta.**- Todas las cargas ó acciones adoptadas para la cubierta son las que se mencionan a continuación:

#### **Factores de carga**

Combinaciones usuales de carga consideradas según el LRFD:

$$U = 1.4 D$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5 L \text{ o } 0.8 W)$$

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

$$U = 1.2 D + 1.0 E + (0.5 L \text{ o } 0.2 S)$$

$$U = 0.9 D - (0.3 W \text{ o } 1.0 E)$$

Dónde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

$L_r$ : Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Viento

E: Sismo

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.

El valor más grande en cada caso de combinación se designara carga crítica o gobernante y debe usarse en el diseño.

### Esquema geométrico de la cubierta metálica.-

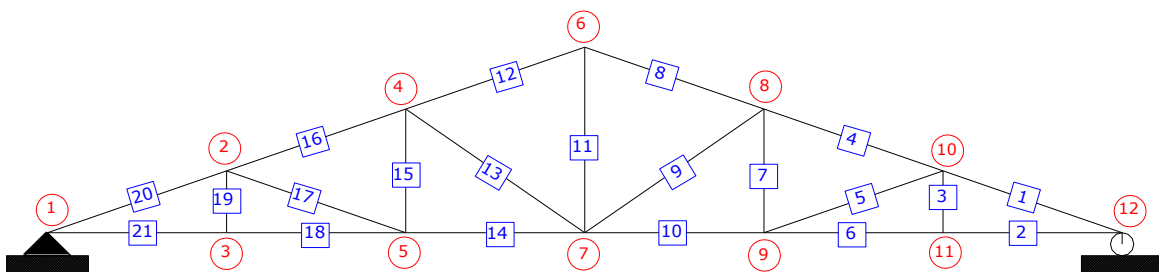
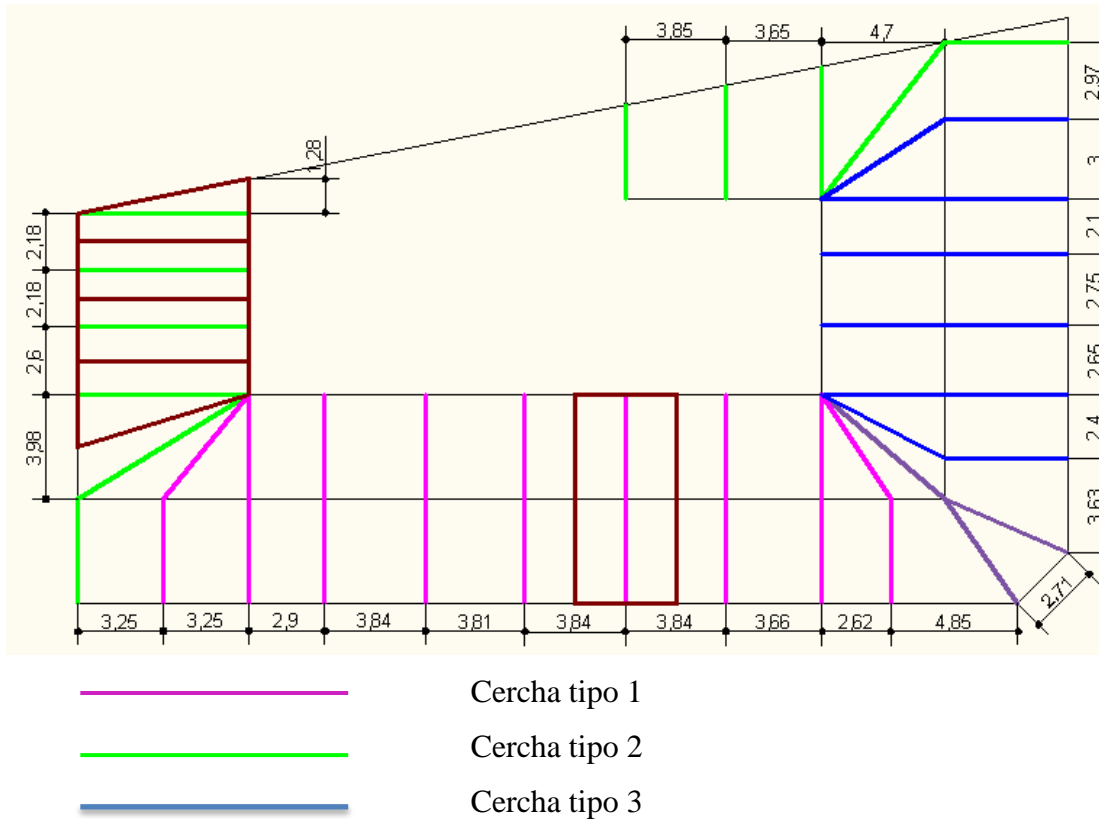


Figura 3.6 Vista transversal de la cercha N° 1.

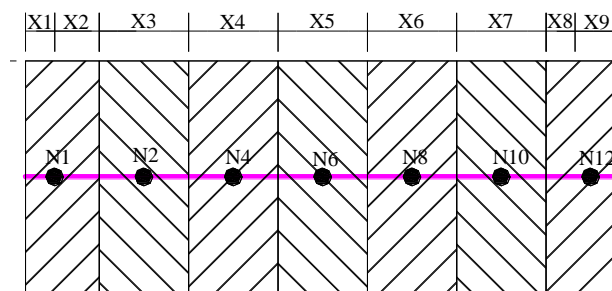
### Especificaciones de la cercha.-

- Pendiente = 45%
- Ángulo de inclinación =  $24.227^\circ$
- Separación de las cerchas = variable (como se muestra a continuación)

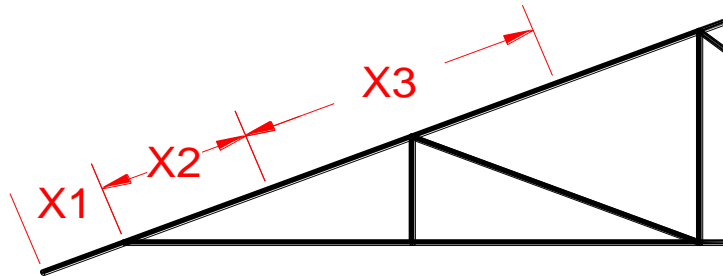


En el cual se puede observar que la mayor área de influencia es el área A2 la cual afecta la cercha número uno, por lo tanto dicha cercha es la más solicitada, así pues bastara con diseñar la cercha número dos con sus respectivas cargas para el diseño de todas las cerchas de la cubierta “Tipo 1”.

Analizando la cercha uno como se muestra a continuación:



**Vista en planta de la cercha con su área de influencia:**



Distancias inclinadas (m)	
x1	0.548
x2	0.73
x3	1.46
x4	1.46
x5	1.46
x6	1.46
x7	1.46
x8	0.73
x9	0.548

**Carga debido a la calamina**

Nudo	Peso calamina kg/m <sup>2</sup>	Área influencia m <sup>2</sup>	p. en nudo kg
1	3.50	4.908	17.176
2		5.606	19.621
4		5.606	19.621
6		5.606	19.621
8		5.606	19.621
10		5.606	19.621
12		4.908	17.176

### Carga debido al peso de la cercha.

Descripción	Sección [mm]	Longitud[m]	Peso teórico [kg/m]	Peso total [kg]
Cuerda superior	50*50*4	9.869	5.86	57.832
Cuerda inferior	50*50*4	8	5.86	46.88
Diagonales	50*50*4	6.512	5.86	38.160
Parantes	50*50*4	5.40	5.86	31.644
			Total=	174.516

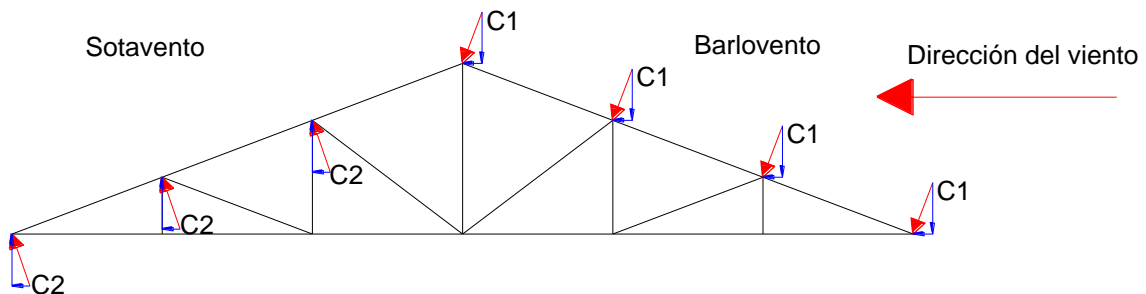
Para obtener la carga que actúa en el nudo debido el peso propio de la cercha, largueros y sobrecarga de diseño, se cuenta con los siguientes datos:

- Peso propio de la cercha =  $4.605 \text{ kg/m}^2$
- Peso propio de largueros  $[150*75*4] = 9.01\text{kg/m}=6.39 \text{ kg/m}^2$
- Sobrecarga de diseño =  $100\text{kg/m}^2$
- Presión dinámica del viento  $W = V^2/16$   
 Velocidad del viento  $V = 45 \text{ nudos} = 83.33 \text{ km/h} = 23.15 \text{ m/s}$ . fuente AASANA  
 $W = (23.15 \text{ m/s})^2 / 16 = 33.50 \text{ kg/m}^2$
- Sobrecarga del viento  $P = C*W$

Dónde:

$C$  = Coeficiente eólico (depende directamente del ángulo y dirección del viento)

$W$  = Presión dinámica del viento  $\text{kg/m}^2$



**Tabla 5.2**  
Coeficiente eólico de sobrecarga en una construcción cerrada

Situación Angulo de incidencia del viento γ	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	A barlovento c1	A sotavento c2	A barlovento c3	A sotavento c4	A barlovento c3	A sotavento c4
En remanso 90° - 0°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
En corriente 90°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
80°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4
70°	+0,8	-0,4	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4
60°	+0,8	-0,4	+0,4	-0,4	0	-0,4
50°	+0,6	-0,4	0	-0,4	-0,4	-0,4
40°	+0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,8	-0,4
30°	+0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-1,2	-0,4
20°	0	-0,4	-0,8	-0,4	-1,6	-2,0
10°	-0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0
0°	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-2,0	-2,0

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

Determinación de la sobrecarga de viento dependiendo del coeficiente eólico para cada caso:

Sotavento:  $C2 = -0.40$

$$P = -0.40 \cdot 33.5 = -13.4 \text{ kg/m}^2$$

Barlovento:

$$Cb = 1.2 \cdot \sin \alpha - 0.4$$

$$Cb = 1.2 \cdot \sin 24,2227^\circ - 0.40 = 0.092$$

$$P = 0.092 \cdot 33.5 = 3.082 \text{ kg/m}^2$$

Descomponiendo la sobrecarga de viento

Para Sotavento:

**Sotavento**



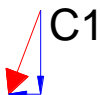
$$Py = -13.4 \cdot \cos 24.22774532^\circ = -12.219748 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$Px = -13.4 \cdot \sin 24.22774532^\circ = -5.4988867 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Descomponiendo la sobrecarga de viento

Para Barlovento:

**Barlovento**



$$P_y = 3.082 * \cos 24.22774532^\circ = 2.8105 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_x = 3.082 * \sin 24.22774532^\circ = 1.2647 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Según la norma LRFD se utilizarán las siguientes combinaciones de cargas:

Para el barlovento.

Combinación de carga	Carga muerta "D"	Carga en techo "Lr"	Carga de viento "W"	Carga crítica "U"
	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>
U = 1.4 D	10.995	100	2.81	15.393
U = 1.2 D + 0.5 Lr				63.194
U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.8 W				<b>175.442</b>
U = 1.2 D + 0.5 Lr + 1.3 W				66.847
U = 1.2 D				13.194
U = 0.9 D - 0.3 W				9.053

Para el sotavento.

Combinación de carga	Carga muerta "D"	Carga en techo "Lr"	Carga de viento "W"	Carga crítica "U"
	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>
U = 1.4 D	10.995	100	-12.22	15.393
U = 1.2 D + 0.5 Lr				63.194
U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.8 W				<b>163.418</b>
U = 1.2 D + 0.5 Lr + 1.3 W				47.308
U = 1.2 D				13.194
U = 0.9 D - 0.3 W				13.562

Por lo tanto la carga total que actúa sobre los nudos, debido al peso propio de la cercha, correas y sobrecarga de diseño en sentido del barlovento será: **175.442 Kg/m<sup>2</sup>**

Nudo	"U" kg/m <sup>2</sup>	Área influencia m <sup>2</sup>	p. en nudo kg
6	175.442	5.606	983.528
8		5.606	983.528
10		5.606	983.528
12		4.908	861.069

Por lo tanto la carga total que actúa sobre los nudos, debido al peso propio de la cercha, correas y sobrecarga de diseño en sentido del sotavento será: **163.418 Kg/m<sup>2</sup>**

Nudo	"u" kg/m <sup>2</sup>	Área influencia m <sup>2</sup>	p. en nudo kg
1	163.418	4.908	802.056
2		5.606	916.121
4		5.606	916.121

La carga total que actúa en cada nudo será: carga debido a la calamina + carga última

Nudo 1 →  $P_1 = 17.176 + 802.056 = \mathbf{819.232 \text{ Kg}}$

Nudo	p. en nudo kg
1	<b>819.232</b>
2	<b>935.742</b>
4	<b>935.742</b>
6	<b>1003.149</b>
8	<b>1003.149</b>
10	<b>1003.149</b>
12	<b>878.245</b>

### Carga actuante debido al cielo falso

La carga debido al cielo raso es una carga distribuida y se la debe idealizar de tal forma que actúe una carga equivalente en los nudos.

- Peso del cielo falso (con emparrillado de acero D=6mm) =  $30 \text{ kg/m}^2$
- Separación de las cerchas (S) = 3.84 metros la mayor.

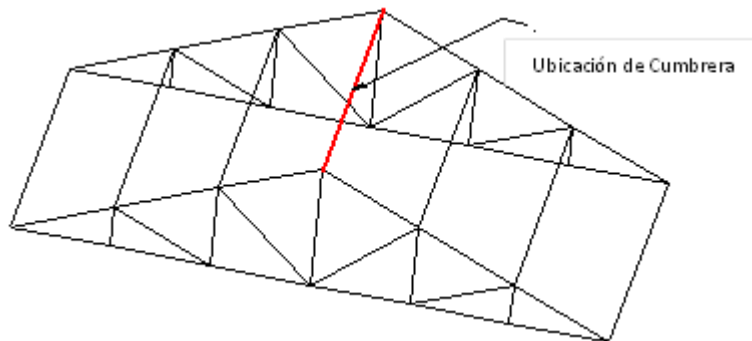
Carga distribuida debido al cielo raso = Carga del cielo raso  $\cdot$  S

$$\longrightarrow \text{Carga} = 30 \text{ kg/m}^2 \cdot 3.84 \text{ m.} = 115.2 \text{ kg/m.}$$

Por lo tanto las cargas puntuales debido al cielo raso serán:

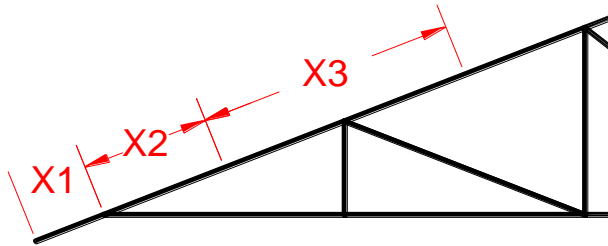
Nudo	Carga cielo raso kg/m	Longitud m	p. en nudo kg
1	115.2	0.667	76.84
3		1.333	153.56
5		1.333	153.56
7		1.333	153.56
9		1.333	153.56
11		1.333	153.56
12		0.667	76.84

### Carga debido a la cumbrera:



Largo "m"	Ancho "m"	Area "m^2"	Peso kg/m	Peso total kg
3.84	0.40	1.536	3.50	5.376

**Cargas debido al alero:**



Área de influencia sobre el alero:

Lado Izquierdo:	
Ancho=	3.84m
Largo1=	0.55m
Area1=	2.10m <sup>2</sup>

Lado Derecho:	
Ancho=	3.84m
Largo1=	0.55m
Area1=	2.10m <sup>2</sup>

La carga puntual debido a la carga última U también afecta al alero por lo que también se tomara en cuenta.

Para el nudo 1 que se encuentra en el sotavento

$$P = U * A$$

Dónde:

U=Carga ultima= 163.418 kg/m<sup>2</sup>

A= Área de influencia al nudo= 2.10m<sup>2</sup>

$$P1 = 163.418 \frac{kg}{m^2} * 2.10 m^2 = 343.178 kg$$

La carga puntual debido a la carga última U también afecta al alero por lo que también se tomara en cuenta.

Para el nudo 12 que se encuentra en el barlovento

$$P = U * A$$

Dónde:

U=Carga última= 175.442 kg/m<sup>2</sup>

A= Área de influencia al nudo= 2.10m<sup>2</sup>

$$P_{12} = 175.442 \frac{kg}{m^2} * 2.10 m^2 = 368.428 kg$$

### Carga debido al cielo falso en el alero

La carga debido al cielo raso es una carga distribuida y se la debe idealizar de tal forma que actúe una carga equivalente en los nudos.

Peso del cielo falso=30.00kg/m<sup>2</sup>

Separación de las cerchas (S) =3.84m

Carga distribuida debido al cielo raso = Carga del cielo raso \* S

$$Carga = 30 \frac{kg}{m^2} * 3.84m = 115.2 \frac{kg}{m}$$

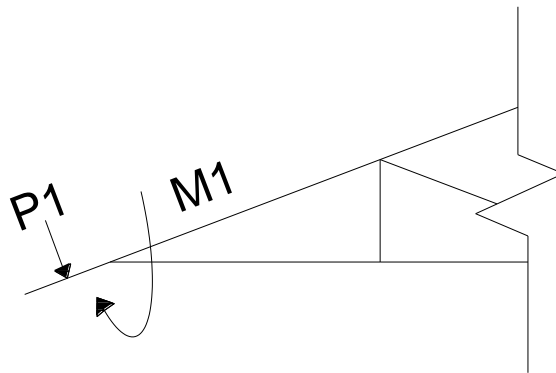
Por lo tanto las cargas puntuales debido al cielo raso serán:

$$P_1 = 115.2 \frac{kg}{m} * X$$

$$P_1 = 115.2 \frac{kg}{m} * 0.548m = 63.13kg$$

$$P_{12} = 115.2 \frac{kg}{m} * 0.548m = 63.13kg$$

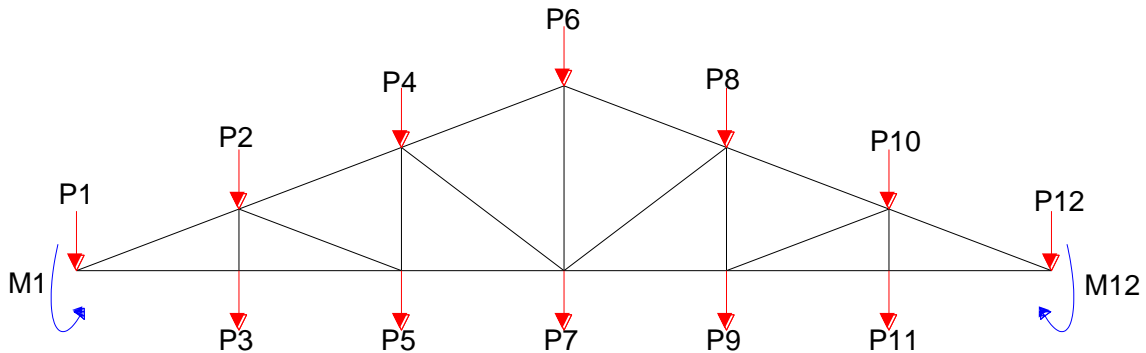
Debido a las cargas puntuales originada por la carga última y el cielo falso se originan momentos flectores:



$$M_1 = (63.13kg + 343.178kg) * \frac{0.548m}{2} = 111.328 kg * m$$

$$M_{12} = (63.13kg + 368.428 kg) * \frac{0.548m}{2} = 118.247 kg * m$$

Finalmente la cercha con las cargas idealizadas será:



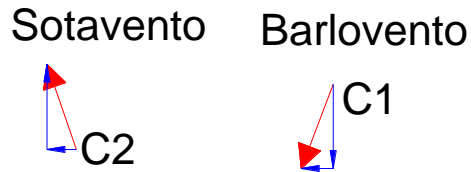
Nudo	Cargas				
	Carga Critica	Cielo Falso	Cumbrera	Carga debido al alero	Cargas Totales
	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg
1	819.232	76.84		343.178	1239.25
2	935.742				935.742
4	935.742				935.742
6	1003.149		5.376		1008.525
8	1003.149				1003.149
10	1003.149				1003.149
12	878.245	76.84		368.428	1323.513
3		153.56			153.56
5		153.56			153.56
7		153.56			153.56
9		153.56			153.56
11		153.56			153.56

Ahora se analizará las cargas horizontales debido a la sobrecarga de viento

$$Px_{sotavento} = -13.4 * \text{sen } 24.22774532^\circ = -5.4988867 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$Px_{barlovento} = 3.082 * \text{sen } 24.22774532^\circ = 1.2647 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Como se puede observar en la siguiente grafica las fuerzas horizontales tienen el mismo sentido que va de derecha a izquierda.



Utilizando las combinaciones de carga la única que nos sirve es:

$$U = 1.3W$$

Para Sotavento:

$$U = 1.3 * 5.4988867 = 7.14855271 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

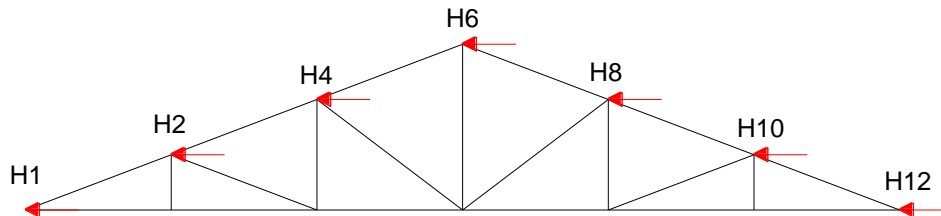
Para Barlovento:

$$U = 1.3 * 1.2647 = 1.64411 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Analizando para cada nudo:

Nudo	"U" kg/m <sup>2</sup>	Área influencia m <sup>2</sup>	P. en nudo kg
6	1.6441	5.606	9.216
8		5.606	9.216
10		5.606	9.216
12		4.908	8.069

Nudo	"U" kg/m <sup>2</sup>	Área influencia m <sup>2</sup>	P. en nudo kg
1	7.1485	4.908	35.085
2		5.606	40.074
4		5.606	40.074



**3.6.2 Determinación de los esfuerzos internos de la cercha metálica.-** Las hipótesis de carga que se usarán para la estructura metálica son las siguientes:

Elemento	Fuerza axial (kg)	Elemento	Fuerza axial (kg)
<b>1</b>	-6971.262	<b>12</b>	-4138.221
<b>2</b>	6349.212	<b>13</b>	-1601.319
<b>3</b>	153.56	<b>14</b>	4928.162
<b>4</b>	-5566.907	<b>15</b>	689.195
<b>5</b>	-1414.461	<b>16</b>	-5487.231
<b>6</b>	6349.212	<b>17</b>	-1305.303
<b>7</b>	733.988	<b>18</b>	6118.503
<b>8</b>	-4128.115	<b>19</b>	153.56
<b>9</b>	-1777.804	<b>20</b>	-6836.438
<b>10</b>	5059.327	<b>21</b>	6118.503
<b>11</b>	2414.371		

Fuerzas de diseño

Para Compresión= -6971.262 kg

Para Tención= 6349.212 kg

**Reacciones:**

**Apoyo fijo:**

$$F_h = 150.95 \text{ kg} \qquad F_v = 4044.618 \text{ kg}$$

**Apoyo móvil:**

$$F_v = 4184.190 \text{ kg}$$

### 3.6.2.1 Verificación del elemento solicitado a tracción, Cercha Tipo 1.

**Propiedades del material: Acero dulce A-36 designado por la (ASTM)**

**F<sub>y</sub>** = 36 ksi = 2531,048 kg/cm<sup>2</sup> (Esfuerzo de fluencia)

**F<sub>u</sub>** = 58 ksi = 4077,800 kg/cm<sup>2</sup> (Esfuerzo ultimo de tención del acero estructural)

**E** = 2,10E+06 kg/cm<sup>2</sup> (Módulo de elasticidad)

**La verificación se la realizara para la barra # 2 por ser la más solicitada**

P<sub>u</sub> = 6349,212 Kg (Fuerza axial en Tensión.)

L = 1,333 m (Longitud de la barra.)

Propiedades de la sección en estudio:

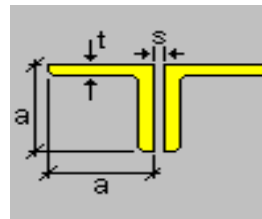
**Sección: T2L 50X50X4**

Largo de ala (a) = 5cm

Ancho de ala (b) = 5cm

Separación (s) = 1,0cm

Espesor (T) = 0,4cm



A = 7,68cm<sup>2</sup> (Área de la sección)

I<sub>x</sub> = 18,48cm<sup>4</sup> (Inercia en el eje x)

I<sub>y</sub> = 46,21cm<sup>4</sup> (Inercia en el eje y)

**Radio de giro:**

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad r_x = 1,551 \text{ cm} \qquad r_y = 2,453 \text{ cm}$$

**Longitud efectiva ( $L_{efec}$ ).**- Considerando que el elemento tiene ambos extremos articulados se tiene que el coeficiente de pando es:  $K = 1$

$$L_{efec} = k * L = 2,453 * 1 = 2,453 \text{ m}$$

Los factores de resistencia  $\phi$  en tracción son:

$$\phi_1 = 0,9 \quad (\text{Por fluencia})$$

$$\phi_2 = 0,75 \quad (\text{Por Ruptura})$$

Sustentación de la pieza de longitud $l$	Valor del coeficiente $\alpha$
- Un extremo libre y otro empotrado	2
- Ambos extremos articulados - Ambos extremos empotrados, pero con libre desplazamiento normal a la directriz	1
- Un extremo con articulación fija y el otro empotrado	0,7
- Ambos extremos empotrados	0,5

Condiciones que debe cumplir:

**1) Resistencia por Fluencia:**

$$f_{t1} = \frac{P_u}{A_{Bruta}} \leq \phi_1 \cdot F_y \quad \dots\dots\dots \text{ecuación D2-1 del LRFD}$$

$$f_{t1} = \frac{6349.212}{7.68} \leq 0.9 * 2531.048$$

$$826.720 \leq 2277,944 \text{ Cumple!!}$$

**2) Resistencia por Ruptura:**

$$f_{t2} = \frac{P_u}{A_{cr.}} \leq \phi_2 \cdot F_r \quad \dots\dots\dots \text{ecuación D2-2 del LRFD}$$

$$A_{cr.} = U * A_{bruta}$$

Donde U es el coeficiente de reducción se lo obtiene de la siguiente figura:

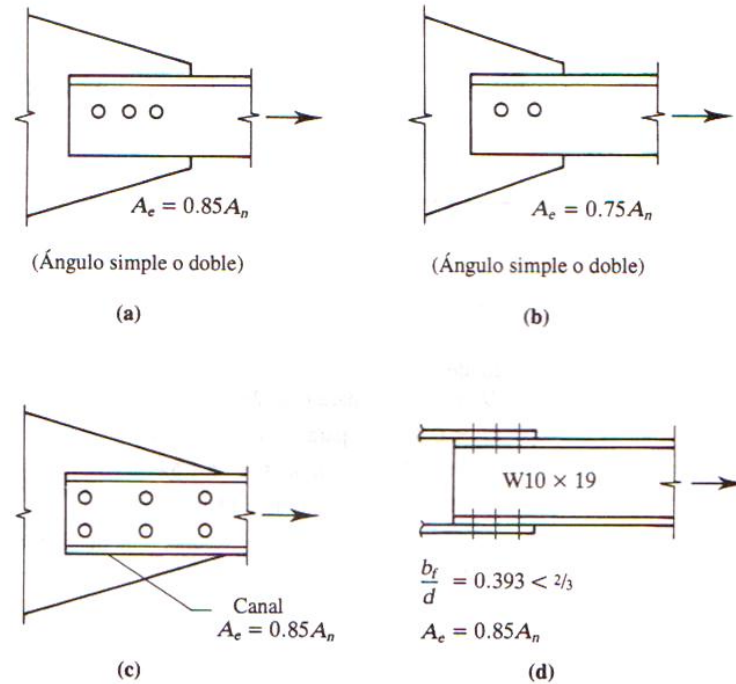


Figura 3.7 Factores de reducción del área neta efectiva.

Asumiendo que están conectados a través de los patines con por lo menos tres sujetadores por línea. (Inciso (a) de la figura 3.8)

$$U=0.85$$

$$f_{r2} = \frac{6349.212}{0.85 * 7.68} \leq 0.75 * 4077.8$$

$$927.612 \leq 3058,350 \text{ Cumple!!}$$

**3) Relación de esbeltez.-** Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia de un miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tracción. Sin embargo, en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez de los miembros en

tracción. El propósito de estas limitaciones es para garantizar que dichos elementos posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones excesivas<sup>(4)</sup>

$$\frac{K l}{r_{\min}} \leq 300$$

$$\frac{1 * 1.333 * 100}{1.551} \leq 300$$

$$85,954 \leq 300 \quad \text{cumple!!}$$

### 3.6.2.2 Verificación del elemento solicitado a Compresión, Cercha Tipo 1

**Para la verificación a compresión la barra # 1 es la más solicitada**

$P_u = 6971.262$  Kg (Fuerza axial en Compresión.)

$L = 1,4621$  m (Longitud de la barra.)

**Sección: T2L 50X50X4**

Largo de ala (a) = 5cm

Ancho de ala (b) = 5cm

Separación (s) = 1,0cm

Espesor (T) = 0,4cm

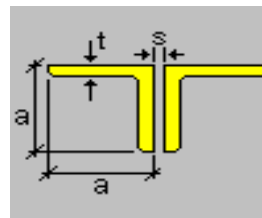
$A = 7,68\text{cm}^2$  (Área de la sección)

$I_x = 18,48\text{cm}^4$  (Inercia en el eje x)

$I_y = 46,21\text{cm}^4$  (Inercia en el eje y)

Estas secciones fueron analizadas previamente en el programa RAM ADVANCE v.9.

Ahora se pretende verificar que esta sección cumpla con los requisitos de un elemento en Compresión.



<sup>(4)</sup> Verse: Diseño de estructuras de acero con LRFD (2da edición). William T. Segui. Capitulo 3.6

**Radio de giro:**

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad r_x = 1,551 \text{ cm} \quad r_y = 2,453 \text{ cm}$$

**Longitud efectiva ( $L_{efec}$ ).**- Considerando que el elemento tiene ambos extremos articulados se tiene que el coeficiente de pando es:  $K = 1$

$$L_{efec} = k * L = 2,453 * 1 = 2,453 \text{ m}$$

**Razón de esbeltez.**- Para miembros diseñados solo en compresión se recomienda que la razón de esbeltez no sea mayor que 200.

$$\lambda_{\max} = \frac{1 * 1.4621 * 100}{1.551} < 200$$

$$\lambda_{\max} = \frac{Kl}{r_{\min}} < 200$$

$$94.268 < 200 \text{ cumple!!}$$

**Definición de frontera entre columna elástica e inelástica**

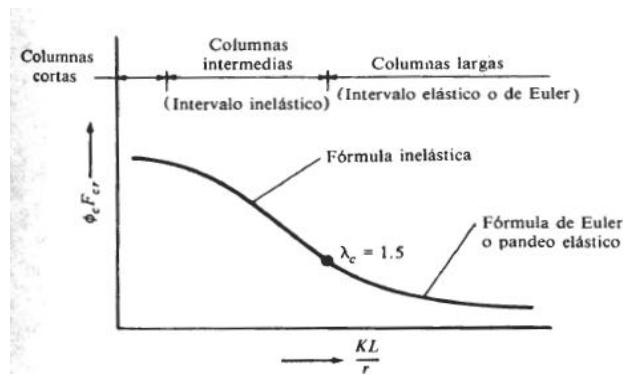


Figura 3.8 Tipos de fallas en columnas.

Se debe calcular la esbeltez para definir si son columnas largas cortas o intermedias, la esbeltez se calcula con la siguiente formula:

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r_{\min} \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \dots \text{ecuación E2-4 del AISC}$$

El esfuerzo mínimo de pandeo para columnas inelásticas intermedias o cortas:

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y \quad \dots \text{ecuación E2-2 del AISC}$$

El esfuerzo mínimo de pandeo para columnas largas:

$$F_{cr} = \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \quad \dots \text{ecuación E2-3 del AISC}$$

Las ecuaciones E2-2 y E2-3 de la AISC son una versión condensada de cinco ecuaciones que cubren cinco rangos de  $\lambda_c$  (Galambos 1988). Estas ecuaciones se basan en estudios experimentales y teóricos que toman en cuenta los efectos de los esfuerzos residuales y un desalineamiento inicial de L/1500, donde L es la longitud del miembro.

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero con LRFD pág. 96

Determinando la esbeltez:

$$\lambda_c = \frac{1 \cdot 1.4621 \cdot 100}{1.551 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{2531.048}{2.1E6}} = 1.042$$

$$\lambda_c = 1.042 < 1.5$$

Como la esbeltez es menor a 1.5 entonces podemos decir que nuestra columna es intermedia a corta

$$F_{cr} = 0.658^{1.042^2} \cdot 2531.048 = 1606.707 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia nominal por compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A \quad \dots \text{ecuación E4-1 del AISC}$$

$$P_n = 1606.707 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 7.68 \text{cm}^2 = 12339.507 \text{ kg}$$

Suma de las cargas factorizadas.-Factor de resistencia según LRFD en columnas es 0.85

$$P_u \leq \phi_c \cdot P_n$$

$$P_u = 0.85 * 12339.507 \text{ kg} = 10488.581$$

**Verificando solicitaciones.-** Se debe de cumplir que:

$$P_u \geq P_{u(sol)}$$

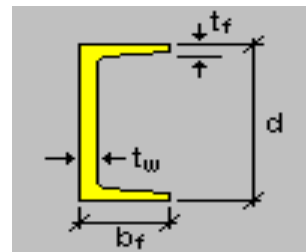
$$10488.581 \geq 6971.262$$

Cumple!!

**3.6.2.3 Verificación de Correas en flexión asimétrica o esviada** <sup>(3)</sup>.- El análisis de la correa es el mismo para toda la estructura, esto debido a que la disposición y las propiedades geométricas de la sección es la misma para toda la estructura.

**Carga actuante sobre el elemento:**

- Peso de la calamina = 3.50 kg/m<sup>2</sup>
- Peso de correa (150X75X4)= L =9.01 kg/m=6.39 kg/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga de uso = 100 kg/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga de viento: W  
Barlovento = 3,082 kg/m<sup>2</sup>  
Sotavento = -13,4 kg/m<sup>2</sup>
- Angulo de inclinación de la cubierta:  $\theta = 24.227^\circ$
- Separación entre correas: S= 1.462 m
- Longitud de las correas o largueros: L= 3.84 m



**Combinaciones usuales de carga consideradas según el LRFD:**

$$U = 1.4 D$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5 L \text{ o } 0.8 W)$$

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

$$U = 1.2 D + 1.0 E + (0.5 L \text{ o } 0.2 S)$$

$$U = 0.9 D - (0.3 W \text{ o } 1.0 E)$$

Dónde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

$L_r$ : Cargas vivas en techos

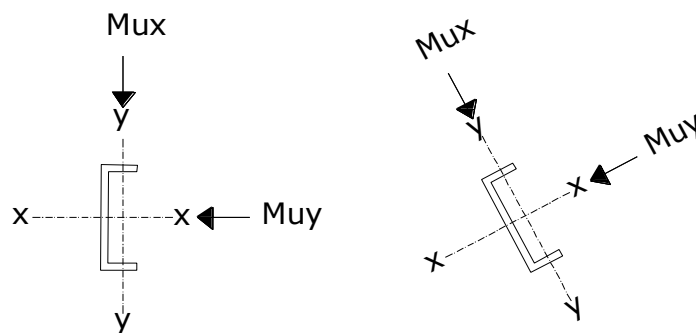
S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Viento

E: Sismo

**Considerando el diseño por flexión asimétrica o esviada:**



**Descomposición de cargas:**

**Cargas muertas.**

$$D = 3.5 + 6.39 = 9.89 \text{ kg/m}^2.$$

$$D_x = 9.89 * \text{SEN } 24.227^\circ = 4.058 \text{ kg/m}^2.$$

$$D_y = 9.89 * \text{COS } 24.227^\circ = 9.019 \text{ kg/m}^2.$$

**Cargas vivas.**

$$L_r = 100 \text{ kg/m}^2.$$

$$L_X = 100 * \text{SEN } 24.227^\circ = 41.035 \text{ kg/m}^2.$$

$$L_Y = 100 * \text{COS } 24.227^\circ = 91.193 \text{ kg/m}^2.$$

**Carga de viento.**

Lado Barlovento:

$$W = 3.082 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad W_x = 0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad W_y = 3.082 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Lado Sotavento:

$$W = -13.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad W_x = 0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad W_y = -13.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Debido a que el lado sotavento minimiza la carga de la estructura solo se realiza la verificación para el lado de barlovento el cual es el más crítico:

$$W_x = 0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad W_y = 3.082 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

**Por lo tanto las consideraciones de carga se adecuan de la siguiente forma:**

COMBINACION DE CARGA en X	CARGA MUERTA "DX"	CARGA EN TECHO "LrX"	CARGA DE VIENTO "WX"	CARGA CRÍTICA "UX"
	Kg/m2	Kg/m2	Kg/m2	Kg/m2
U X = 1.4 DX	4.058	41.035	0	5.681
U X = 1.2 DX + 0.5 Lr X				25.387
U X = 1.2 DX + 1.6 LrX + 0.8 WX				<b>70.526</b>
U X = 1.2 DX + 0.5 LrX+ 1.3 WX				25.387
U X = 1.2 DX				4.870
U X = 0.9 DX - 0.3 WX				3.652

**Se obtiene la carga ultima  $w_{ux} = 69.978 \text{ kg/m}^2$ .**

COMBINACION DE CARGA en Y	CARGA MUERTA "D <sub>Y</sub> "	CARGA EN TECHO "Lr <sub>Y</sub> "	CARGA DE VIENTO "W <sub>Y</sub> "	CARGA CRÍTICA "U <sub>Y</sub> "
	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	Kg/m <sup>2</sup>
U <sub>Y</sub> = 1.4 D <sub>Y</sub>	9.019	91.193	3.082	12.627
U <sub>Y</sub> = 1.2 D <sub>Y</sub> + 0.5 Lr <sub>Y</sub>				56.419
U <sub>Y</sub> = 1.2 D <sub>Y</sub> + 1.6 Lr <sub>Y</sub> + 0.8 W <sub>Y</sub>				<b>159.197</b>
U <sub>Y</sub> = 1.2 D <sub>Y</sub> + 0.5 Lr <sub>Y</sub> + 1.3 W <sub>Y</sub>				60.426
U <sub>Y</sub> = 1.2 D <sub>Y</sub>				10.823
U <sub>Y</sub> = 0.9 D <sub>Y</sub> - 0.3 W <sub>Y</sub>				7.193

Se obtiene la carga ultima  $w_{uy} = 159.197 \text{ kg/m}^2$ .

**Carga lineal sobre la correa:**

$$w_{ux} = w_{ux} \cdot S = 70.526 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.462 \text{ m} = 103.109 \text{ kg/m.}$$

$$w_{uy} = w_{uy} \cdot S = 159.197 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.462 \text{ m} = 232.746 \text{ kg/m.}$$

**Momento ultimo:**

$$M_{ux} = \frac{w_{ux} \cdot L^2}{8} = \frac{103,109 \cdot (3,84)^2}{8} = 190,05 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} = \frac{w_{uy} \cdot L^2}{32} = \frac{232,746 \cdot (3,84)^2}{32} = 107,249 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

**Verificando la sección C 150X75X4 de propiedades:**

$$bf = 7.500 \quad [\text{Cm}] \quad \text{Ancho}$$

$$d = 15.000 \quad [\text{Cm}] \quad \text{Profundidad}$$

$$tf = 0.400 \quad [\text{Cm}] \quad \text{Espesor de ala}$$

$$tw = 0.400 \quad [\text{Cm}] \quad \text{Espesor de alma}$$

$$\text{Área} = 11.47 \quad [\text{Cm}^2] \quad \text{Área bruta de la sección.}$$

$$I_x = 403.75 \quad [\text{Cm}^4] \quad \text{Inercia alrededor del eje local 3.}$$

$I_y$	= 64.06	[Cm4]	Inercia alrededor del eje local 2.
$Z_x$	= 53.83	[Cm3]	Módulo de sección superior respecto al eje local 3.
$Z_y$	= 11.77	[Cm3]	Módulo de sección superior respecto al eje local 2.

**Propiedades del material: A-36**

- Tensión de fluencia  $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2531,048 \text{ kg/cm}^2$ .
- Tensión de ruptura  $F_r = 4077,80 \text{ kg/cm}^2$ .
- Módulo de elasticidad  $E = 29000 \text{ ksi} \approx 2100000 \text{ kg/cm}^2$ .

**Momento nominal:**

$$M_{nx} = F_y \cdot Z_x = 2531,048 \cdot 53,83 = 136246,314 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{ny} = F_y \cdot Z_y = 2531,048 \cdot 11,77 = 29790,435 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

**Verificando la resistencia:**

$$\left( \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1$$

Donde  $\phi_b$  es un factor de resistencia según LRFD de valor 0.9.

$$\left( \frac{4751,263}{0.9 \cdot 136246,314} + \frac{10724,90}{0.9 \cdot 29790,435} \right) \leq 1$$

$$0,56 \leq 1 \quad \text{Satisfactorio}$$

**Verificando a deflexión en y:**

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{384}{300} = 1.28 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{w_{uy} \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \left[ \frac{5}{384} \cdot \frac{2,327 \cdot 384^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 403.75} \right] = 0.77 \text{ cm} < 1.28 \text{ cm. Satisfactorio}$$

**3.6.2.4 Diseño de las Uniones Atornilladas, Cercha Tipo 1.-** El agotamiento de la resistencia de una conexión mecánica se puede producir por:<sup>(7)</sup>

Para realizar el diseño de uniones seleccionamos al miembro sometido al mayor esfuerzo interno. Los datos necesarios son:

**Propiedades del material: Acero dulce A-36 designado por la (ASTM)**

**F<sub>y</sub>** = 36 ksi = 2531,048 kg/cm<sup>2</sup> (Esfuerzo de fluencia)

**F<sub>u</sub>** = 58 ksi = 4077,800 kg/cm<sup>2</sup> (Esfuerzo último de tensión del acero estructural)

**F<sub>v</sub>** = 48 ksi = 3374,731 kg/cm<sup>2</sup> (Esfuerzo cortante último del perno A325)

**E** = 2,10E+06 kg/cm<sup>2</sup> (Módulo de elasticidad)

**El diseño se realizara para la Barra 2 nudo 11 por ser la más solicitada a Tensión**

**P<sub>u</sub>** = 6349,212 Kg (Fuerza axial en Tensión.)

**L** = 1,333 m (Longitud de la barra.)

**Sección: T2L 50X50X4**

Largo de ala (a) = 5cm

Ancho de ala (b) = 5cm

Separación (s) = 1,0cm

Espesor (T) = 0,4cm

**A** = 7,68cm<sup>2</sup> (Área de la sección)

**I<sub>x</sub>** = 18,48cm<sup>4</sup> (Inercia en el eje x)

**I<sub>y</sub>** = 46,21cm<sup>4</sup> (Inercia en el eje y)

**Diámetro del tornillo:**

Se emplearan tornillos con diámetro de  $\frac{1}{2} in = 1.27 cm$ , con un área de:

---

<sup>(7)</sup> Verse: DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS. Dra. Ing. María Graciela Fratelli. Capítulo 3.6.9.

$$A_b = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} * 1.27^2 = 1.267 \text{ cm}^2$$

### Calculo de resistencia del perno por cortante

$$\phi R_n = \phi F_v * A_b$$

$R_n$ =Resistencia por cortante del tornillo.

$\phi$ =Factor de resistencia = 0,75

$F_v$ =Esfuerzo cortante ultimo del perno A325= 48 ksi = 3374,731  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$A_b$ =Área transversal de la parte no roscada del tornillo = 1,267  $\text{cm}^2$

$$\phi R_n = \phi F_v * A_b = 0.75 * 3374.731 * 1.267$$

$$\phi R_n = 3206.838 \frac{\text{kg}}{\text{tornillo}}$$

**Conexión crítica al deslizamiento.**- Una conexión con tornillos de alta resistencia se clasifica como conexión crítica al deslizamiento o bien como conexión tipo aplastamiento. En una conexión crítica al deslizamiento es aquella en la que no se permite el deslizamiento. En una conexión tipo aplastamiento, el deslizamiento es aceptable y, realmente ocurre acciones de cortante y de aplastamiento.<sup>(4)</sup>

Aunque una conexión crítica al deslizamiento, teóricamente, no están sometidas al cortante y al aplastamiento, dichas conexiones deben tener suficiente resistencia por cortante y aplastamiento en el caso de que una sobrecarga pueda generar un deslizamiento.

La resistencia al deslizamiento será una función del producto del coeficiente de fricción estática y la fuerza normal entre las partes conectadas. La resistencia por deslizamiento crítico ( $\phi R_{str}$ ) de una conexión está dada por:

$$\phi R_{str} = 1.13 * \mu * T_m * N_b * N_s$$

$\phi = 1,0$  Factor de reducción para agujeros estándar.

$\mu$ = Coeficiente de deslizamiento medio (coeficiente de fricción estática) = 0,33

---

<sup>(4)</sup> Verse: Diseño de estructuras de acero con LRFD (2da edición). William T. Seguí. Capítulo 7.7.

$T_m$ =Tensión mínima en el sujetador = 12 klb = 5443,109 kg (Véase Anexo A-1).

$N_b$ = Numero de tornillos en la conexión= 1

$N_s$ = Numero de planos en deslizamientos = 1

$$\phi R_{str} = 1.13 * 0.33 * 5443.109 * 1 * 1 = 2029.735 \frac{kg}{tornillo}$$

Gobernando la de deslizamiento crítico para el diseño por lo que se calcula el número de tornillos a partir de esta.

**Calculo del número de tornillos.-** Para el cálculo del número de tornillos se aplicará la siguiente relación:

$$N_b = \frac{\text{Carga total}}{\text{Carga por tornillo}} = \frac{P_u}{\phi R_t}$$

Dónde:

$\phi R_t$ : Resistencia admisible del tornillo, siendo este el menor valor obtenido del cálculo de la resistencia al corte del perno y de la conexión crítica al deslizamiento del perno.

$P_u$ : Solicitación máxima de la unión atornillada.

Para poder estimar el número de pernos necesarios en la unión se considera inicialmente como solicitud máxima a la fuerza axial del elemento, donde el elemento número 2 es el de mayor solicitud en tracción, con los siguientes datos:

Perfil del elemento en mm: T2L 50x50x4

$P_u = 6349,212 \text{ kg}$  (Fuerza axial en tracción).

$L = 1,33 \text{ m}$  (Longitud de la barra).

$\phi R_t = 2029.735 \text{ kg/tornillo}$  De la conexión critica al deslizamiento.

Reemplazando en la ecuación se tiene que:

$$N_b = \frac{6349.212 \text{ kg}}{2029.735 \frac{kg}{tornillo}} = 3.12 \text{ tornillos}$$

Para que la sección trabaje de forma simétrica se emplearan:

$$N_b = 4 \text{ tornillos}$$

**Separación y distancias mínimas a los bordes.**- En cualquier dirección, ya sea en la línea de la fuerza o transversal a la línea de fuerza, se debe cumplir:

$$s = 3 * d = 3 * 1.27 = 3.81 \text{ cm}$$

$$s = 4 \text{ cm}$$

$L_e$ : Obtenida a partir de la tabla 12.4 de la norma LRFD

$$L_e = 3,00 \text{ cm}$$

**Calculo de la resistencia por aplastamiento de las planchas.**- La resistencia de diseño de un sujetador por aplastamiento es igual a la resistencia nominal por aplastamiento de la parte conectada, multiplicada por el diámetro del sujetador y por el espesor del miembro que se apoya en el sujetador y multiplicada por el factor de reducción de resistencia  $\phi$ . Si se cumplen los requisitos de la distancia mínima al borde y la distancia entre tornillos y si se usan dos o más tornillos en la dirección de la línea de fuerza, la resistencia por aplastamiento es:



Figura 3.9 Falla por aplastamiento de las planchas.

Para los pernos más cercanos al borde del miembro: Cuando  $L_c < 2 * d$

$$\phi R_n = \phi(1.2 * L_c * t * F_u)$$

Dónde:

$F_u = 58 \text{ ksi} = 4.077,800 \text{ kg/cm}^2$  Esfuerzo ultimo a tracción del acero.

$t = 0,50 \text{ cm}$  Espesor de la plancha.

Diámetro del agujero:

$$h = d + \frac{1}{16} = 1.27 + \frac{1}{16} = 1.429 \text{ cm}$$
$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 3.00 - \frac{1.429}{2} = 2.286 \text{ cm}$$
$$2 * d = 2 * 1.27 = 2.54 \text{ cm}$$

Por lo tanto:  $L_c < 2 * d$

Reemplazando en la ecuación se tiene que:

$$\phi R_n = 0.75 * (1.2 * 2.286 * 0.50 * 4077,800) = 4194,83 \text{ kg}$$

**Para los agujeros internos:**

$$\phi R_n = \phi(2.4 * d * t * F_u)$$

Dónde:

$$s = 3 * d = 4 \text{ cm}$$
$$L_c = s - h = 4 - 1.429 = 2.571 \text{ cm}$$

Reemplazando en la ecuación se tiene que:

$$\phi R_n = 0.75 * (2.4 * 1.27 * 0.5 * 4077,800) = 4660,925 \text{ kg}$$

Se sumas los valores anteriores y se debe verificar que este sea mayor a la carga total.

$$\phi R_n = 4194.83 * 2 + 4660.925 * 2 = 17711,51 \text{ kg}$$

Tendrá que verificarse que:

$$\phi R_n > P_u$$
$$17711.51 > 6349.212 \text{ Lo cual es Satisfactorio.}$$

**Verificación al bloque de cortantes.-** Se verifica el bloque de cortantes en la plancha.

Áreas de cortante son:

$$A_{gv} = t * (s + L_e) * 2 = 0.5 * (4 + 3) = 7.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = t * ((s + L_e) - 1.5 * d') * 2$$

$$A_{nv} = 0.5 * ((4 + 3) - 1.5 * 1.429) * 2 = 4.856 \text{ cm}^2$$

Áreas de tensión son:

$$A_{gt} = t * s = 0.5 * 4 = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = t * (s - d') = 0.5 * (4 - 1.429) = 1.285 \text{ cm}^2$$

En ambos casos  $\phi=0.75$ , como el estado limite es la fractura, la ecuación gobernante será la que contenga el mayor termino de fractura.

**a) Para fluencia cortante y fractura en tensión.**

$$\phi R_n = \phi(0.6 * F_y * A_{gv} + F_u * A_{nt})$$

$$\phi R_n = 0.75 * (0.6 * 2531,048 * 7.00 + 4077,800 * 1.285)$$

$$\phi R_n = 11902.781 \text{ kg}$$

**b) Para fractura cortante y fluencia en tensión.**

$$\phi R_n = \phi(0.6 * F_u * A_{nv} + F_y * A_{gt})$$

$$\phi R_n = 0.75 * (0.6 * 4077,800 * 4.856 + 2531,048 * 2.00)$$

$$\phi R_n = 12707.381 \text{ kg}$$

Finalmente la resistencia por cortante de bloque es, entonces:

$$\phi R_n = 12518.671 \text{ kg}$$

$$\phi R_n > P_u$$

$$11902.781 > 6349.212 \quad \text{Lo cual es Satisfactorio.}$$

### 3.6.2.5 Diseño de la placa de anclaje

**Propiedades del material: Acero dulce A-36 designado por la (ASTM)**

$f_c = 2 \text{ ksi} = 140 \text{ Kg/cm}^2$  Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

$F_y = 36 \text{ ksi} = 2531,048 \text{ kg/cm}^2$  (Esfuerzo de fluencia del acero)

**Para la verificación a tensión la barra # 2 es la más solicitada**

$P_{uv} = 4184.190 \text{ kg}$  Reacción vertical del elemento.

**Propiedades de la sección en estudio: T2L 50X50X4**

Largo de ala (a) = 5 cm

Ancho de ala (b) = 5 cm

Separación (s) = 1 cm

Espesor (T) = 0,4 cm

$A = 7,68 \text{ cm}^2$  (Área de la sección)

$I_x = 18,48 \text{ cm}^4$  (Inercia en el eje x)

$I_y = 46,21 \text{ cm}^4$  (Inercia en el eje y)

**Calculo de la resistencia nominal por fluencia del alma en el soporte**

$$R_n = (2.5 * k + N) * F_y * t_w$$

Dónde:

k: Es la distancia entre el borde exterior del patín y la base del cordón de soldadura = 0.60 cm

N: Longitud del apoyo en el soporte.

$t_w$ : Ancho del alma de la sección = 0.40 cm.

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia =  $2531,048 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$R_n = R_{uv}$ : Resistencia nominal por fluencia = 4184.190 kg

Reemplazando y despejando el valor de N en la ecuación se tiene:

$$R_n = P_{uv}$$

$$N = \frac{P_{uv}}{F_y * t_w} - 2.5 * k = \frac{4184.190}{2531.048 * 0.40} - 2.5 * 0.60 = 2.633 \text{ cm}$$

**Verificación al aplastamiento del elemento:** El aplastamiento del alma es el pandeo del alma causado por la compresión transmitida a través del patín.

Para una cara en o cerca del soporte (distancia no mayor que la mitad del peralte de la viga desde el extremo), la resistencia nominal es:

$$\phi * 68 * t_w^2 * \left[ 1 + \left( 4 * \frac{N}{d} - 0.2 \right) * \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] * \sqrt{\frac{F_y * t_f}{t_w}} \geq R_u$$

$$\text{Para: } \frac{N}{d} > 0.2$$

El factor de resistencia para este estado límite es  $\phi = 0.75$ .

Despajando el valor de N se tiene que:

$$N \geq \left( \frac{\frac{4184.19}{0.75 * 68 * 0.40^2 * \sqrt{\frac{2531.048 * 0.40}{0.40}} - 1}{\left( \frac{0.40}{0.40} \right)^{1.5}} + 0.2 \right) * \frac{5}{4}$$

$$N = 11.74 \text{ cm}$$

De los dos valores obtenidos anteriormente se selecciona la mayor:

$$N = 11.74 \text{ cm}$$

**Calculo de la dimensión B de la placa:**

$$\phi * 0.85 * f_c' * A_1 \geq R_u$$

$$\phi = 0.6$$

$$f_c = 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2 \text{ ksi} \text{ Resistencia característica del H}^\circ$$

$$A_1 = N * B$$

Reemplazando en la ecuación anterior se tiene que:

$$B \geq \frac{R_u}{\phi * 0.85 * f_c * N} = \frac{4184.19}{0.6 * 0.85 * 140 * 11.74}$$

$$B = 4.99 \text{ cm}$$

Finalmente por razones constructivas y teniendo una suposición conservadora se tomara las siguientes dimensiones de la placa de anclaje:

$$N = 25 \text{ cm}$$

$$B = 25 \text{ cm}$$

**Calculo del espesor de la placa:** Una vez que se han determinado la longitud y ancho de la placa, la presión de apoyo promedio se trata como carga uniforme sobre la cara inferior de la placa, que se supone soportada en su parte superior sobre un ancho central de  $2k$  y longitud  $N$ . la placa se considera entonces flexionada respecto a un eje paralelo al claro de la viga. La placa es tratada así como un voladizo de claro:

$$n = \frac{B - 2k}{2}$$

y un ancho  $N$ .

La resistencia nominal por momento  $M_n$  es igual a la capacidad por momento plástico  $M_p$ .

Como  $\phi * M_n$  debe ser por lo menos igual a  $M_u$ ,

$$\phi * M_p \geq M_u$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2 * R_u * n^2}{0.9 * B * N * F_y}}$$

Dónde:

t: Espesor de la placa.

$R_u$ : Carga última o total de cálculo = 9.224 Kips = 4184.190kg

B: Lado de la placa = 25 cm

N: Longitud del apoyo en el soporte = 25 cm

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia = 36 ksi = 2531,048  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

k: Coeficiente de relación de resistencia al pandeo lineal de una placa = 0.60

n: Claro del voladizo de la placa

Reemplazado valores en la ecuación se tiene:

$$n = \frac{B - 2k}{2} = \frac{25 - 2 * 0.60}{2} = 11.9 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{2 * R_u * n^2}{0.9 * B * N * F_y}} = \sqrt{\frac{2 * 4184.190 * 11.9^2}{0.9 * 25 * 25 * 2531.048}}$$

$$t = 0.91 \text{ cm}$$

Constructivamente se usaran 2 placas, una empotrada en el hormigón armado y la otra se fijara en el perfil metálico de la cercha, para que de este modo la transmisión de esfuerzos sea lo más óptimo posible. Por lo tanto se tomara un espesor de la placa de 3/8”=0,95 cm cada una.

Se empleara una placa de anclaje con las siguientes dimensiones:

**PL 25x25x0.95cm**

## Diseño del pernos de anclaje

### 1. Determinar el área del perno de anclaje con la siguiente formula

$$A_g = \frac{T_u}{0.75 * \phi_t * F_u}$$
$$A_g = \frac{\pi}{4} * d^2 \quad ; \quad d = \sqrt{\frac{4 * A_g}{\pi}}$$

Dónde:

$T_u = P_{uv} = 4184.190\text{kg}$  Es la fuerza aplicada al perno, fuerza axial sobre la placa.

$F_u$  =Es la fuerza que resiste el perno, dada según el tipo de acero utilizado, para el caso de aceros A36  $F_u$  vale 58 ksi (4077,804 kg/cm<sup>2</sup>).

$\phi_t = 0,75$  Factor de resistencia tomado para aceros A36.

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$A_g = \frac{4184.19}{0.75 * 0,75 * 4077.804} = 1.824 \text{ cm}^2$$
$$d = \sqrt{\frac{4 * 1.824}{\pi}} = 1.524 \text{ cm}$$

Por lo tanto se empleara un diámetro de:

$$d = 3/4 \text{ in}$$
$$A_g = \frac{\pi}{4} * 3/4^2 = 0.442 \text{ in}^2 = 2.851 \text{ cm}^2$$

### 2. Determinar el área de la superficie requerida

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4 * \phi_t * \sqrt{f_c}}$$

Dónde:

$T_u = P_{uv} = 4184.190$  kg Fuerza axial sobre la placa.

$f_c = 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  Resistencia característica del H° a los 28 días.

$\phi_t = 0,75$  Factor de resistencia tomado para aceros A36.

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$A_{psf} = \frac{4184.190}{4 * 0.75 * \sqrt{140}} = 117.876 \text{ cm}^2$$

### 3. Determinar la longitud del perno de anclaje

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{3.14}} = \sqrt{\frac{117.876}{3.14}}$$
$$L = 6.127 \text{ cm}$$

Haninger sugieren basados en la normativa una tabla según el tipo de acero utilizado las longitudes mínimas a las que se deben embeber o anclar los pernos según la siguiente tabla:

Bolt Type, Material	Minimum Embedded Length	Minimum Embedded Edge Distance
A307, A36	12 $d$	5 $d > 4$ in.
A325, A449	17 $d$	7 $d > 4$ in.

Donde  $d$  es el diámetro nominal del perno estas son distancias conservadoras según normativa.

$$d = \frac{3}{4} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$$

$$12 * d = 12 * \frac{3}{4} = 9.0 \text{ in} = 22.86 \text{ cm}$$

$$5 * d = 5 * \frac{3}{4} = 3.75 \text{ in} < 4 \text{ in No cumple}$$

Finalmente se tiene que la longitud y diámetro del perno de anclaje es:

$$L = 6.20" = 16 \text{ cm} ; d = \frac{3}{4}" = 1.905 \text{ cm}$$

### 3.7 Estructura aporticada de hormigón armado H<sup>o</sup>A<sup>o</sup>

**3.7.1 Cargas consideradas sobre la estructura<sup>(1)</sup>.**- Todas las cargas o acciones adoptadas para la estructura aporticada son las que se mencionan a continuación:

**a) Acciones permanentes ó cargas muertas (D).**- Las cargas consideradas como permanentes son las cargas debidas a su peso propio y se detallan a continuación.

#### **Peso propio de los elementos estructurales:**

Peso específico del hormigón armado.  $\gamma_{H^oA^o} = 2500 \text{ kg/m}^3$

#### **Columnas:**

<i>Nivel</i>	<i>Sección (cm)</i>	<i>Peso</i>
<b>Cimiento:</b>	25 x 25 =	156.25 kg/m
<b>Primera Planta:</b>	25 x 25 =	156.25 kg/m
<b>Nivel cubierta 1:</b>	25 x 25 =	156.25 kg/m
<b>Nivel cubierta 2:</b>	25 x 25 =	156.25 kg/m

Tabla 3.17 Datos geométrico de las columnas del pórtico en estudio.

#### **Vigas:**

<i>Nivel</i>	<i>Sección (cm)</i>	<i>Peso</i>
<b>Cimiento:</b>	20 x 30 =	150 kg/m
<b>Primera Planta:</b>	25 x 50 =	312.500 kg/m
	25 x 55 =	343.750 kg/m
<b>Nivel Cubierta 1:</b>	20 x 35 =	175.00 kg/m
<b>Nivel Cubierta 2:</b>	20 x 35 =	175.00 kg/m

Tabla 3.18 Datos geométrico de las vigas del pórtico en estudio.

<sup>(1)</sup> Verse: "Acciones en la Edificación (NORMA MV 101-1962)".

**Losa alivianada.-** Las cargas consideradas para la losa unidireccional son las que a continuación se mencionan:

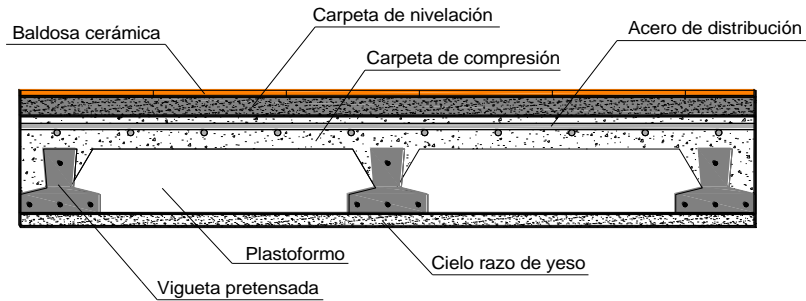


Figura 3.10 Corte transversal del forjado de la viguetas.

La carga muerta calculada a continuación corresponde a los acabados considerados sobre la losa alivianada.

**Peso de la baldosa cerámica:**

$e = 1 \text{ cm}$                       Espesor de la baldosa cerámica.

$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$               Peso específico de la baldosa cerámica.

$$P_{\text{Baldosa ceramica por m}^2} = \gamma * e = 18,00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

**Peso de revestimiento por cm de espesor:**

- Revestimiento de yeso  $12 \text{ kg/m}^2$ .
- El mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como  $= 2100 \text{ kg/m}^3$ .

**Por lo tanto el peso de la carga en el forjado debido a la obra fina es:**

$$P = P_{\text{Baldosa c.}} + P_{\text{R.Yeso}} + 2\text{cm} * P_{\text{R.Mortero}} = 18,00 + 12 + 0,02 * 2100$$

$$P_{\text{Carga por entrepiso}} = 72,00 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

La carga muerta correspondiente al forjado de viguetas es calculada por el programa CYPECAD, con las siguientes características:

#### FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN PRETENSADO

Canto de bovedilla: 15 cm

Espesor capa compresión: 5 cm

Intereje: 50 cm

Bovedilla: Polietileno

Ancho del nervio: 12 cm

Volumen de hormigón: 0.098 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

**Peso propio del forjado de viguetas pretensadas: 245 kg/m<sup>2</sup>**

**Muro de ladrillo.-** Se considera las siguientes características para el muro de ladrillo:

Características geométricas:	(12x18x24) de 6 huecos.
Peso:	3.7 kg / pza
Espesor del muro:	$e = 12 \text{ cm}$
Junta Vertical:	1 cm
Junta horizontal:	2 cm
Dosificación:	1:6
Numero de ladrillos:	
Horizontalmente:	3.7 pza / ml
Verticalmente:	4.76 pza / ml
Rendimiento:	18.00 pza / m <sup>2</sup>
Altura del muro de ladrillo:	3.40 m

Con las anteriores especificaciones se determina la carga por metro lineal de muro, dando como resultado lo siguiente:

$$e = 12 \text{ cm} \quad P_{\text{Muro por cada ml}} = 423,00 \text{ kg/ml}$$

$$e = 18 \text{ cm} \quad P_{\text{Muro por cada ml}} = 696,00 \text{ kg/ml}$$

b) **Acciones variables.**- Se tomaran en consideración los siguientes valores:

Uso del elemento		Sobrecarga Kg/m <sup>2</sup>
<b>D.</b>	<b>Oficinas y comercios</b>	
	Locales privados	200
	Oficinas públicas, tiendas	300
	Galerías comerciales, escaleras y accesos	400

**Acción del viento.**- Velocidad del viento:  $V = 45,00 \text{ nudos} = 83,33 \text{ Km/hr} = 23,15 \text{ m/s}$

$$P = \frac{v^2}{16} = 33,5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga de viento:

$$W = C * P$$

Superficie a remanso:

$$\text{Lado Barlovento: } C_1 = 0.8$$

$$\text{Lado Sotavento: } C_2 = -0.4$$

Por lo tanto la sobrecarga es:

$$W_{\text{Barloventa}} = 26.80 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{\text{Sotavento}} = -13.4 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Lo anterior queda de la siguiente manera en el programa CYPECAD:

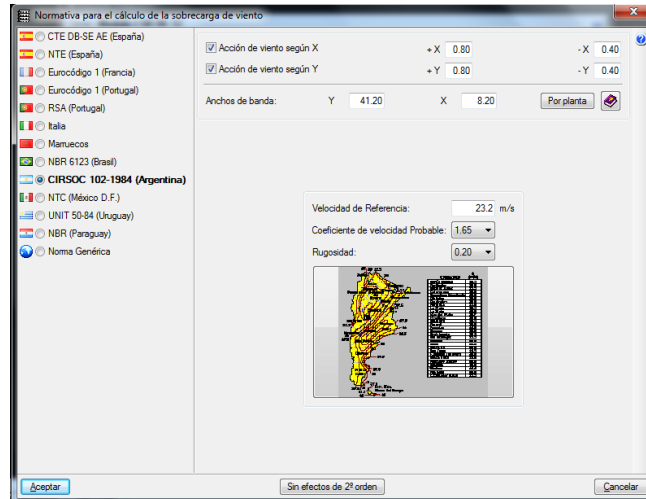


Figura 3.11 Consideración de la sobrecarga de viento por el programa CYPECAD.

**Hipótesis de cargas consideradas para la estructura aporticada.-** Las hipótesis de carga que se usaran para la estructura aporticada son las siguientes:

$$\text{Hipotesis I: } \gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q$$

$$\text{Hipotesis II: } 0.9(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q) + 0.9 * \gamma_{fq} * W$$

$$\text{Hipotesis III: } 0.8(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

**Análisis de la estructura aporticada.-** El proceso de análisis para una estructura tridimensional puede hacerse bajo las mismas consideraciones que para una estructura en dos dimensiones, sin embargo, las consideraciones para tres dimensiones involucran alteraciones en los términos de las matrices de rigidez y la matriz de transformación.

En una barra en tres dimensiones, unida rígidamente, cada extremo tiene seis grados de libertad; tres desplazamientos lineales y tres rotaciones.

Por lo que, se nota claramente que el planteamiento y resolución de un gran número de elementos estructurales, lo que representa un gran número de ecuaciones, resulta engorroso por la dificultad y superabundancia de la estructura.

De lo anterior se hace necesario el uso de programas estructurales para determinar las fuerzas y desplazamientos de toda la estructura en conjunto.

Sin embargo, a continuación se presentan algunas consideraciones de cómo se transmiten las cargas sobre los diferentes elementos estructurales, y con la finalidad de poder representarlas gráficamente, se seleccionará un pórtico en el plano, de este modo, se da lugar a futuras verificaciones de la estructura.

**3.7.2 Verificación de los elementos de la estructura aporticada.-** Se realizará la comprobación de los siguientes elementos estructurales:

- Verificación de una viga.
- Verificación de una columna
- Verificación de una zapatas Aislada.
- Verificación de la viga de riostre.
- Verificación de la escalera.
- Verificación de la losa alivianada.

**3.7.2.1 Verificación del diseño estructural de la viga.-** Para la comprobación se eligió la viga N° 83, la columna C22, por ser uno de los elementos más solicitados.

Estos elementos estructurales se encuentran en la primera planta del Pórtico N°26, como se lo puede observar en la siguiente figura.

#### Vista en 3D del edificio

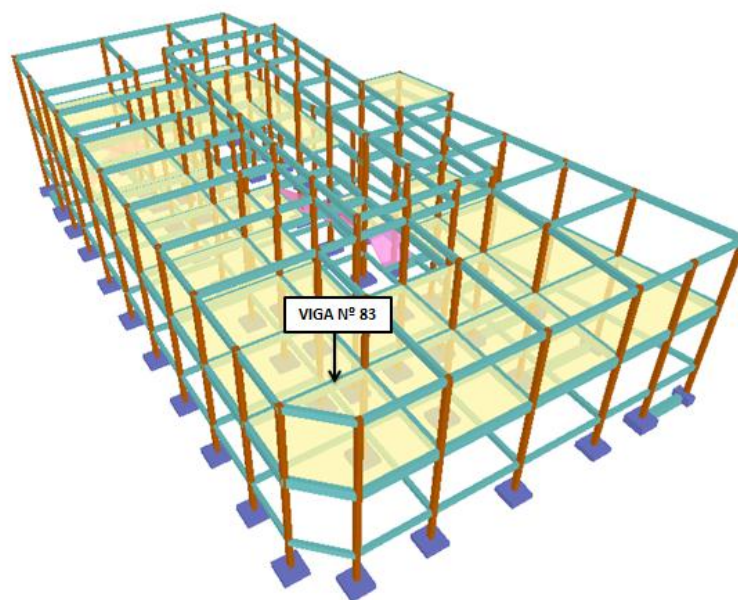
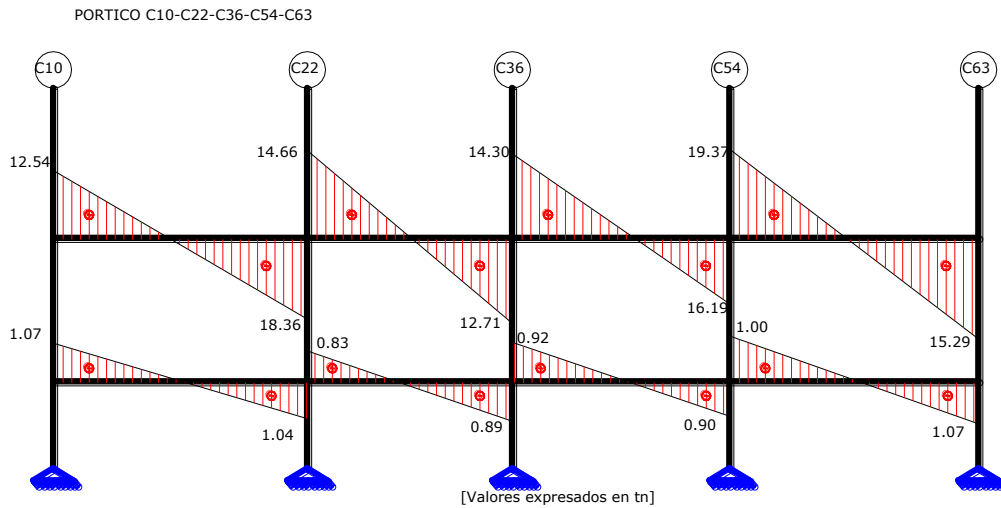
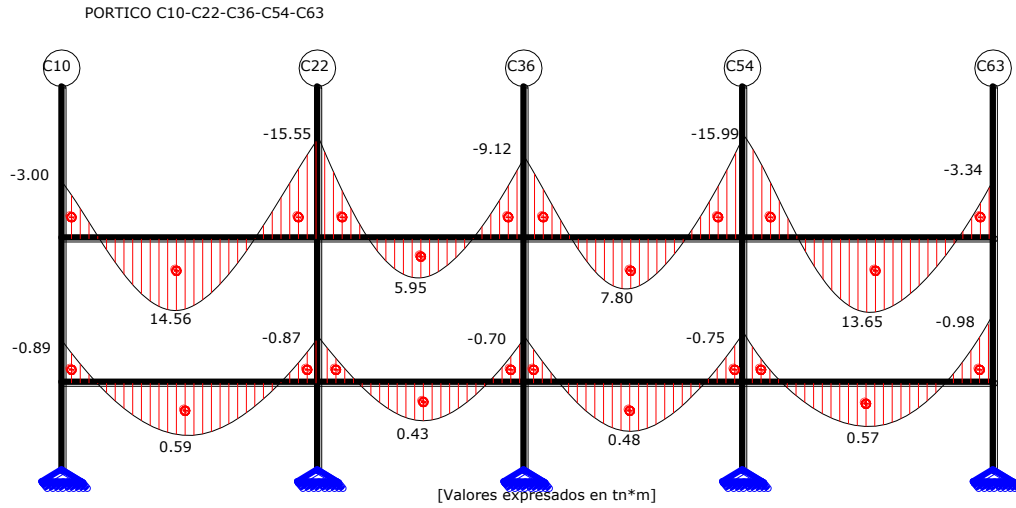


Figura 3.12 Vista 3D de la estructura aporticada.



Por lo tanto para la verificación de la viga se selecciona la del Primera Planta, correspondiente a las columnas C10 y C22, la misma que tiene los siguientes datos generales:

**a).- Comprobación de la armadura longitudinal positiva, se tiene los siguientes datos:**

$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$\gamma_c = 1,50$

$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$\gamma_s = 1,15$

$M_d = 14,56 \text{ Tn*m}$

$\gamma_f = 1,60$

$$M_d = 1456000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

$$d_2 = r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 53 \text{ cm}$$

Dónde:

$f_{ck}$  = Resistencia del hormigón a compresión.

$f_{yk}$  = Límite elástico característico del acero.

$M_d$  = Momento de cálculo.

$h$  = Canto total de la sección rectangular ( $d+r$ ).

$b_w$  = Anchura.

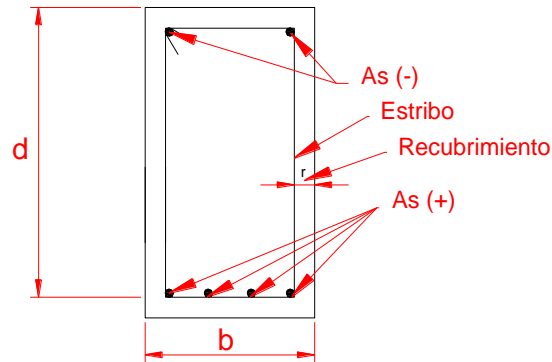
$d_2 = r$  = Recubrimiento.

$d$  = Altura útil.

$\gamma_c$  = Coeficiente de minoración para el hormigón.

$\gamma_s$  = Coeficiente de minoración para el acero.

$\gamma_f$  = Coeficiente de mayoración de las acciones.



$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

... referencia de la ecuación en la sección 10,4-4° de Hormigón Armado de Jiménez Montoya 7° edición editorial Gustavo Gili s.a.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s}$$

... referencia de la ecuación en la sección 10,4-5° de Hormigón Armado de Jiménez Montoya 7° edición editorial Gustavo Gili s.a.

$$f_{cd} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,174 \text{ Kg/cm}^2$$

$f_{cd}$ = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$f_{yd}$ = Resistencia de cálculo de un acero.

**Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0.148$$

Entonces:  $\mu_{lim}$ =0.332 valor obtenido en función al tipo de acero

**Como:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

**Con:**  $\mu_d=0,148$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s=0,164$

**Determinación de la armadura: ( $A_s$ )**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 8.330 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{min}=0,0033$**

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * d = 4.373 \text{ cm}^2$$

**Como:**  $A_s > A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área  $A_s=8.330 \text{ cm}^2$

Para determinar el numero de barras se considerará el siguiente diametro:  $\emptyset = 16 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s \phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 16}} = 5 \text{ barras}$$

$$A_{s \phi 16} = 5 * 2,01 \text{ cm}^2 = 10.05 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$10.05 \text{ cm}^2 > 8.330 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

**Por lo tanto se utilizara: 2  $\phi$  16 + 3  $\phi$  16**

**Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

Adoptando un diámetro para el estribo de 8 mm.

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} = 4.25 \text{ cm}$$

La cuantía de acero empleado para el elemento será:

**Usar: 2 $\Phi$ 16mm+3 $\Phi$ 16mm, con separaciones entre barras de 4.25 cm**

**b).- Comprobación de la armadura longitudinal negativa en la columna 10.**

$$Md=300000 \text{ kg*cm}$$

**Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0.031$$

Entonces:  $\mu_{lim}=0.332$  valor obtenido en función al tipo de acero

**Como:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

**Con:**  $\mu_d=0.031$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s=0.032$

**Determinación de la armadura: ( $A_s$ )**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1.625 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{min}=0,0033$**

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * d = 4.373 \text{ cm}^2$$

**Como:  $A_{s \min} > A_s$**

Se escogerá el área  $A_s=4.373\text{cm}^2$

Para determinar el numero de barras se considerarán los siguientes diámetros:  $\phi = 10 \text{ mm}$  y  $\phi = 12 \text{ mm}$  con áreas de:  $A_{s \phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$  y  $A_{s \phi 12} = 1,13 \text{ cm}^2$  , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 2 \phi 10 + 3 \phi 12$$

$$A_{s \phi 10} = 2 * 0,785 \text{ cm}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \phi 12} = 3 * 1,13 \text{ cm}^2 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Con un area total de cálculo de:

$$A_s = 4,96 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$4,96 \text{ cm}^2 > 4,373 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

**Por lo tanto se utilizara:  $2 \phi 10 + 3 \phi 12$**

**Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

Adoptando un diámetro para el estribo de 8 mm.

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} = 4.25 \text{ cm}$$

**Usar:  $2\Phi 10\text{mm}+3\Phi 12\text{mm}$ , con separaciones entre barras de 4.25 cm**

**c).- Comprobación de la armadura longitudinal negativa en la columna 22.**

$$Md=1555000 \text{ kg*cm}$$

**Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0.158$$

Entonces:  $\mu_{lim}=0.332$  valor obtenido en función al tipo de acero

**Como:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

**Con:**  $\mu_d=0.158$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s=0,177$

**Determinación de la armadura: ( $A_s$ )**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 8.990 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{min}=0,0033$**

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * d = 4.373 \text{ cm}^2$$

**Como:**  $A_s > A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área  $A_s=8.990 \text{ cm}^2$

Para determinar el numero de barras se considerarán los siguientes diámetros:  $\phi = 10 \text{ mm}$  y  $\phi = 16 \text{ mm}$  con áreas de:  $A_{s \phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$  y  $A_{s \phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 2 \phi 10 + 4 \phi 16$$

$$A_{s \phi 10} = 2 * 0,785 \text{ cm}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \phi 16} = 4 * 2,01 \text{ cm}^2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

Con un area total de cálculo de:

$$A_s = 9,61 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$9,61 \text{ cm}^2 > 8,990 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

**Por lo tanto se utilizara: 2  $\phi$  10 + 4  $\phi$  16**

**Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

Adoptando un diámetro para el estribo de 8 mm.

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} = 3.24 \text{ cm}$$

**Usar: 2 $\Phi$ 10mm+4 $\Phi$ 16mm, con separaciones entre barras de 3.24 cm**

**Cálculo de la armadura transversal en el extremo de la viga 83 al lado de la columna**

**22.**

$$Vd = 18360 \text{ Kg}$$

$$fcd = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$fyd = 3652, 174 \text{ kg/cm}^2$$

$$bw = 25 \text{ cm}$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_f = 1.6$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 53 \text{ cm}$$

**El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:**

$$fvd = 0,5 * \sqrt{fcd} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = fvd * bw * d = 5,92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm} * 53 \text{ cm} = 7844 \text{ kg}$$

$$Vd \leq V_{cu} \text{ No cumple}$$

$$18360 \text{ Kg} \leq 7844 \text{ Kg} \text{ (no cumple!!) Necesita armadura transversal}$$

**Como:**

$$Vd > V_{cu} = 18360 \text{ kg} > 7844 \text{ kg}$$

$$V_{ou} = 0,30 * fcd * bw * d = 0,30 * 140 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm} * 53 \text{ cm} = 55650 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 7844kg < 18360kg < 55650 Kg$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 18360 kg - 7844 kg = 10516 kg$$

$$t = 100 cm$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{10516 kg * 100cm}{0,90 * 53 cm * 3652,17 kg/cm^2} = 6.036 cm^2$$

### Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st\ min} = 0,02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 25 cm * 100 cm * \frac{140 \frac{kg}{cm^2}}{3652,17 \frac{kg}{cm^2}} = 1.91 cm^2$$

Se asume el mayor  $A_{st}=6.036 cm^2/m$

La armadura transversal para una pierna será:  $3.018cm^2/m$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{Estribo} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{de\ la\ armadura\ longitudinal} \\ 6\ mm \end{cases}$$

$$6mm > \frac{1}{4} * 16mm = 4\ mm\ ok$$

Se asumirá un  $\Phi\ 8\ mm$

Se tiene un área  $A=0.503 cm^2$

$$N^{\circ}barras = \frac{A_{st\ 1\ pierna}}{A\ \phi 8mm} = \frac{3.018}{0.503} = 6 \approx 6\ barras$$

$$A_{st} = N^{\circ}barras * A_{\phi 8mm} = 6 * 0.503 = 3.018 cm^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos  $100/6=16.67cm$

**Por lo tanto se utilizara:**

$$3.0181cm^2 > 3.018 cm^2\ ok$$

**Se utilizara: 6  $\Phi 8mm$  c/17.5 cm**

### Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la columna, son iguales a los del programa CYPECAD, el mismo que dio como resultado lo siguiente:

### Representación gráfica de los resultados obtenidos para la viga:

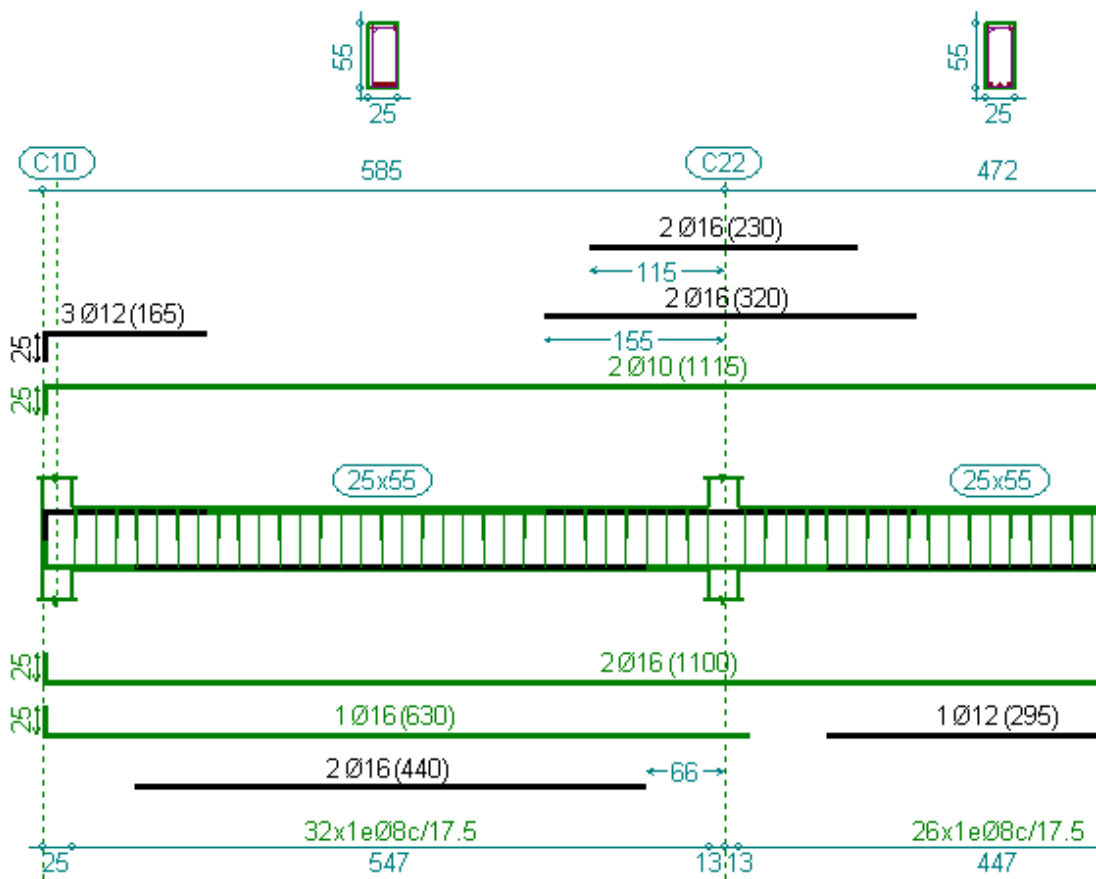


Figura 3.13 Disposición de la armadura en la viga.

**3.7.2.2 Verificación del diseño estructural de la columna.-** Los datos serán obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos pésimos (mayorados), correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones, de la planta baja de la estructura.

A continuación se muestra la verificación del diseño de la columna N°22, teniéndose los siguientes datos generales:

Esfuerzo normal de cálculo	Nd = 40140 kg
Momento de cálculo en dirección x	Mdx = 1090 kg*m
Momento de cálculo en dirección y	Mdy = 2030 kg*m
Resistencia característica de H°A°	fck = 210 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica de acero	fyk = 4200 kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	r = 2 cm

Reducción de la resistencia de los materiales:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{1,5} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{1,15} = 3652,174 \text{ kg/cm}^2$$

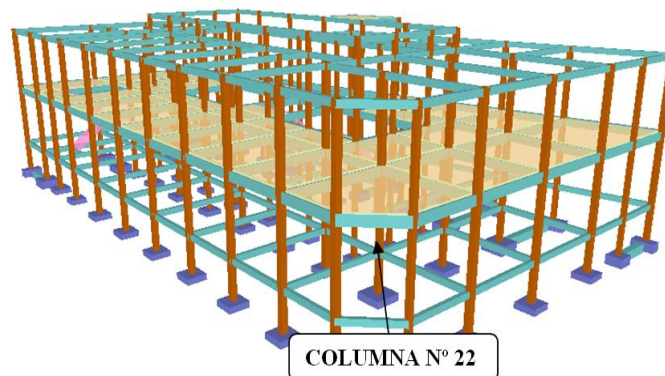
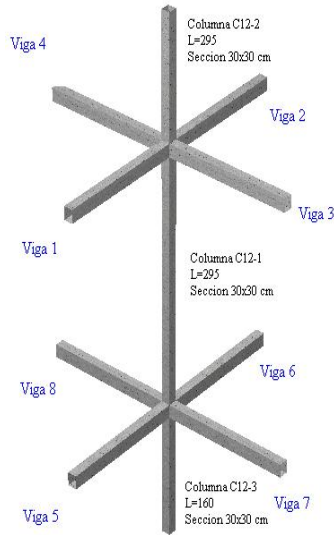


Figura 3.14 Representación gráfica de todos los elementos que concurren a C22.

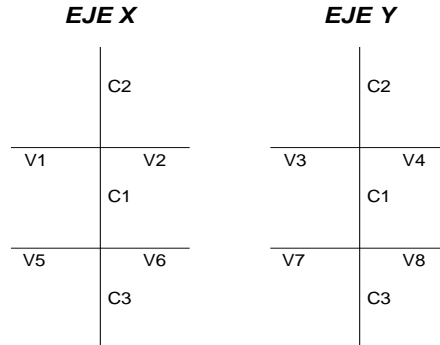


Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
Columna C22-1 (C1)	345	25	25	32552.08	32552.08
Columna C22-2 (C2)	330	25	25	32552.08	32552.08
Columna C22-3 (C3)	200	25	25	32552.08	32552.08
Viga 1	380	25	50	260416.67	65104.17
Viga 2	540	25	50	260416.67	65104.17
Viga 3	590	25	55	346614.58	71614.58
Viga 4	470	25	55	346614.58	71614.58
Viga 5	380	20	30	45000	20000
Viga 6	540	20	30	45000	20000
Viga 7	590	20	30	45000	20000
Viga 8	470	20	30	45000	20000

Tabla 3.19 Datos geométrico de los elementos que concurren a columna en estudio.

**Determinación del coeficiente de pandeo:  $\psi_A$**

**VISTA FRONTAL**



$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vy3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vy4}}{l_{v4}}} = \frac{\frac{32552.08}{345} + \frac{32552.08}{330}}{\frac{260416.67}{384} + \frac{260416.67}{542} + \frac{71614.58}{585} + \frac{71614.58}{472}}$$

$$= 0.135$$

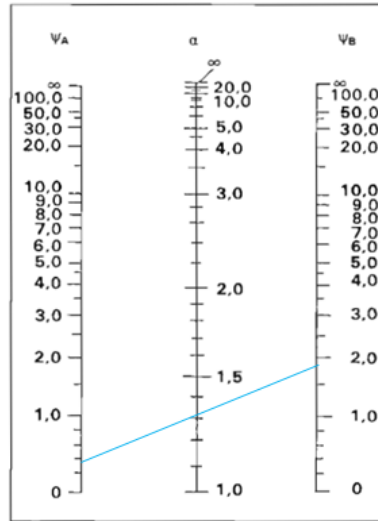
$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vx5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vy7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vy8}}{l_{v8}}} = \frac{\frac{32552.08}{345} + \frac{32552.08}{200}}{\frac{45000}{384} + \frac{45000}{542} + \frac{20000}{585} + \frac{20000}{472}} = 0.929$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vy1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vy2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vx3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vx4}}{l_{v4}}} = \frac{\frac{32552.08}{345} + \frac{32552.8}{330}}{\frac{65104.17}{384} + \frac{65104.17}{542} + \frac{346614.58}{585} + \frac{346614.58}{472}}$$

$$= 0.119$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{I_{cy1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cy3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vy5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vy6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vx7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vx8}}{l_{v8}}} = \frac{\frac{32552.08}{345} + \frac{32552.08}{200}}{\frac{20000}{384} + \frac{20000}{542} + \frac{45000}{585} + \frac{45000}{472}} = 0.984$$

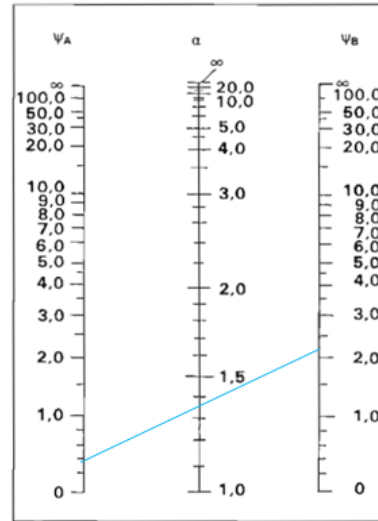
Ingresando al monograma obtenemos el coeficiente pandeo.



Pórticos traslacionales

$$K_x = 1.16$$

$$K_y = 1.18$$



Pórticos traslacionales

$$l_{ox} = 3.30 * 1.16 = 3.828m$$

$$l_{oy} = 3.30 * 1.18 = 3.894m$$

### Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_x = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{3.828m}{\sqrt{\frac{0.000326m^4}{0.0625m^2}}} = 53.003$$

$$\lambda_y = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{3.894m}{\sqrt{\frac{0.000325m^4}{0.0625}}} = 54.001$$

Como:  $\lambda_x=53.003$  y  $\lambda_y=54.001$  están en el siguiente intervalo ( $36 < \lambda < 100$ ). Se trata de una columna intermedia ya que la esbeltez es mayor a 35 y menor a 100; por lo tanto; si se necesita realizar una verificación de pandeo.

### Excentricidad de primer orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{2030 * 100}{40140} = 5.057 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{1090 * 100}{40140} = 2.715 \text{ cm}$$

**Excentricidad accidental:**

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2cm \quad e_a = \frac{h}{20} = \frac{25}{20} = 1.25 cm$$

Por lo tanto:  $e_a = 2 cm$

**Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden):**

$$e_{ficx} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3.500} \right) \frac{c + 20 * e_o}{c + 10 * e_o} * \frac{l_0^2}{c} * 10^{-4}$$

$$e_{fxx} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{b + 20 * e_{0x}}{b + 10 * e_{0x}} * \frac{l_0^2}{b} * 10^{-4} = 3.956 cm$$

$$e_{fyy} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{h + 20 * e_{0y}}{h + 10 * e_{0y}} * \frac{l_0^2}{h} * 10^{-4} = 3.729 cm$$

**Excentricidad final:**

$$e_{(x,y) max} = e_o + e_{fic}$$

$$e_{Tx} = e_a + e_{ficx} = 2.00 + 3.956 = 5.956 cm$$

$$e_{Ty} = e_a + e_{ficy} = 2.00 + 3.729 = 5.729 cm$$

**Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón:**

$$U_c = f_{cd} * A_c = f_{cd} * b * h$$

$$U_c = 140 * 25 * 25 = 87500 kg$$

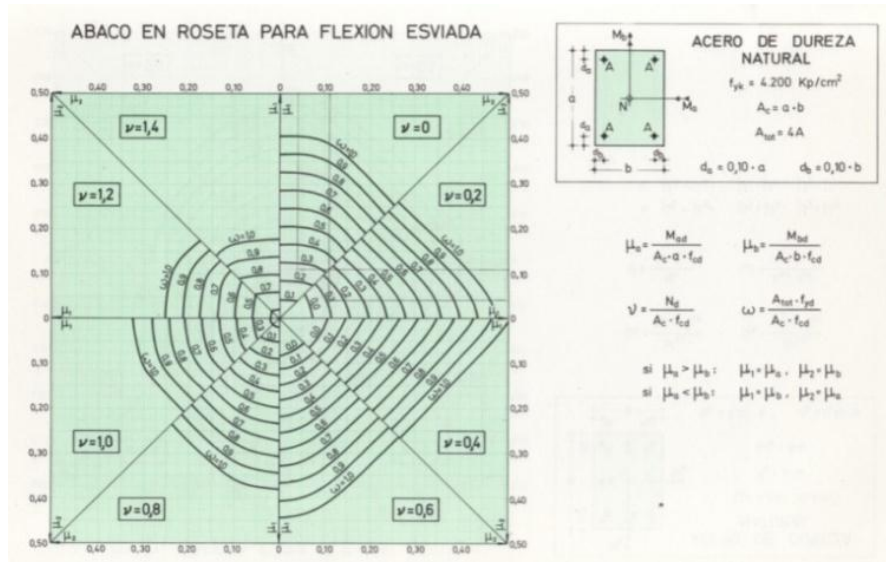
**Determinación de los valores reducidos:**

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{40140}{87500} = 0.458$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{U_c * h} = \frac{40140 * 5.956}{87500 * 25} = 0.109$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * b} = \frac{40140 * 5.729}{87500 * 25} = 0.105$$

El mayor de los momentos será  $\mu 1$ , y el menor  $\mu 2$ , para entrar a los ábacos para determinar la cuantía mecánica  $w$



Las cuantías obtenidas son las siguientes:

Para  $v = 0.40$   $w = 0.20$

Para  $v = 0.60$   $w = 0.30$

Interpolando entre estos valores resulta:

Para  $v = 0.458$   $w = 0.229$

**Calcular la capacidad mecánica de la armadura total.**

$$U_{total} = w * U_c$$

$$U_{total} = 0.229 * 87500 = 20037.5 \text{ kg}$$

**Determinación de la armadura total (As):**

$$A_{s \text{ total}} = \frac{w_s * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.229 * 25 * 25 * 140}{3652,17} = 4.486 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima (Asmin):**

$$0.1 * N_d \leq A_{s \text{ min}} * f_{yd} \leq A_c * f_{cd} \quad A_{s \text{ min}} = \frac{0.1 * N_d}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = \frac{0.1 * 40140}{3652.174} = 1.099 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin}$$

**Se usara el diámetro mínimo recomendado por norma:**

Se adopta un diámetro de  $\Phi=12$  mm que tiene un área  $A= 1.13 \text{ cm}^2$  por barra

**Cálculo del número de barras:**

$$N^{\circ} \text{ fierros} = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = 3.96 \text{ barras} = 4 \text{ barras}$$

**Se utilizara  $4\Phi 12\text{mm}$**

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A_{\phi 12\text{mm}} = 4 * 1.13 \text{ cm}^2 = 4.52 \text{ cm}^2 > 4.486 \text{ cm}^2.$$

**Cálculo de la armadura transversal de la columna.-**

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} \\ \rightarrow 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Según la primera opción:  $\phi \geq 1/4 * 12 \text{ mm} = 3 \text{ mm}$

Según la segunda opción:  $\phi \geq 6 \text{ mm}$

} Se asume  $\Phi= 6 \text{ mm}$ .

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ \rightarrow 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}} \end{array} \right.$$

Según la primera opción:  $S \leq 30 \text{ cm}$

Según la segunda opción:  $S \leq 15 * 1.2 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$

} Se asume  $S=15\text{cm}$

**Por lo tanto la armadura del estribo será:  $\Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$**

### Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la columna, son iguales a los del programa CYPECAD, el mismo que dio como resultado lo siguiente:

Pilar	Planta	Dimensión	Armaduras	Estribos	N (tn)	Mx (tn*m)	My (tn*m)
<b>P22</b>	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15	2.50	0.24	0.66
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15	40.14	1.09	2.03
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15	40.94	1.02	1.81

### Representación gráfica de los resultados obtenidos para la columna N° 22

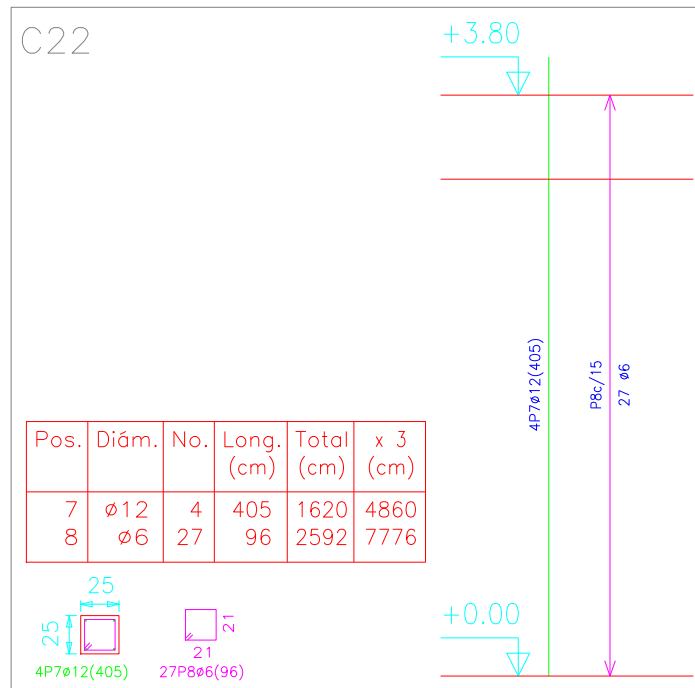


Figura 3.14 Representación gráfica de la columna

**3.7.2.3 Verificación de la zapata aislada.-** Ésta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado (Véase Figura 2.17).

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna C22, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación.

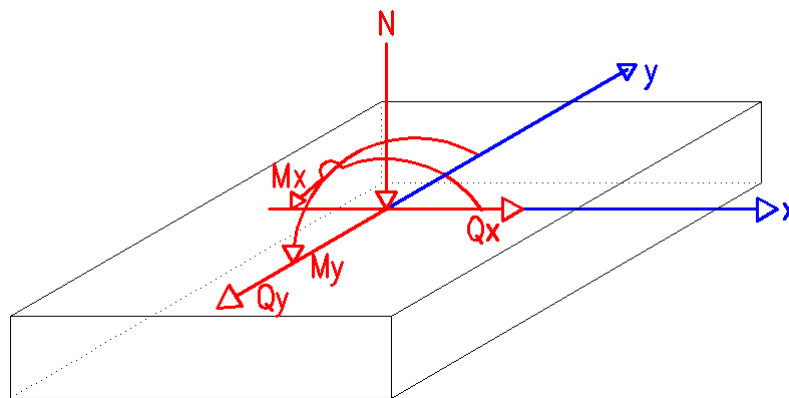


Figura 3.16 Representación gráfica de la zapara aislada.

**Se tienen los siguientes datos:**

$N = 17290$  kg Carga Axial

$V_x = 40$  kg Cortante en dirección X

$V_y = 10$  kg Cortante en dirección Y

$f_{ck} = 210$  Kg/cm<sup>2</sup> Resistencia característica del H°

$f_{yk} = 4200$  Kg/cm<sup>2</sup> Resistencia característica del acero

$a_o = 25$  cm Dimensión de la base de la columna en X

$b_o = 25$  cm Dimensión de la base de la columna en Y

$\gamma = 2500$  Kg/m<sup>3</sup> Peso específico del H°A°

$d_1 = 5 \text{ cm}$  Recubrimiento inferior de armadura

$\mu_{\text{lim}} = 0,332$  Momento reducido mínimo para acero AH 400

$w_{s \text{ min}} = 0,0018$  Cuantía geométrica mínima para losas con acero AH 400

$\sigma_{\text{max}} = 2.25 \text{ kg/cm}^2$  Capacidad portante del suelo de fundación

Resistencias características reducidas:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{210}{1.5} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4200}{1.15} = 3652.174 \text{ kg/cm}^2$$

**Cálculo del área necesaria:**

$$\sigma = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm} \text{ entonces } A = \frac{1.10 * 17290}{2.25} = 8452.889 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{8452.889} \text{ entonces } a = b = 121.939 \text{ cm}$$

Se debe hacer variar "a" y "b", hasta encontrar la alternativa más conveniente siempre que no se sobrepase la tensión admisible  $\sigma_{adm}$ .

$$a = 130 \text{ cm} \quad b = 130 \text{ cm}$$

**Cálculo de la tensión máxima:**

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N'}{a * b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{1.10 * 17290}{130 * 130} \Rightarrow \sigma_{\text{max}} = 1.125 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.125 \text{ kg/cm}^2 < 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

**Determinación del canto útil:**

$$f_{vd} = 0.5\sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{140} \Rightarrow f_{vd} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 5.92 \text{ kg/cm}^2}{1.6 * 2.25 \text{ kg/cm}^2} \Rightarrow k = 6.578$$

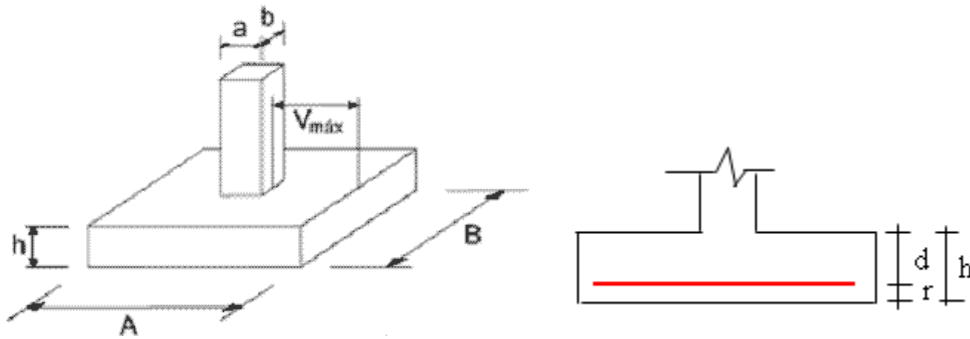
$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = 26.825 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} = 19.853 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 * (b - b_0)}{4 + k} = 19.853 \text{ cm}$$

Entonces el canto útil será  $d_1 = 30 \text{ cm}$

Con un recubrimiento de 5 cm la altura de la zapata será  $h = 30 + 5 \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$



### Corrección de Momentos:

$$M_x^* = H_y * h = 10 * 35 \Rightarrow M_x^* = 350 \text{ kg * cm}$$

$$M_y^* = H_x * h = 40 * 35 \Rightarrow M_y^* = 1400 \text{ kg * cm}$$

### Cálculo del peso propio de la zapata:

$$P_p = Vol * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 35 * 130 * 130 * 0.0025 \Rightarrow p_p = 1478.75 \text{ kg}$$

### Corrección de la Normal:

$$N'' = N + P_p = 17290 + 1478.75 \Rightarrow N' = 18768.75 \text{ kg}$$

**Calculo de los esfuerzos con los momentos y la normal corregida:**

$$\sigma_{\max} = \frac{N''}{a * b} \pm \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = \frac{18768.75}{130 * 130} + \frac{6 * 350}{130 * 130^2} + \frac{6 * 1400}{130^2 * 130}$$
$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 1.115 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_{adm} = 2.25 \frac{kg}{cm^2} \text{ cumple}$$

**Verificación al vuelco:**

$$\gamma_x = \frac{N''}{M_y^*} * \frac{a}{2} = \frac{18768.75}{1400} * \frac{130}{2} \Rightarrow \gamma_x = 871.406 > 1.5 \text{ satisfactorio}$$

$$\gamma_y = \frac{N''}{M_x^*} * \frac{b}{2} = \frac{18768.75}{350} * \frac{130}{2} \Rightarrow \gamma_y = 3485.625 > 1.5 \text{ satisfactorio}$$

**Verificación al deslizamiento:**

$\delta = 35^\circ$  Angulo de rozamiento interno de suelos sin cohesión

$\varphi$  = Angulo de rozamiento de diseño

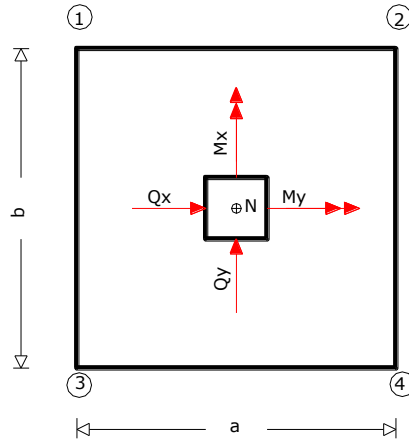
PP = Peso Propio de la zapata

$$\varphi = \frac{2}{3} \delta = 23.333^\circ$$

$$\gamma \leq \frac{N + PP \cdot \tan \varphi}{V_x} = \frac{18768.75 * \tan 23.333^\circ}{40} = 202.368 > 1,5 \text{ satisfactorio}$$

$$\gamma \leq \frac{N + PP \cdot \tan \varphi}{V_y} = \frac{18768.75 * \tan 23.333^\circ}{10} = 809.592 > 1,5 \text{ satisfactorio}$$

**Cálculo de esfuerzos en las esquinas de la zapata.-**

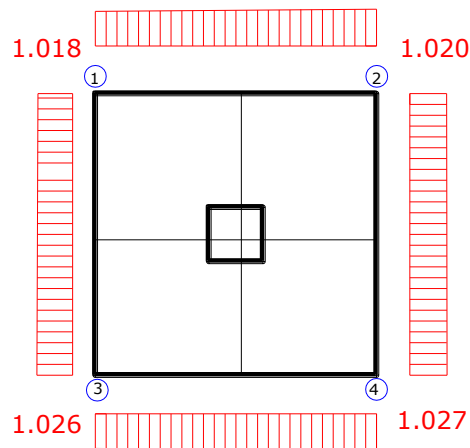


$$\sigma_1 = \frac{N}{a * b} - \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} - \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 1.018 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a * b} + \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} - \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 1.020 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a * b} - \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} + \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 1.026 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a * b} + \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} + \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 1.027 \frac{kg}{cm^2}$$



### Determinación de la armadura a flexión:

Dirección X:

$$l_b = \frac{a - a_0}{2} + 0.15 * a_0 = \frac{130 - 25}{2} + 0.15 * 25 \Rightarrow l_b = 56.25cm$$

Dirección Y:

$$l_a = \frac{b - b_0}{2} + 0.15 * b_0 = \frac{130 - 25}{2} + 0.15 * 25 \Rightarrow l_a = 56.25m$$

**Calculo de momentos:**

$$\frac{\sigma_4 - \sigma_2}{a} = \frac{Y'}{a - l_b} =$$

$$Y' = (a - l_b) * \frac{\sigma_4 - \sigma_2}{a} = (130 - 56.25) * \frac{1.027 - 1.020}{130} \Rightarrow Y' = 0.0040 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = Y' + \sigma_2 = 0.004 + 1.020 \Rightarrow \sigma_a = 1.024 \text{ kg/cm}^2$$

$$Y'' = (b - l_a) * \frac{\sigma_4 - \sigma_3}{b} = (130 - 56.25) * \frac{1.027 - 1.026}{130} \Rightarrow Y'' = 0.0010 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = Y'' + \sigma_3 = 0.0010 + 1.026 \Rightarrow \sigma_b = 1.0265 \text{ kg/cm}^2$$

**Calculo del momento en la dirección "a":**

$$M_a = \frac{\sigma_a * l_b^2}{2} + \frac{(\sigma_4 - \sigma_a) * l_b}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_b\right) \\ = \frac{1.024 * 56.25^2}{2} + \frac{(1.027 - 1.024) * 56.25}{2} * \left(\frac{2}{3} * 56.25\right)$$

$$\Rightarrow M_a = 1623.164 \text{ kg} * \text{cm/cm}$$

$$M_{da} = 1.6 * b * M_a = 1.6 * 130 * 1623.164 \Rightarrow M_{da} = 337618.125 \text{ kg} * \text{cm}$$

**Determinación del momento reducido de cálculo del ancho menor de la zapata ( $\mu_d$ ):**

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{b * d^2 * fcd} = \frac{337618.125}{130 * 30^2 * 140} \Rightarrow \mu_d = 0.021$$

**Determinación de la cuantía mecánica de la armadura ( $\omega_s$ ).**

Con  $\mu_d = 0.021$  tenemos por tablas que ( $\omega_s = 0.0310$ )

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * fcd}{f_yd} = \frac{0.0310 * 130 * 30 * 140}{3652.174} \Rightarrow A_s = 4.635 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima:**

$$\text{Con } f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{min} = 0.0018$$

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * d = 0.0018 * 130 * 30 \Rightarrow A_{smin} = 7.02 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será  $A_s = 7.02 \text{ cm}^2$

#### **Determinación del número de barras:**

Con una barra  $\emptyset = 12 \text{ mm}$  ;  $A_{\emptyset} = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{7.02}{1.13} = 6.21 \Rightarrow 8 \text{ barras}$$

#### **Determinación del espaciamiento:**

$$s = \frac{b - \#fe * \emptyset}{\#fe - 1} = \frac{130 - 8 * 2}{8 - 1} = 17.2 \Rightarrow s = 15 \text{ cm}$$

**8 $\emptyset$ 12mm c/15**

#### **Calculo del momento de diseño en la dirección “b”.**

$$M_b = \frac{\sigma_b * l_a^2}{2} + \frac{(\sigma_4 - \sigma_b) * l_a}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_a\right)$$

$$= \frac{1.0265 * 56.25^2}{2} + \frac{(1.027 - 1.0265) * 56.25}{2} * \left(\frac{2}{3} * 56.25\right)$$

$$\Rightarrow M_b = 1624.482 \text{ kgcm/cm}$$

$$M_{db} = 1.6 * b * M_b = 1.6 * 130 * 1624.482 \Rightarrow M_{db} = 337892.344 \text{ kg * cm}$$

#### **Determinación del momento reducido de cálculo:**

$$\mu_d = \frac{M_{db}}{b * d^2 * fcd} = \frac{337892.344}{130 * 30^2 * 140} \Rightarrow \mu_d = 0.021$$

#### **Determinación de la cuantía mecánica de la armadura ( $\omega_s$ ).**

Con  $\mu_d = 0.021$  tenemos por tablas que ( $\omega_s = 0.0310$ )

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * fcd}{fyd} = \frac{0.0310 * 130 * 30 * 140}{3652.174} \Rightarrow A_s = 4.635 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima:**

$$\text{Con } f_y k = 4200 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{\min} = 0.0018$$

$$A_{s\min} = \omega_{\min} * b * d = 0.0018 * 130 * 30 \Rightarrow A_{s\min} = 7.02 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será  $A_s = 7.02 \text{ cm}^2$

**Determinación del número de barras:**

$$\text{Con una barra } \emptyset = 12 \text{ mm} ; A_{\emptyset} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{7.02}{1.13} = 6.21 \Rightarrow 8 \text{ barras}$$

**Determinación del espaciamiento:**

$$s = \frac{b - \#fe * \emptyset}{\#fe - 1} = \frac{130 - 8 * 2}{8 - 1} = 17.2 \Rightarrow s = 15 \text{ cm}$$

**8Ø12mm c/15**

**Verificación a la adherencia:**

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 * d * n * \pi * \emptyset} < fbd = k * \sqrt[3]{fcd^2}$$

$k = 0.95$  para zapatas Rígidass

$$fbd = 0.95 * \sqrt[3]{140^2} \Rightarrow fbd = 25.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{11970}{0.9 * 30 * 8 * \pi * 1.20} = 14.699 \text{ kg.}$$

14.899 < 25.61 Satisfactorio.

### Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la zapata aislada son iguales a los del programa CYPECAD, el que dio como resultado lo siguiente:

P22	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 65.0 cm Ancho inicial Y: 65.0 cm Ancho final X: 65.0 cm Ancho final Y: 65.0 cm Ancho zapata X: 130.0 cm Ancho zapata Y: 130.0 cm Canto: 35.0 cm	X: 8Ø12c/15 Y: 8Ø12c/15
-----	---	----------------------------

### Representación gráfica de los resultados obtenidos para la zapata aislada

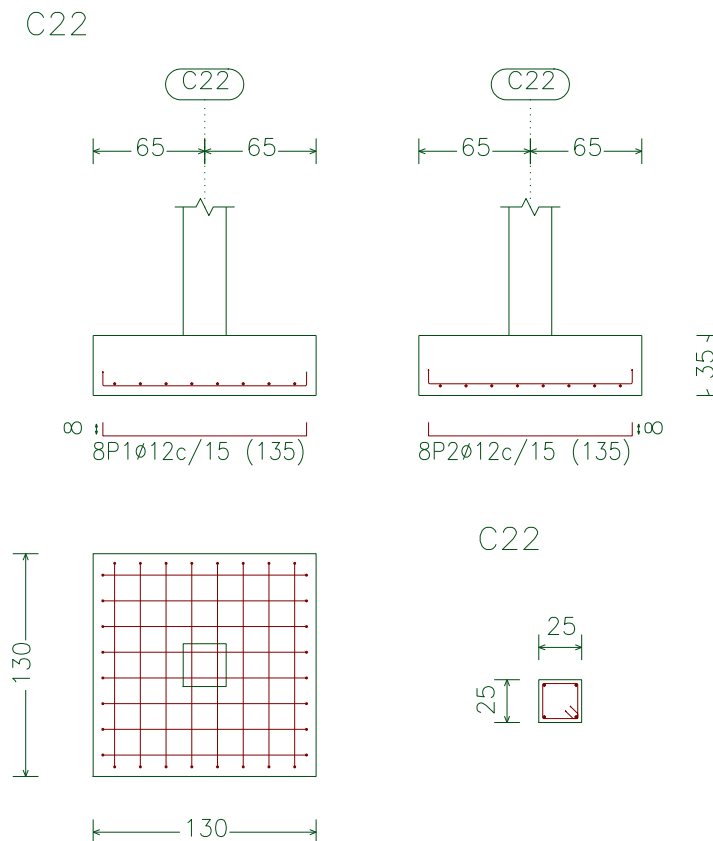


Figura 3.15 Representación gráfica de la armadura de la zapara aislada.

### 3.7.2.4 Verificación de la viga de riostre:

Se realiza la verificación de la viga de riostre correspondiente a la zapata de medianería de la columna C13 y de la zapata aislada de la columna C14, con las características que se indican a continuación.

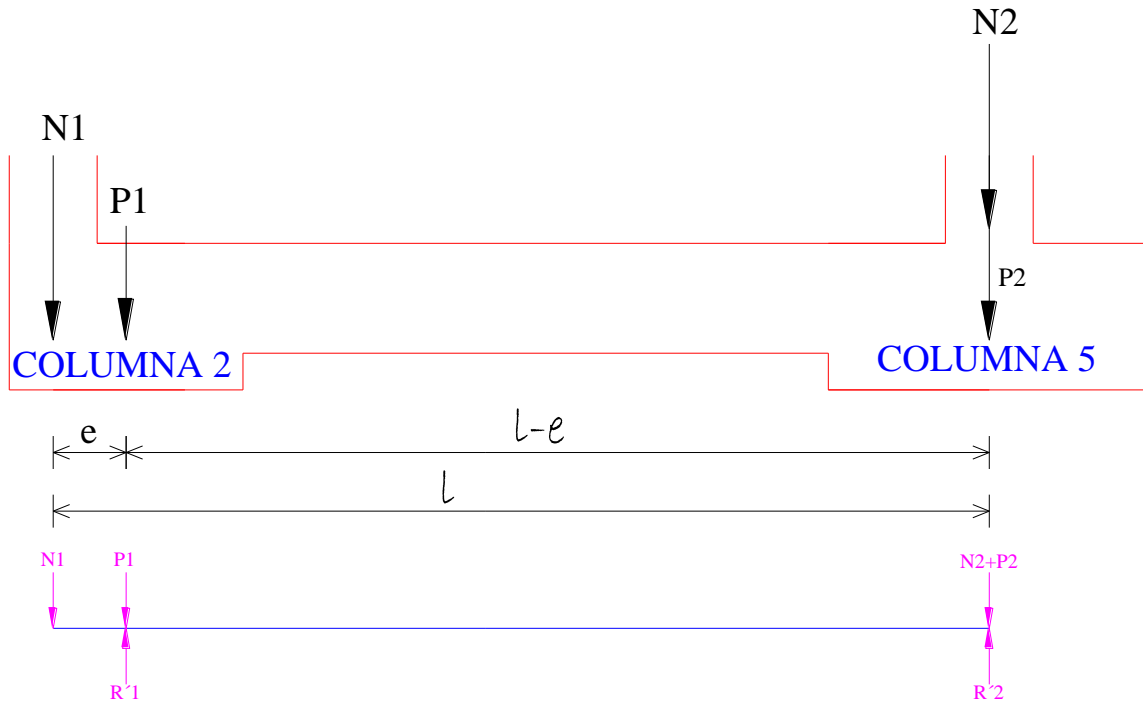


Figura 3.18 Zapata con viga de riostre.

$$N_1 = 9310 \text{ kg} \quad N_2 = 11850 \text{ kg}$$

$$\sigma_{adm} = 2.25 \text{ kg/cm}^2 \quad L = 365 \text{ m}$$

$$a_0 = 25 \text{ cm} \quad b_0 = 25 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = 3652.174 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.50 \quad \gamma_s = 1.15 \quad \gamma_f = 1.60$$

**Solución con viga centradora.-** Consiste en unir la zapata del soporte de fachada con la correspondiente al soporte inmediato interior, mediante una viga de gran rigidez que realiza la unión.

Como la rigidez de esta cimentación es muy grande respecto a las correspondientes a los soportes, puede admitirse que está apoyada en los mismos.

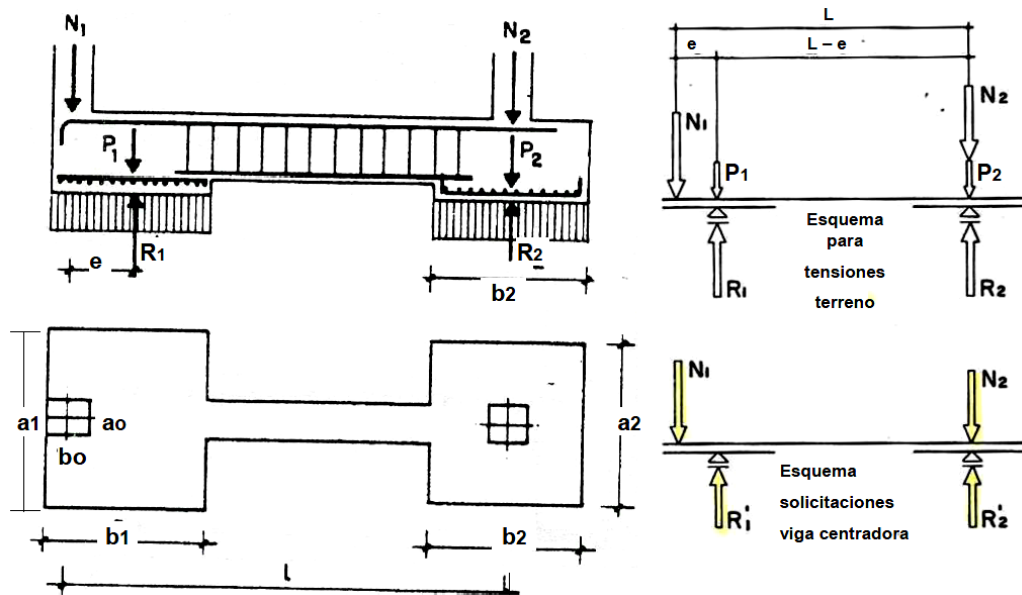


Figura 3.19 Esquema de la viga centradora.

**Cálculos previos.-** Cálculo del área necesaria:

$$\frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm} \quad A = \frac{N + P}{\sigma_{adm}}$$

a) **Para la zapata medianera:** Considerando al peso propio, 10% de la fuerza axil.

$$A_1 = \frac{1.1 * N_1}{\sigma_{adm}} = 4566.222 \text{ cm}^2$$

$$A = 2a^2 \rightarrow a = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{4566.22}{2}} = 53,567 \text{ cm} \quad \text{constructivamente } a = 65 \text{ cm}$$

$$b = 2a = 2 * 65 = 130 \text{ cm}$$

Adoptando valores dé:

$$a_1 = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = 130 \text{ cm}$$

b) Para la zapata Aislada:

$$A_2 = \frac{1.10 * N_2}{\sigma_{adm}} = 7162.222 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{7162.222} \text{ entonces } a = b = 112.629 \text{ cm}$$

Adoptando valores dé:

$$a_2 = 120 \text{ cm} \qquad b_2 = 120 \text{ cm}$$

**Verificación de la viga centradora.-** Conocidas las dimensiones de las zapatas:

$$\begin{aligned} a_1 &= 65 \text{ cm} & b_1 &= 130 \text{ cm} \\ a_2 &= 120 \text{ cm} & b_2 &= 120 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cálculo de la excentricidad:

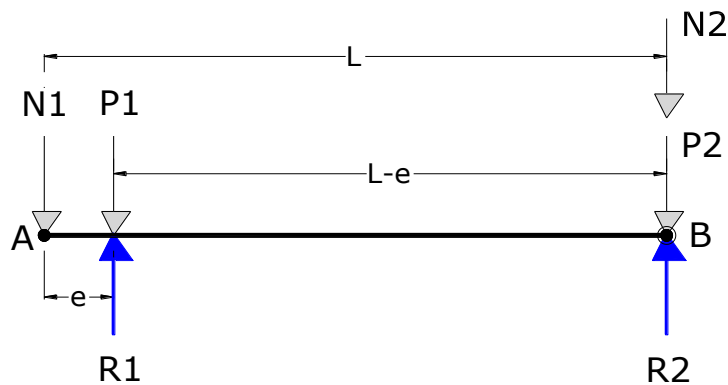
$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{a_0}{2} = 20 \text{ cm}$$

Distancia entre cargas:

$$l = L - e = 345 \text{ cm}$$

Reacciones del terreno:

Aplicando las condiciones de equilibrio de la estática:



$$\sum F_y = 0$$

$$\sum M_B = 0$$

$$N1 + P1 + N2 + P2 = R1 + R2 \qquad N1 * L + P1 * (L - e) - R1 * (L - e) = 0$$

De las dos ecuaciones anteriores resultan se determinan los valores de R1 y R2.

$$R1 = N1 * \frac{L}{L - e} + P1 = 9310 * \frac{365}{365 - 20} + 1056.25 = 10905.96 \text{ kg.}$$

$$R2 = N2 + P2 - N1 \left[ \frac{e}{(L - e)} \right] = 11850 + 1800 - 9310 \left[ \frac{20}{(365 - 20)} \right] = 13110.289 \text{ kg.}$$

Para que el problema tenga solución es necesario que siempre  $R'_2 > 0$ ; caso contrario la viga centradora podría levantar el soporte interior:

$$\sigma_{max} \geq \frac{R_1}{a_1 * b_1} = 1.291 \leq 2.25 \qquad \sigma_{max} \geq \frac{R_2}{a_2 * b_2} = 0.910 \leq 2.25$$

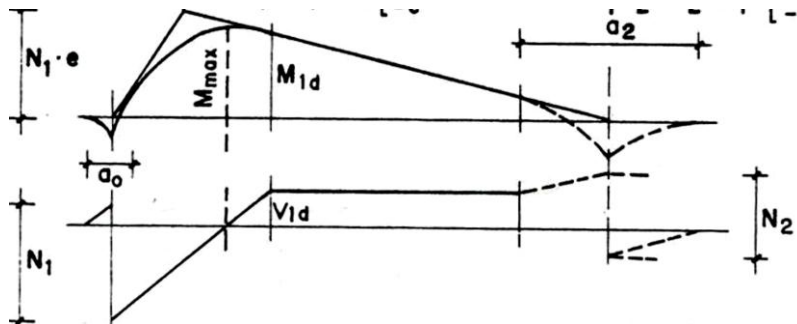
Para la determinación de esfuerzos cortantes y flectores de la zapata y de la viga centradora no se consideran los pesos propios de las mismas, ya que estas acciones juntamente con las acciones transmitidas por las columnas actúan sobre el terreno a diferencia de los elementos de cimentación que solo actúan las acciones transmitidas por las columnas:

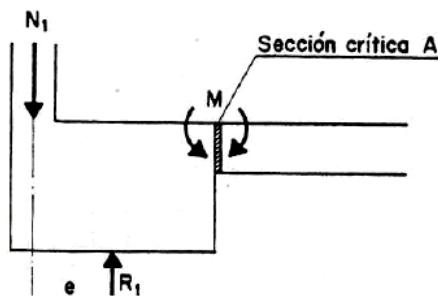
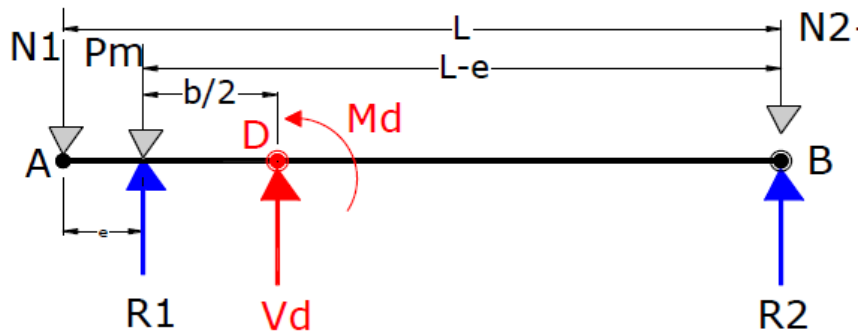
De lo dicho anteriormente R1 y R2 se reduce a las siguientes ecuaciones:

$$R1 = N1 * \frac{L}{L - e} = 9849.710 \text{ kg.}$$

$$R2 = N2 - N1 \left[ \frac{e}{(L - e)} \right] = 11310.289 \text{ kg.}$$

Cálculo del momento de diseño en la viga centradora que se produce en el punto D que es el Punto crítico.





Si  $N_1 = R_1$  sería  $M = N_1 \cdot e$ .  
 Como  $N_1 < R_1$  el valor de  $M$  decrece hacia la viga y es máximo en A.

$$\sum M_D = 0 \quad (\text{A LA IZQUIERDA})$$

$$M_D = N_1 * \frac{e}{L-e} (L + \frac{a_0}{2} - a_1)$$

Momento mayorado:

$$M_d = \gamma_f * N_1 * \frac{e}{L-e} (L + \frac{a_0}{2} - a_1) = 270724.637 \text{ kg.cm}$$

$$\sum Fv(D) = 0 \quad (\text{A LA IZQUIERDA})$$

$$V_D = N_1 * \frac{e}{L-e}$$

Cortante mayorado:

$$V_d = \gamma_f * N_1 * \frac{e}{L-e} = 866.319 \text{ kg.}$$

**Determinación de la sección transversal de la viga centradora:**

$$b_w = \frac{L}{12} = 30.41 \text{ cm}$$

Asumiendo un ancho de viga de  $b_w = 40$  cm

Se determina el canto útil de la viga mediante la siguiente expresión:

$$d = K * \sqrt{\frac{M_d}{b_w * f_{cd}}} ; \quad 1.77 \leq K \leq 3.3 \text{ se adopta } K = 3.30$$

$$d = 3.30 * \sqrt{\frac{270724.637}{40 * 140}} = 42.945$$

$h = d + \text{recubrimiento} = 42.945 + 3 = 45.945$  constructivamente  $h = 50$  cm

$d = h - 3 \text{ cm} = 50 - 3 = 47$  cm

### Calculo de la armadura longitudinal.-

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0.0218$$

**Como:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la cuantía mecánica en tracción se entra con  $\mu_d = 0.0218$  en la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene  $\omega_s = 0.0310$ , y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 2.234 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima ( $A_{s \text{ min}}$ ):

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{\text{min}} * b_w * h = 6.204 \text{ cm}^2$$

**Como:**  $A_{s \text{ min}} > A_s$  entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 6.204 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de  $\phi = 16$  mm con un área de  $A_{s \phi 16} = 2,01 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras serán:

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{s \phi 16}} = 4 \text{ barras}$$

Con un área total dé:

$$A_s = 4 * 2,01 \text{ cm}^2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$8.04 \text{ cm}^2 > 6.204 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

**Por lo tanto se utilizará: 4 Ø 16 mm**

Separación de las barras dentro de la pieza, adoptando un diámetro para el estribo de  $\phi_{est} = 0.8 \text{ cm}$ .

$$s = \frac{b_w - \#fe * \phi - 2 * r}{\#fe - 1} = 8,9 \text{ cm}$$

La cuantía de acero empleado para el elemento será:

**Usar: 4 Ø 16 mm, con separaciones entre barras de 8,90 cm**

**Armadura longitudinal de compresión.-** Según cálculo no requiere pero por norma se debe de disponer un 30% de la armadura mínima.

$$A_s = 30\% * A_{s \text{ min}} = 1.86 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de  $\phi = 12 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s \phi 12} = 1.13 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras serán:

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{s \phi 12}} = 3 \text{ barras}$$

Con un área total dé:

$$A_s = 3 * 1.13 \text{ cm}^2 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$3.39 \text{ cm}^2 > 1.86 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

**Por lo tanto se utilizará: 3Ø 12 mm**

**Cálculo de la armadura transversal:**

**La resistencia convencional del hormigón a cortante es:**

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 0,5 * \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

**El esfuerzo cortante absorbido por el hormigón es:**

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 11129.6 \text{ kg}$$

**Donde:**

$$V_{cu} \geq V_d \quad 11129.6 \text{ kg} > 866.319 \text{ kg}$$

El hormigón de la pieza resiste por si solo el esfuerzo cortante y la viga no necesitan por cálculo, armadura transversal. No obstante es necesario colocar unos estribos de seguridad, cuyo diámetro no sea inferior a 8 mm.

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * \frac{b_w * s * f_{cd}}{f_{yd}} = 3.07 \text{ cm}^2$$

Se adoptará para el estribo un diámetro de  $\phi = 8 \text{ mm}$ , con un área de  $A = 0,503 \text{ cm}^2$ .

La ecuación propuesta para determinar el  $A_{st \text{ min}}$  es para dos piernas, y despejando de esta la separación entre planos de estribos obtenemos que:

$$N^{\circ} \text{ de estribos} = \frac{3.07 \text{ cm}^2 / \text{m}}{2 * 0.503 \text{ cm}^2} = 3.05 \approx 4 / \text{m}$$

$$\text{espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{4} = 25 \text{ cm}$$

Por norma la separación máxima entre armaduras es de 30 cm por lo cual el espaciamento deberá ser como máximo igual a 30 cm.

$$N = \frac{L_{viga}}{\text{espaciamiento}} + 1 = \frac{250}{30} + 1 = 9.333 \approx 10$$

**Por lo tanto se utilizaran: 10  $\phi$  8 mm c/30 cm**

### Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la viga de riostre son iguales a los del programa CYPECAD, el que dio como resultado lo siguiente:

[P13 – P14]	Ancho: 40.0 cm	Superior: 4Ø16
	Canto: 50.0 cm	Inferior: 3 Ø12
		Estribos: 12xØ8c/30

### Representación gráfica de los resultados obtenidos para la viga de riostre:

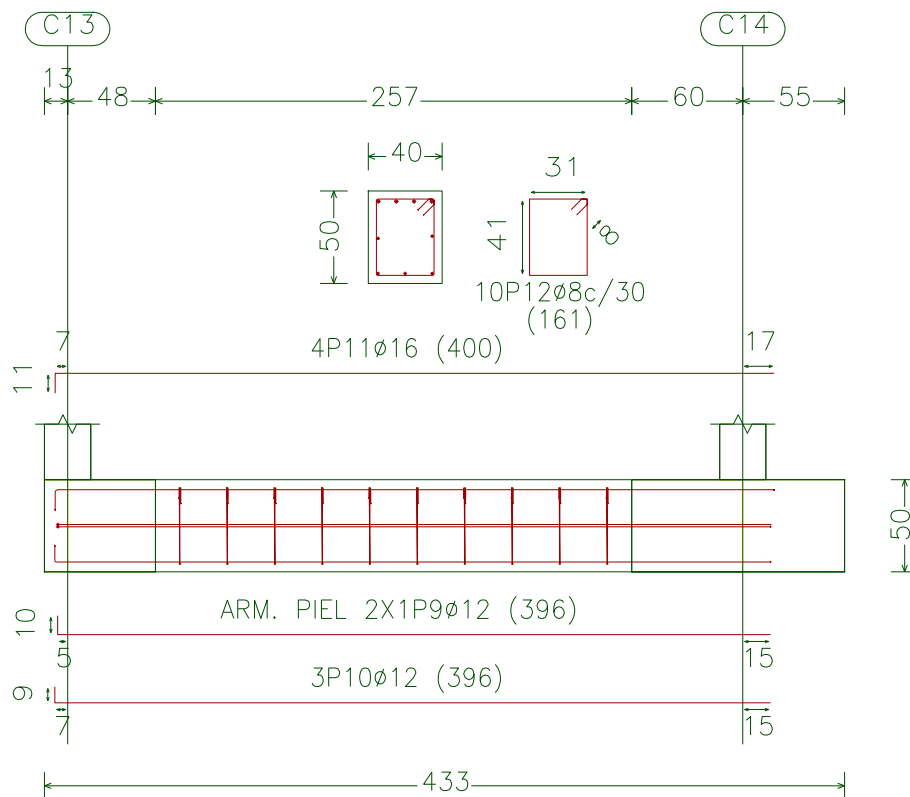


Figura 3.20 Representación gráfica de la zapata con viga de riostre.

**3.7.2.5 Diseño de la escalera de hormigón armado.-** Los datos generales de la escalera son los siguientes:

$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_s = 1,15$
$f_{ck} = 210,00 \text{ kg/cm}^2$	$f_{yk} = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$
$f_{cd} = 140 \text{ Kg/cm}^2$	$f_{yd} = 3652,174 \text{ Kg/cm}^2$
$L_1 = 2,700 \text{ m}$	Longitud horizontal de la rampla.
$L_2 = 1,150 \text{ m}$	Longitud del descanso.
$Z = 3,800 \text{ m}$	Desnivel a salvar.
$a = 1,150 \text{ m}$	Ancho de la rampa.
$B = 2,400 \text{ m}$	Ancho total del descanso.
$t = 0,150 \text{ m}$	Espesor de la losa, medida perpendicularmente.
$r = 0,030 \text{ m}$	Recubrimiento de la armadura.
$h = 0,300 \text{ m}$	Huella.
$ch = 0,211 \text{ m}$	Contra huella.
$N = 18$	Número de peldaños.

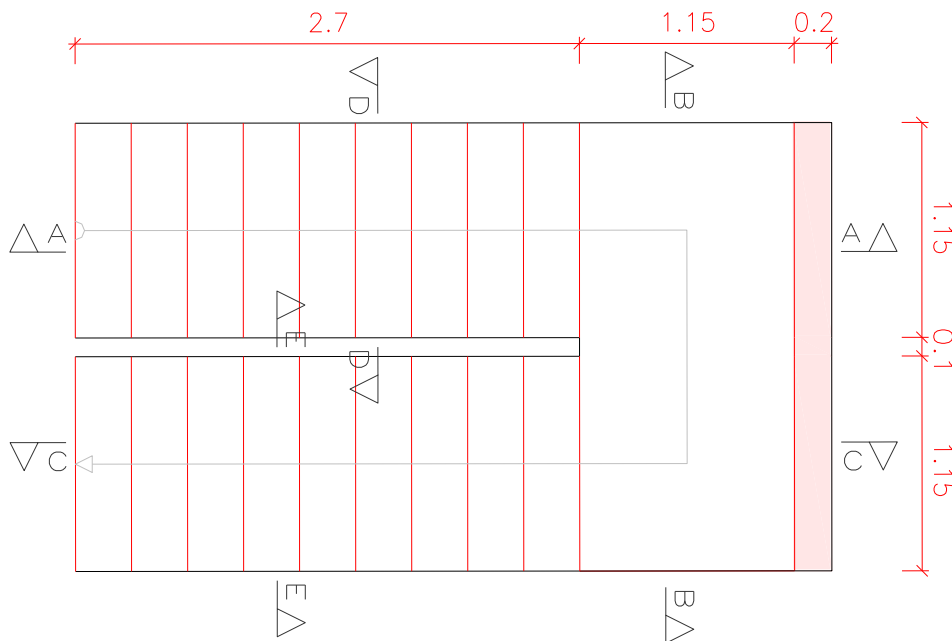


Figura 3.21 Vista en planta de la escalera.

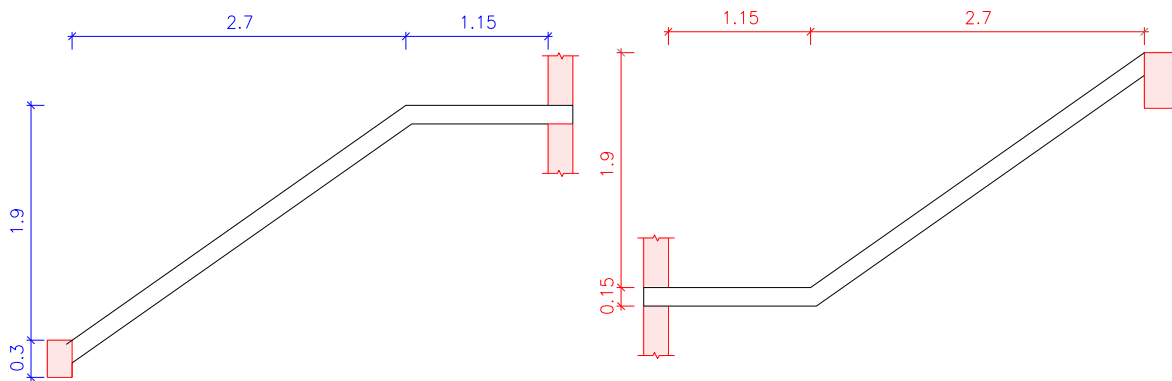


Figura 3.22 Características geométricas de la escalera.

Dado que, las características geométricas de la escalera de subida como la de bajada son simétricas, solo bastarán con verificar una de ellas y la otra tomara la misma disposición de la armadura. Por lo tanto solo se verificara la losa de subida.

Debido a su inclinación y poca luz éstas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando sólo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

#### Cargas sobre la losa de la rampla:

$$A_{rampla} = 1,15 * 2,7 = 3,105 \text{ m}^2$$

$$q_{rampla} = t * \gamma_{H^oA^o} * a = 0,15 * 2500 * 1,15 = 431,25 \text{ kg/m}$$

$$Vol_{escalón} = \frac{h * ch}{2} * a = \frac{0,30 * 0,211}{2} * 1,15 = 0,0364 \text{ m}^3.$$

$$Peso_{peldaño} = V_{escalón} * N^o_{peld} * \gamma_{H^oA^o} = 0,0364 * 2500 * 9 = 818,944 \text{ kg}$$

$$q_{peldaño} = \frac{Peso_{peldaño}}{A_{rampla}} * a = \frac{818,944}{3,105} * 1,15 = 303,313 \text{ kg/m}$$

$$q_{acabados} = 72 * 1,15 = 82,8 \text{ kg/m}$$

$$q_{barandillas} = 30 \text{ kg/m}$$

$$Carga Muerta total = q_{escalón} + q_{rampa} + q_{acabados} + q_{barandillas} = 1666,307 \text{ kg/m}$$

**Cargas sobre la losa de descanso:**

$$q_{descanso} = t * peso \text{ esp. } H^o * a = 0,15 * 2500 * 1,15 = 431,25 \text{ kg/m}$$

$$q_{acabados} = 72 * 1,15 = 82,8 \text{ kg/m}$$

$$Carga Muerta total = q_{descanso} + q_{acabados} = 514,05 \text{ kg/m}$$

**Sobrecarga.-** La sobrecarga de uso se determina mediante el tipo de edificación y se obtiene de tabla de la Nb-87 la cual es de  $400 \text{ kg/m}^2$

$$Sobrecarga = q_{sc} * a = 400 * 1,15 = 460 \text{ kg/m}$$

**Consideraciones para la disposición de la armadura en la escalera.-** Los momentos de empotramiento perfecto se presentan solo excepcionalmente, cuando la placa va unida a una pieza de gran rigidez.

Cuando el empotramiento es elástico en piezas de rigidez reducida (es decir, cuando las piezas que llegan al nudo tienen rigideces parejas y, por tanto, se tiene un nudo rígido ni apoyado ni empotrado), no es en general necesario tomar la envolvente de los esfuerzos correspondientes a los dos casos extremos de empotramiento y simple apoyo (salvo si se quiere evitar a toda costa la fisuración). Pueden tomarse, el momento de empotramiento y el de vano iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma de los proporcionados por el cálculo para el caso de empotramiento perfecto, lo cual resulta especialmente adecuado si el armado se hace con mallas electro soldadas. Si el empotramiento se realiza en una viga, se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos en la situación de servicio; pero al calcular las armaduras de vanos, en la situación de agotamiento, debe suponerse que la viga es un apoyo simple, ya que al fisurarse, disminuirá su rigidez torsional de forma decisiva.

Y para el cálculo de la armadura principal se calculará como en una viga. Transversalmente se dispondrá de una armadura de reparto, cuya cuantía no será inferior al 20% de la principal en los 3/5 centrales de la luz.

Aplicando estas consideraciones, la escalera puede ser diseñada como se indica a continuación:

a) **Para la armadura de vano.-** Supuesta como un apoyo simple y con las cargas ponderadas, se tiene que:

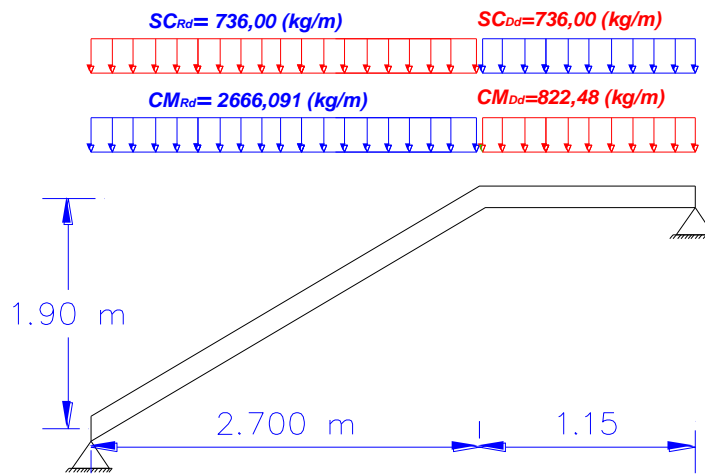


Figura 3.23 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura principal.

Que por razones de cálculo podrá considerarse como una losa plana:

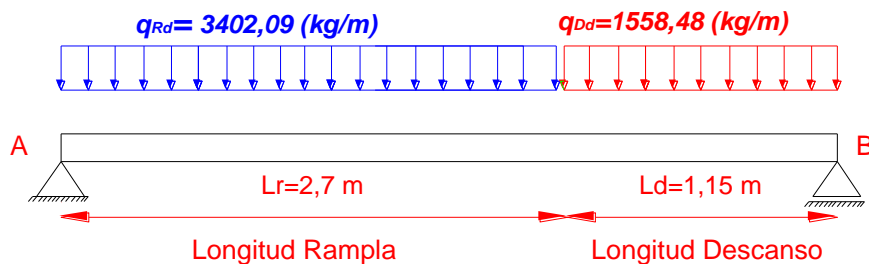


Figura 3.24 Como una losa plana, apoyo simple.

Resolviendo se tiene que:

$$\sum M = 0$$

$$R_B = \frac{\frac{(2666,091 + 736) * 2,7^2}{2} + (736 + 822,48) * 1,15 * (\frac{1,15}{2} + 2,7)}{2,7 + 1,15} = 4745,518 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A = (2666,091 + 736) * 2,7 + (736 + 822,48) * 1,15 - 4745,518 = 6232,377 \text{ kg}$$

$$x = \frac{R_A}{CM_{Rd} + SC_{Rd}} = \frac{6232,377}{2666,091 + 736} = 1,832 \text{ m}$$

$$M_{max}^+ = R_A * x - \frac{(CM_{Rd} + SC_{Rd}) * x^2}{2}$$

$$M_{max}^+ = 6232,377 * 1,832 - \frac{(2666,091 + 736) * 1,832^2}{2}$$

$$M_{max}^+ = 5708,627 \text{ kg} * \text{m}$$

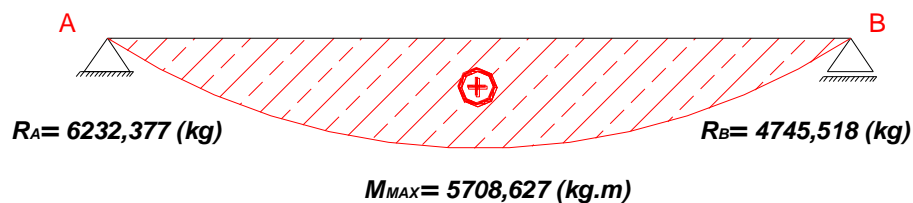


Figura 3.25 Diagrama de momentos de la escalera, como losa plana.

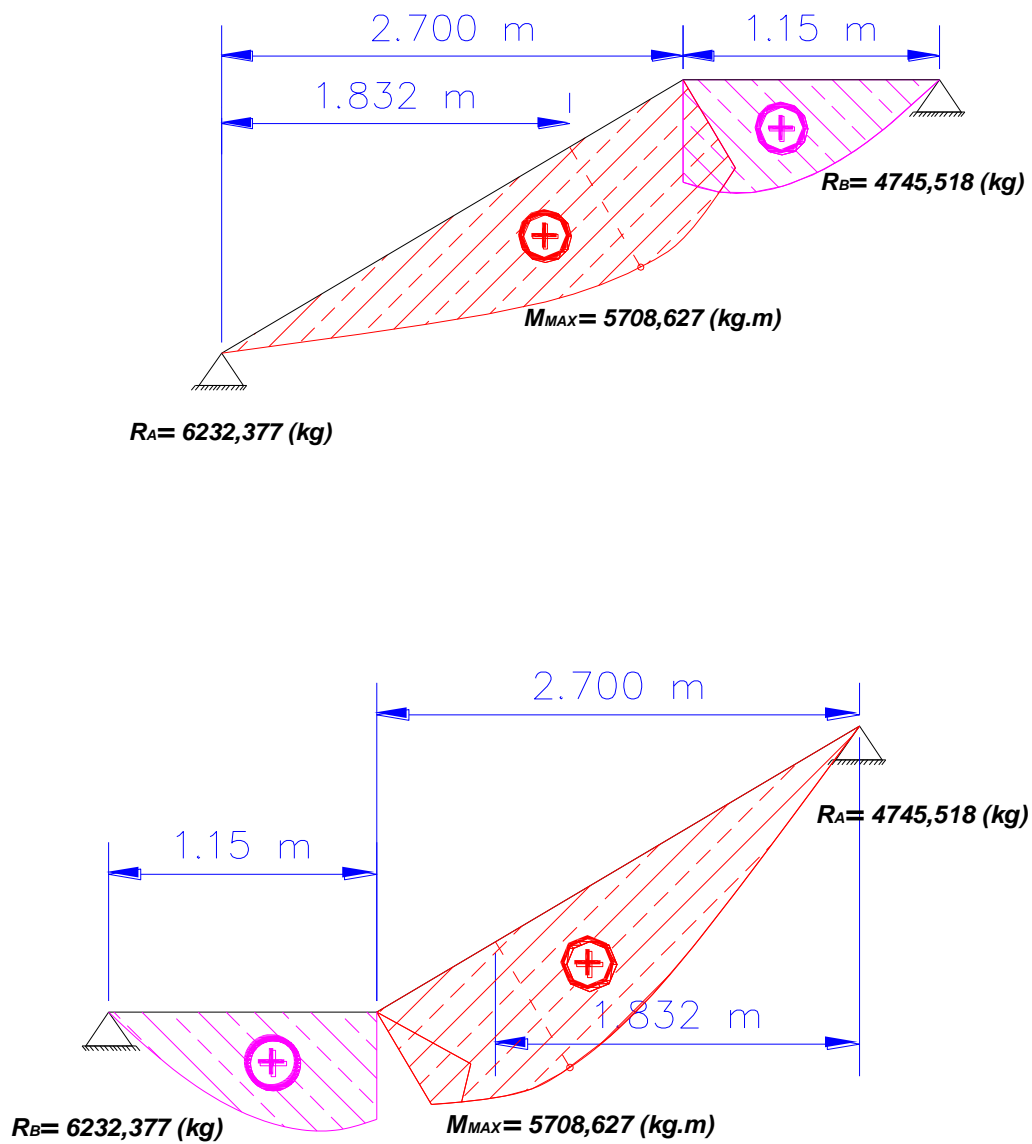


Figura 3.26 Diagrama de momentos de la escalera, esquema real.

- b) Para la armadura negativa.-** Supuesta como un apoyo empotrado y con las cargas de servicio:

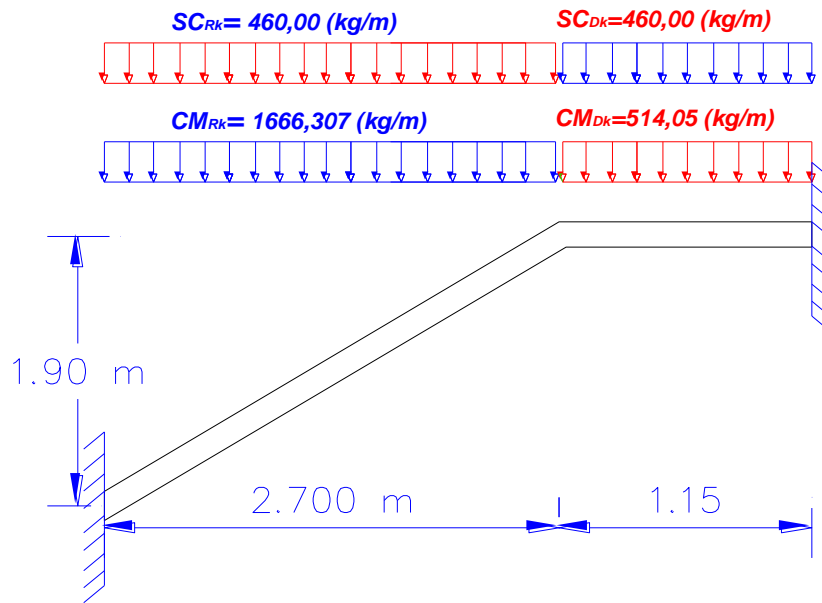


Figura 3.27 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura negativa.

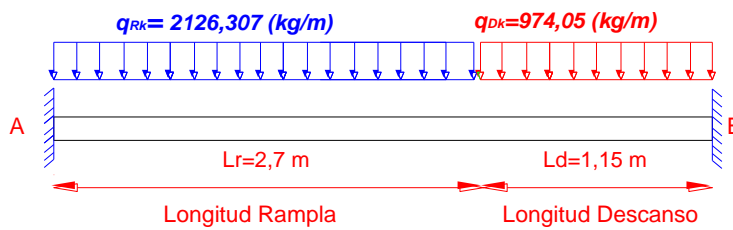
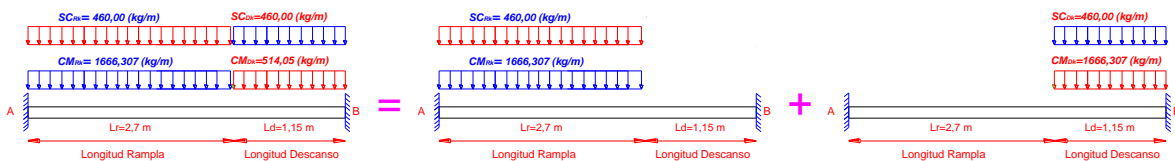


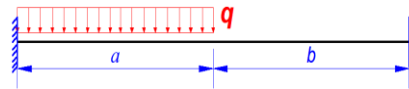
Figura 3.28 Como una losa plana, apoyo empotrado.

Resolviendo se tiene qué, por superposición:



Para el cálculo del momento flector se considerará una redistribución de momentos, bajo la consideración del grado de empotramiento ( $\varepsilon$ ), que nos relaciona los momentos positivos con los negativos, haciendo que este sea igual a la semisuma de los proporcionados por el cálculo para el caso de empotramiento perfecto, de este modo se tiene que:

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon^+ + \varepsilon^-}{2} = \frac{1/24 + 1/12}{2} = \frac{1}{16}$$



$$R_A = \frac{q * a}{2} * \left( 2 - \frac{a^2}{L^2} * \left( 2 - \frac{a}{L} \right) \right)$$

$$R_B = \frac{q * a^3}{2 * L^2} * \left( 2 - \frac{a}{L} \right)$$

$$M_A^E = \frac{q * a^2}{16} * \left( 6 - \frac{a}{L} * \left( 8 - 3 * \frac{a}{L} \right) \right)$$

$$M_B^E = -\frac{q * a^3}{16 * L} * \left( 4 - 3 * \frac{a}{L} \right)$$

Operando y reemplazando en las ecuaciones, se tiene:

$$R_A = 3992,570 \text{ kg}$$

$$R_B = 2868,616 \text{ kg}$$

$$M_A = 2508,696 \text{ kg * m}$$

$$M_B = 2133,964 \text{ kg * m}$$

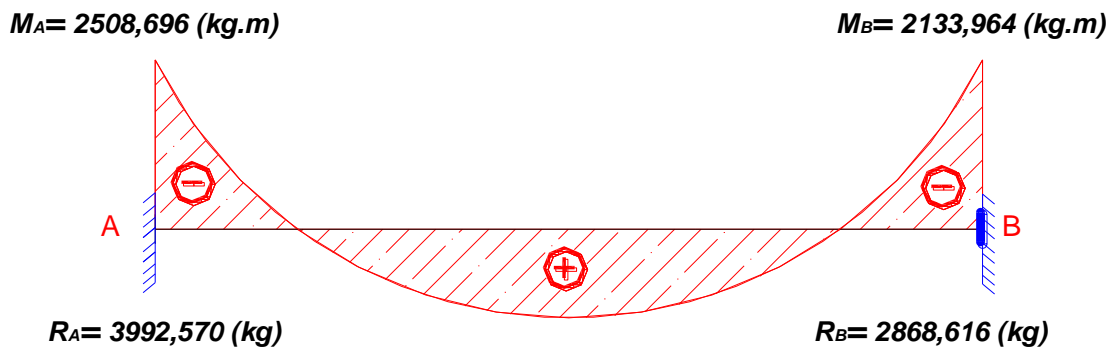


Figura 3.29 Diagrama de momentos de la escalera, como losa plana empotrada.

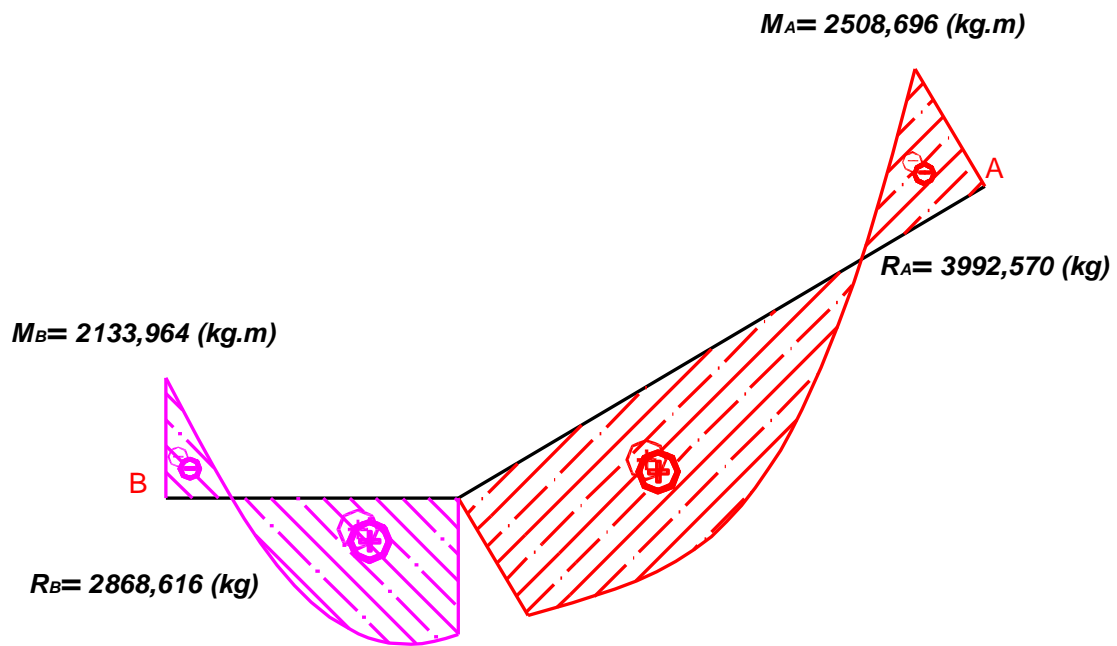
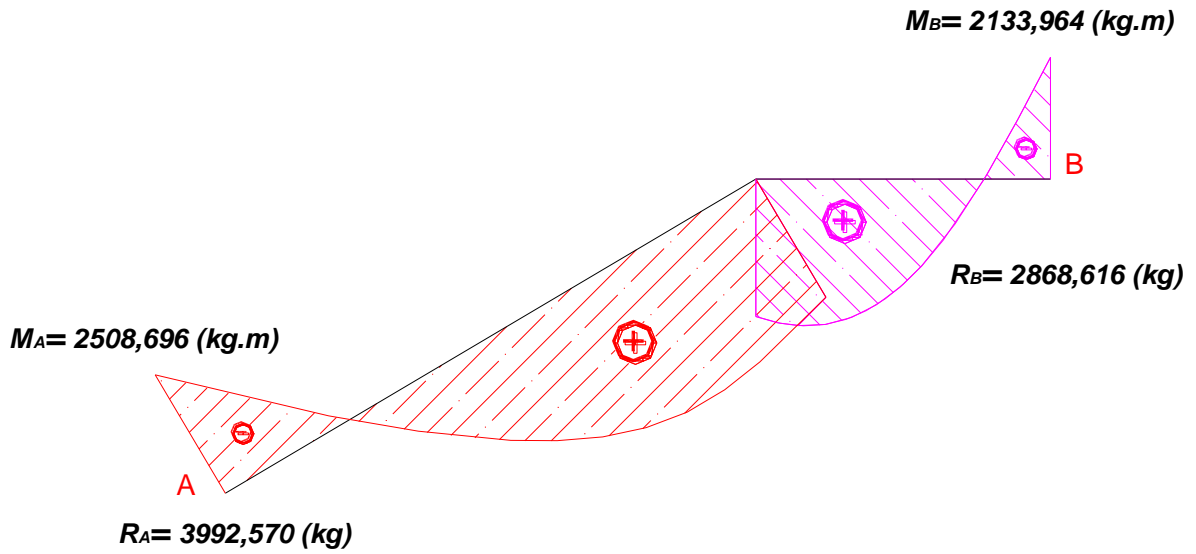


Figura 3.30 Diagrama de momentos de la escalera, caso de empotramiento.

Con todas las consideraciones antes mencionadas se procede a determinar la armadura de la escalera.

**Determinación de la armadura longitudinal positiva.-** Datos iniciales:

$M_d = 5708,627 \text{ kg} * \text{m}$	Momento de cálculo, en agotamiento.
$\omega_{min} = 0,0018$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,15 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,15 \text{ m}$	Espesor de la losa.
$r = 0,030 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,12 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,212$$

**Como:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción se entra con  $\mu_d = 0,212$  tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene  $\omega_s = 0,2497$ , y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 13,209 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ( $A_{s \text{ min}}$ ):

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} * b_w * h = 2,484 \text{ cm}^2$$

**Como:**  $A_s > A_{s \text{ min}}$  entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 13,209 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de  $\emptyset = 16 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s \phi 10} = 2,01 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 16}} = 6,572 = 7 \text{ barras}$$

Con un area total de:

$$A_s = 7 * 2,01 = 14,07 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$14,07 \text{ cm}^2 > 13,209 \text{ cm}^2 \quad \textit{Satisfactorio.}$$

**Por lo tanto se usarán: 7 Ø 16 mm c/20**

**Cálculo de la armadura longitudinal negativa.-** Datos iniciales:

$M_k = 2508,696 \text{ kg} * \text{m}$	Momento característico de diseño, en servicio.
$\omega_{min} = 0,0018$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,15 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,15 \text{ m}$	Espesor de losa perpendicularmente.
$r = 0,030 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,12 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} = 0,062$$

**Como:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción se entra con  $\mu_d = 0,062$  tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene  $\omega_s = 0,1166$ , la armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 3,449 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ( $A_{s\ min}$ ):

$$A_{s\ min} = \omega_{min} * b_w * h = 2,484\ cm^2$$

**Como:**  $A_s > A_{s\ min}$  entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 3,449\ cm^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de  $\emptyset = 8\ mm$  con un área de  $A_{s\ \emptyset 8} = 0,503\ cm^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ}\ de\ barras = \frac{A_s}{A_{s\ \emptyset 8}} = 6,86 = 7\ barras$$

Con un área total de:

$$A_s = 7 * 0,503\ cm^2 = 3,521\ cm^2$$

Dónde:

$$3,521\ cm^2 > 3,449\ cm^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

**Por lo tanto se utilizara: 7  $\emptyset$  8 mm c/20**

**Cálculo de la armadura de reparto.-** Esta cuantía no será inferior al 20% de la armadura principal, por lo que se tiene lo siguiente:

La armadura longitudinal principal positiva es:

$$A_s = 13,209\ cm^2$$

Considerando el 20% se tiene:

$$A_s = 0,20 * 13,209 = 2,642\ cm^2$$

Para el cálculo del número de barras por metro, se considerará un diametro de  $\emptyset = 8\ mm$  con un área de  $A_{s\ \emptyset 8} = 0,503\ cm^2$ , entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ}\ de\ barras = \frac{A_s}{A_{s\ \emptyset 8}} = 6\ barras$$

Con un área total de:

$$A_s = 6 * 0,503\ cm^2 = 3,018\ cm^2$$

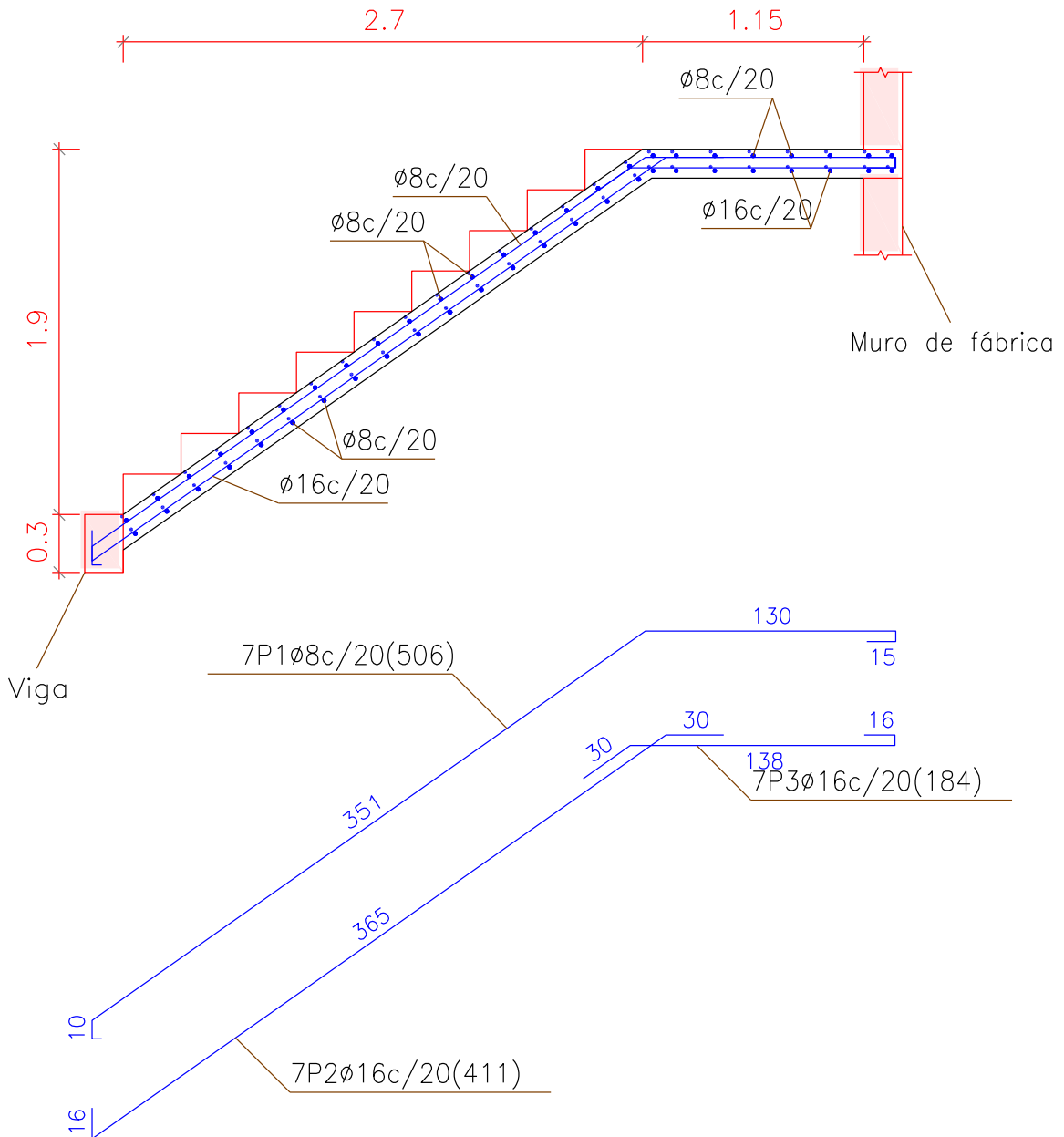
Dónde:

**$3,018 \text{ cm}^2 > 2,642 \text{ cm}^2$  Satisfactorio.**

**Por lo tanto se utilizara: 6  $\phi$  8 mm c/20**

**Representación gráfica de la disposición de armaduras para la escalera:**

Sección A-A



Sección C-C

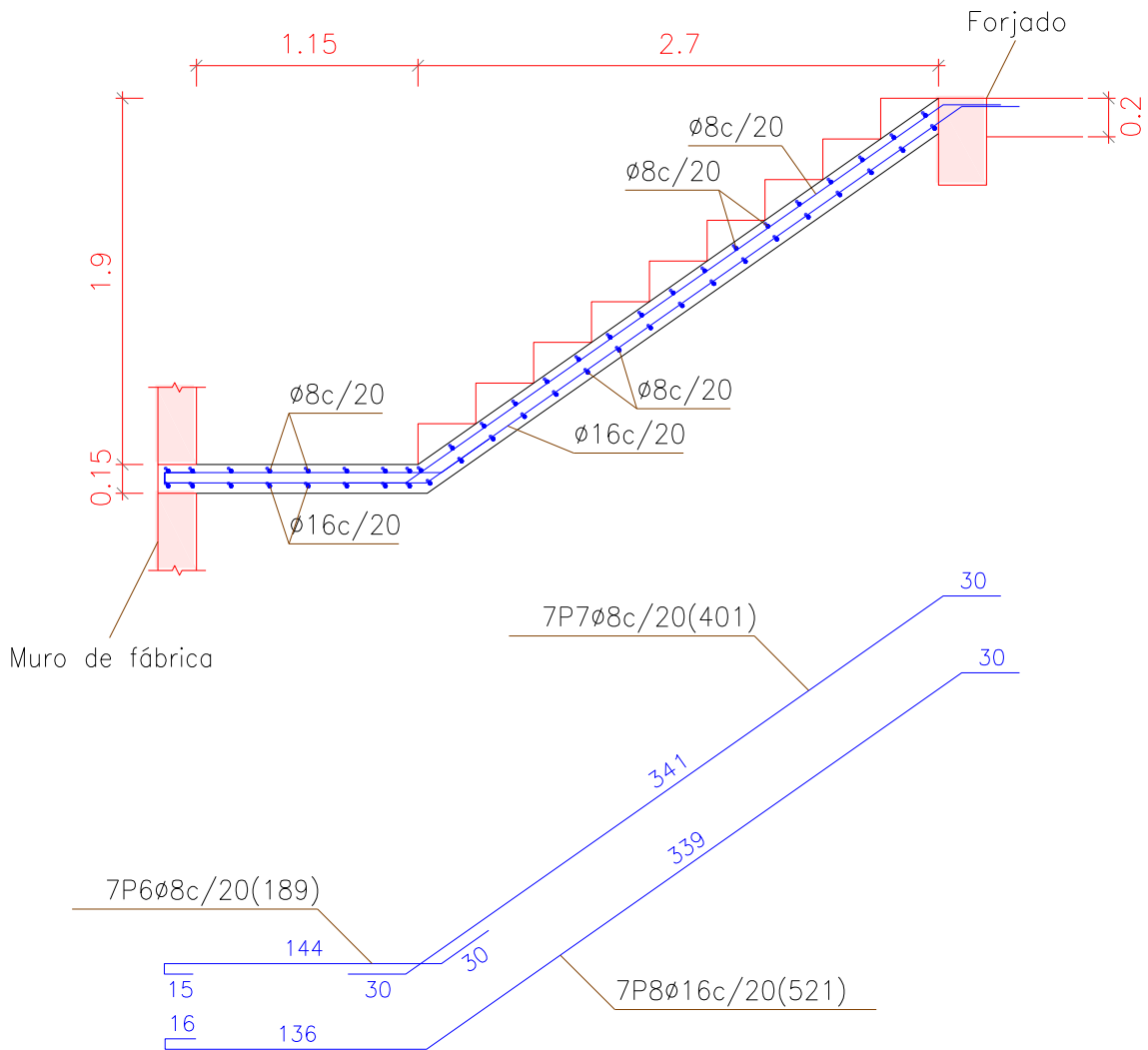


Figura 3.31 Representación gráfica de la escalera.

**3.7.2.6 Diseño de la losa alivianada.-** La verificación se lo realizará en aquella losa correspondiente al Portico N°26 y Portico N°28 (Véase Figura 3.60).

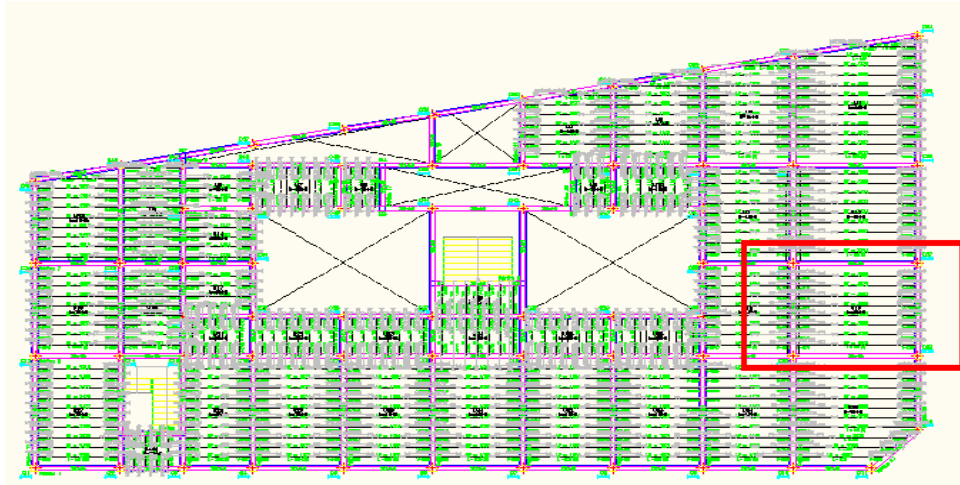


Figura 3.32 Vista en planta de la disposición de viguetas.

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas pretensadas.
- Complemento aligerante de Plastoform.
- Losa superior de hormigón.



Figura 3.33 Losa alivianada.

- **Hormigón.-** La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 kg/cm<sup>2</sup> para el concreto presforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 200 a 250 kg/cm<sup>2</sup> aproximadamente.

Adoptándose las siguientes resistencias características:

$$f'_{cp} = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Hormigón pretensado.}$$

$$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Hormigón armado.}$$

- **Acero.-** El acero de alta resistencia debe ser capaz de producir preesfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto presforzado.

La tensión de rotura última del acero pretensado (Según la guía de productos: CONCRETEC), es:

$$f_{p\max k} = 18000 \text{ kg/cm}^2$$

Límite elástico característico del acero:

$$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- **Luz de cálculo.-** La luz de cálculo de cada tramo de forjado se medirá, entre ejes de los elementos de apoyo.

Las viguetas se dispondrán enfrentadas entre sí y apoyadas en un mínimo de 5 cm.

$$L = 4,3 \text{ m Luz de cálculo para las viguetas pretensadas.}$$

### Propiedades geométricas de los materiales:

- **Dimensiones del plastroform.-** 15x46x100 (Según la guía de productos: CONCRETEC).

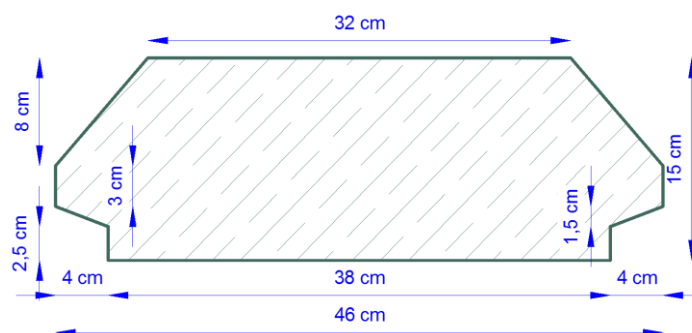


Figura 3.34 Características geométricas del Plastroform.

- **Dimensiones de la vigueta pretensada.-** (Según la guía de productos: CONCRETEC).

**Armadura:** Variable en función de: Cargas actuantes, espesor de la losa, longitud de viguetas y complementos.

**Altura:** 12 cm

**Ancho:** 12 cm

- **Losa superior de hormigón armado.-** Elemento formado por hormigón vertido en obra y armaduras, destinado a repartir las distintas cargas aplicadas sobre el forjado. El espesor mínimo  $h_0$  (Véase Figura 3.63) de la losa superior hormigonada en obra, con pieza aligerante, no deberá ser menor a 50 mm, además cumplirá la siguiente condición:

$$h_0 \geq a/6 \geq 2\text{ cm}$$

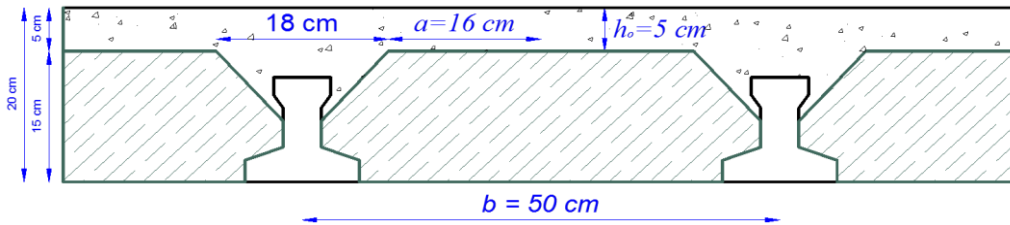


Figura 3.35 Espesor mínimo de la carpeta de hormigón.

$$h_0 \geq 16/6 = 2,667\text{ cm}$$

Finalmente se toma una altura mínima de:  $h_0 = 50\text{ mm}$

- **Cálculo del ancho efectivo ( $b_e$ ).**- En ausencia de una determinación más precisa, se puede asumir que es igual al caso de vigas en T que supone, para las comprobaciones

a nivel de sección, que las secciones normales se distribuyen uniformemente en un cierto ancho reducido de las alas llamado ancho efectivo  $b_e$ .<sup>(10)</sup>

De forma aproximada puede suponerse que, en la cabeza de compresión, el ancho efectivo del ala es igual al ancho del nervio más un quinto de la distancia entre puntos de momento nulo, sin sobrepasar la anchura real del ala, de este modo se tiene que:

$$b_e = b_o + \frac{1}{5} * l_o \leq b$$

$b_e$ : Ancho efectivo (cm).

$b_o = 4 \text{ cm}$  Ancho del nervio de la vigueta pretensada.

$l_o = 4,3 \text{ m}$  Luz entre puntos de momentos nulos.

$b = 50 \text{ cm}$  Separación real entre viguetas.

$$b_e = 4 + 1/5 * 430 = 90,00 \text{ cm}$$

Como en ningún caso el ancho efectivo será mayor que la separación real entre viguetas, entonces se tiene que:

$$b_e = 50,00 \text{ cm}$$

- **Cálculo de la relación modular ó coeficiente de equivalencia.**- Los esfuerzos elásticos en una viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigideces de los concretos. Esta diferencia se puede tomar en cuenta en los cálculos usando el concepto de la sección transformada, mediante el cual el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto precolado de más alta calidad. Si se desea transformar del hormigón armado al hormigón pretensado:

$$f_c = \frac{E_c}{E_{cp}} * f_{cp} \quad \rightarrow \quad f_c = n * f_{cp}$$

$f_c; E_c$ : Esfuerzo, modulo de deformación del hormigón armado respectivamente.

$f_{cp}; E_{cp}$ : Esfuerzo, modulo de deformación del hormigón pretensado respectivamente.

---

<sup>(10)</sup> Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-1998: Notación, Secretaria General Técnica del Ministerio de Fomento, Madrid, 1998. Apartado 18.2.1.

$n$ : Relación modular de los concretos, donde el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto precolado de más alta calidad.

$$n = \frac{E_c}{E_{cp}} = \frac{19000 * \sqrt{f_{ck}}}{19000 * \sqrt{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{210}{350}} = 0,775$$

- **Cálculo de las características geométricas:**

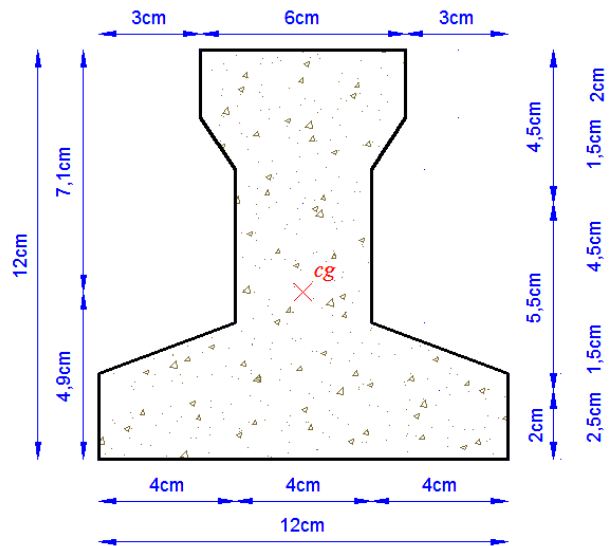


Figura 3.36 Características geométricas de la viga pretensada.

$A_c = 79,50 \text{ cm}^2$	Área de la sección transversal de la viga.
$C_1 = 7,104 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 4,896 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 1115,456 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje $x$ .

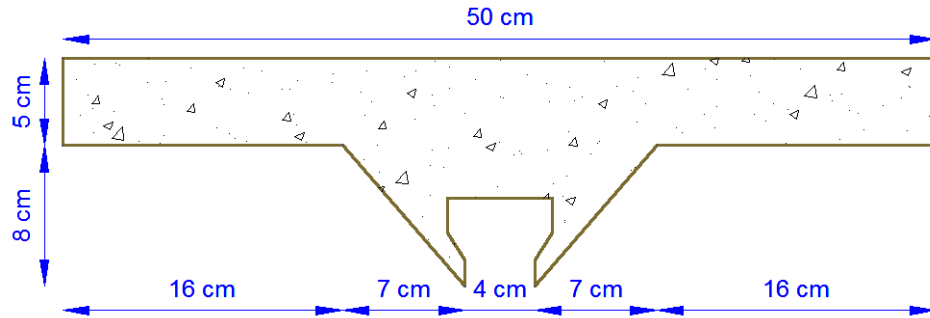


Figura 3.37 Características geométricas de la carpeta de hormigón in situ.

$A_c = 312,50 \text{ cm}^2$	Área de la carpeta de hormigón.
$C_1 = 10,456 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 9,542 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 1862,591 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje $x$ .

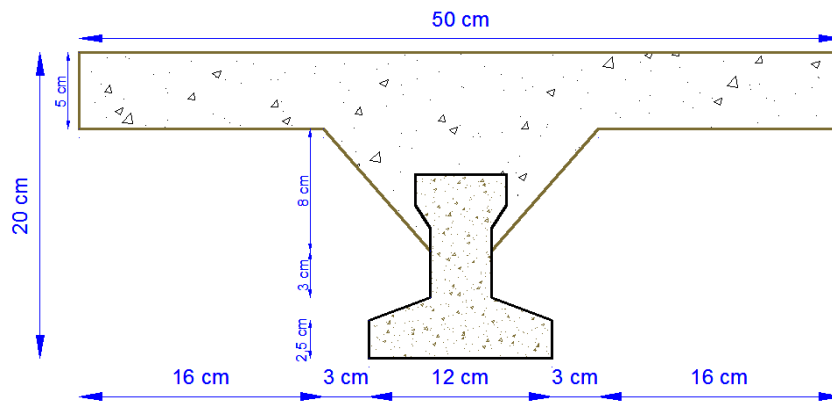


Figura 3.38 Características geométricas de la sección compuesta de la losa.

$A_c = 392,00 \text{ cm}^2$	Área de la sección compuesta.
$C_1 = 5,820 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 14,180 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 11573,677 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje $x$ .

- **Aplicando el coeficiente modular se tienen las siguientes características.-**  
Haciéndose que las secciones tomen la forma de una sección en T:

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

**a) Para la vigueta pretensada:**

$I_{xc} f_{cp}=350 \text{ kg/cm}^2 = 1115,456 \text{ cm}^4$  Momento de inercia de la vigueta.

$h = 12 \text{ cm}$  Altura considerada para la vigueta.

$n = 1/0,775 = 1.290$  Coeficiente modular.

$$I_{e \text{ vigueta}} f_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2 = I_{xc} * n = 1439,298 \text{ cm}^4$$

Operando en la ecuación para secciones rectangulares se tiene que:

$$b_{tr \text{ vigueta}} f_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2 = 9,995 \text{ cm}$$

$$b_{tr \text{ vigueta}} f_{cp}=350 \text{ kg/cm}^2 = 7,746 \text{ cm}$$

**b) Para la carpeta de hormigón colado in situ:**

$I_{xc} f_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2 = 1862,591 \text{ cm}^4$  Momento de inercia con respecto del eje x.

$h = 8 \text{ cm}$  Altura considerada para que la losa mantenga los 20 cm de espesor.

$n = 0,775$  Coeficiente modular.

$$I_{e \text{ H}^{\circ}A^{\circ}} f_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2 = I_{xc} f_{ck}=210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * n = 1443,508 \text{ cm}^4$$

Para una sección rectangular se tiene que:

$$b_{tr \text{ carpeta}} f_{cp}=350 \text{ kg/cm}^2 = 1443,508 * 12/8^3 = 33,832 \text{ cm}$$

$$b_{tr \text{ carpeta}} f_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2 = 1862,591 * 12/8^3 = 43,655 \text{ cm}$$

**c) Finalmente la sección homogeneizada queda de la siguiente manera:**

**Toda la sección con una resistencia de  $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ .**

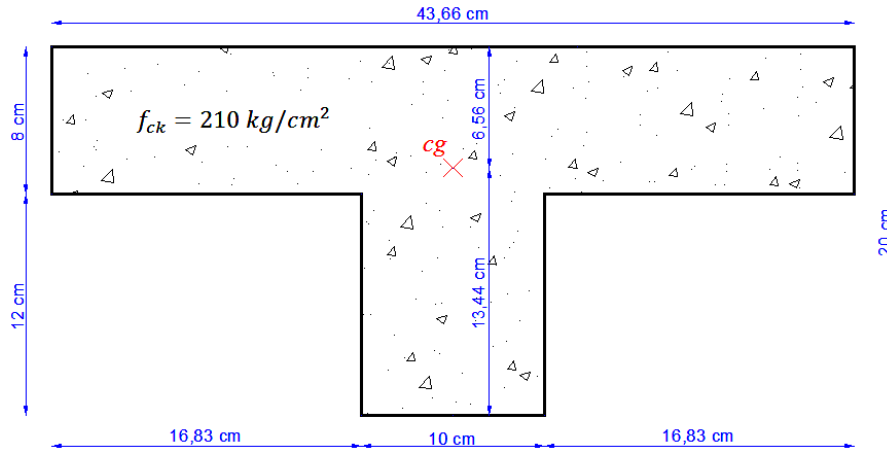


Figura 3.39 Características geométricas de la sección homogeneizada.

$A_c = 469,280 \text{ cm}^2$  Área de la sección compuesta homogeneizada.

$C_1 = 6,557 \text{ cm}$  Brazo mecánico superior.

$C_2 = 13,443 \text{ cm}$  Brazo mecánico inferior.

$I_{xc} = 12234,296 \text{ cm}^4$  Momento de inercia con respecto del eje x.

**Toda la sección con una resistencia de  $f_{cp} = 350 \text{ kg/cm}^2$ .**

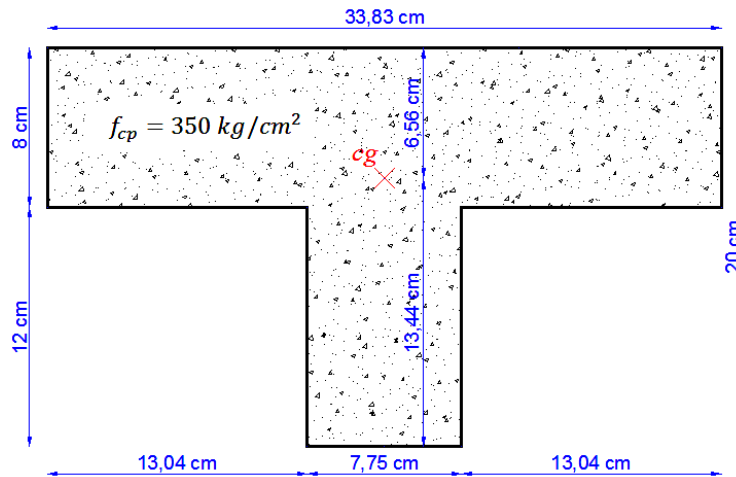


Figura 3.40 Características geométricas de la sección homogeneizada.

$A_c = 363.64 \text{ cm}^2$  Área de la sección compuesta homogeneizada.

$C_1 = 6,557 \text{ cm}$  Brazo mecánico superior.

$C_2 = 13,443 \text{ cm}$  Brazo mecánico inferior.

$$I_{xc} = 9480,962 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia con respecto del eje } x.$$

- **Acciones de cargas considerada sobre la losa alivianada.-** Resumen de cargas consideradas sobre la losa alivianada (del Apartado 3.7.1 del presente proyecto):

$$P_{\text{Carga por entrepiso}} = 72 \text{ kg/m}^2$$

$$PP_{\text{Peso propio de la losa}} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$SC_{\text{Sobrecarga viva}} = 400 \text{ kg/m}^2$$

Luz de cálculo de las viguetas pretensadas:  $L = 4,30 \text{ m}$

Separación entre viguetas:  $b = 0,50 \text{ m}$

Cargas distribuidas linealmente sobre las viguetas:

$$\text{Carga muerta: } CM = (250 + 72) * 0,50 = 161,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga viva: } SC = 400 * 0,50 = 200,000 \text{ kg/m}$$

La carga característica total sobre la vigueta es:

$$q_k = 161,00 + 200,000 = 361,00 \text{ kg/m} \quad \text{Cargas de servicio.}$$

$$q_d = 1,6 * 361,00 = 577,60 \text{ kg/m} \quad \text{Cargas ponderadas.}$$

- **Verificación de la vigueta pretensada.-** Pretensar el hormigón consiste en aplicar una fuerza tal que se produzca en la misma unas tensiones contrarias a las que luego, en servicio, producirán las cargas exteriores. De ahí la palabra pretensado, que significa tensión previa a la puesta de servicio.

La existencia de la fuerza de pretensado obliga a realizar en la pieza de hormigón pretensado algunas comprobaciones tensionales, fundamentalmente en dos instantes: Uno, en el de aplicación de la fuerza de pretensado. Otro en el estado de servicio de las piezas. Esta es una diferencia importante respecto a las piezas de hormigón armado.

Como resultado de ello, el predimensionamiento de la sección debe tener en cuenta tanto estas condiciones tensionales como las de cumplimiento de los estados límites.

**Limitación de la fuerza de pretensado inicial.-** De acuerdo a la EHE, la fuerza de pretensado inicial,  $P_0$ , ha de proporcionar en las armaduras activas una tensión no superior al menor de los límites siguientes:

$$0,75 * f_{p \max k}$$

$$0,90 * f_{pk}$$

$f_{p \max k} = 18000,00 \text{ kg/cm}^2$  Carga unitaria máxima de rotura ó tensión de rotura ultima del acero de pretensado, obtenida de la Guía Técnica de CONCRETEC.

$f_{pk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ : Limite elástico característico del acero.

$$0,75 * f_{p \max k} = 0,75 * 18000 = 13500,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,90 * f_{pk} = 0,90 * 4200 = 3780,00 \text{ kg/cm}^2$$

Por la tanto se considera un esfuerzo permisible de tensión en el acero de presfuerzo, cuando se aplique la fuerza del gato, de:

$$f_{ps} = 13500,00 \text{ kg/cm}^2$$

**Resistencia a compresión del hormigón a los 7 días.-** Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o en el momento de aplicar la fuerza a los tendones, a los 7 días de edad el hormigón tendrá una resistencia del 80% de la prevista a los 28 días:

$$f'_{ci} = 0,80 * 350 = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

**Calculo del momento máximo que deberá resistir la losa alivianada.-** Las viguetas serán calculadas como elementos simplemente apoyados:

$$q = 361,00 \text{ kg/m}$$

Cargas de servicio.

$$L = 4,30 \text{ m}$$

Luz de cálculo para las viguetas pretensadas.

Resolviendo se tiene que:

$$R_A = 776,15 \text{ kg}$$

$$R_B = 776,15 \text{ kg}$$

$$M_d^{(+)} = 83436,125 \text{ kg} * \text{cm}$$

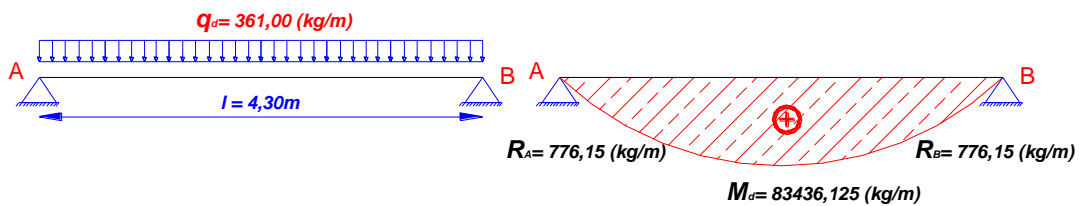


Figura 3.41 Momentos máximos positivo en el centro luz de la vigueta.

**Inecuaciones básicas para el cálculo de los esfuerzos elásticos a flexión en vigas no agrietadas.**- Siempre que la viga permanezca sin agrietarse y que tanto el concreto como el acero sean esforzados dentro del límite elástico, los esfuerzos en el concreto pueden hallarse usando conocidas ecuaciones de la mecánica, basados en el comportamiento elástico. En la práctica actual, estas condiciones se cumplen a menudo hasta el nivel de las cargas de servicio.

Todos los efectos producidos en la estructura se deben analizar mediante el siguiente gráfico el cual muestra el comportamiento de la estructura a lo largo del tiempo.

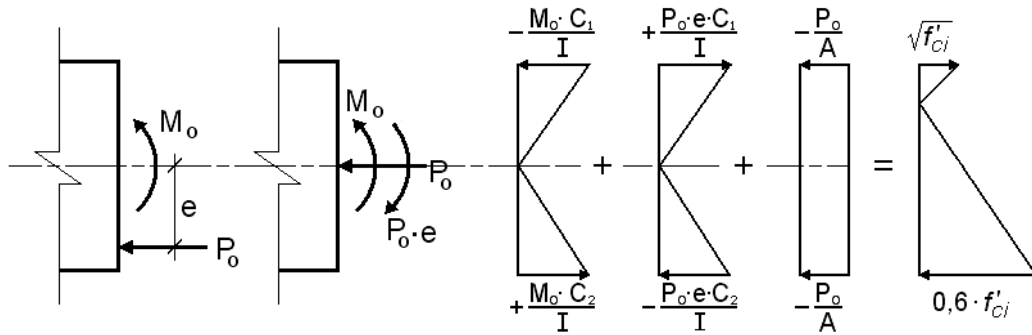


Figura 3.42 Esfuerzos elásticos en una viga presforzada sin agrietar.

El procedimiento adoptado para el diseño del elemento, es el basado en la aproximación de esfuerzos, tan cerca como sea posible, de los esfuerzos límites, bajo los estados de carga que controlan el diseño.

Las tensiones en las fibras superior e inferior de la viga serán calculadas mediante las siguientes inequaciones de condición, donde los esfuerzos de compresión son de signo negativo:

$$t = 0$$

$$f_{10} = -\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{(\alpha * P_0 * e_0) * C_{10}}{I_0} - \frac{\alpha * P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$f_{20} = \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{(\alpha * P_0 * e_0) * C_{20}}{I_0} - \frac{\alpha * P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$

$$t = \infty$$

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\beta * P_0 * e_\infty) * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\beta * P_0}{A_\infty} \geq f_{cf}$$

$$f_{2\infty} = \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\beta * P_0 * e_\infty) * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\beta * P_0}{A_\infty} \leq f_{tf}$$

Dónde:

$M_0$ : Momento debido a peso propio de la vigueta (estado inicial) ( $kg * cm$ ).

$M_T$ : Momento debido a la totalidad de las cargas ( $kg * cm$ ).

$C_1$ : Brazo mecánico superior ( $cm$ ).

- $C_2$ : Brazo mecánico inferior ( $cm$ ).
- $I_c$ : Momento de inercia en la sección con respecto al eje que pasa por el centro de gravedad de la sección  $cg$ , ( $cm^4$ ).
- $A_c$ : Área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante ( $cm^2$ ).
- $P_0$ : Fuerza de pretensado inicial ( $kg$ ).
- $e$ : Excentricidad máxima de los cables de pretensado con respecto al  $cg$  ( $cm$ ).
- $\alpha$ : Factor de pérdidas que reduce la fuerza de pretensado a corto plazo.
- $\beta$ : Factor de pérdidas que reduce la fuerza de pretensado a largo plazo.
- $f_{ti}$ : Esfuerzo de tensión permisible inmediatamente después de la transferencia ( $kg/cm^2$ ).
- $f_{ci}$ : Esfuerzo de compresión permisible inmediatamente después de la transferencia.
- $f_{cf}$ : Esfuerzo de compresión permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas.
- $f_{tf}$ : Esfuerzo de tensión permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas ( $kg/cm^2$ ).
- $f'_c$ : Resistencia a la compresión especificada del hormigón a utilizar en el diseño ( $kg/cm^2$ ).
- $f'_{ci}$ : Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o pretensada ( $kg/cm^2$ ).

En general estas ecuaciones generan un polígono solución de la fuerza de pretensado, la misma que deberá satisfacer las cuatro inecuaciones antes mencionadas.

**Esfuerzos permisibles del hormigón.-** La normativa norteamericana ACI, muy distinta a la europea en este tema en concreto, es del máximo interés al estar basado en una intensa experimentación y en una larga experiencia de uso. Las limitaciones sugeridas son:

$$f_{ti} = 0,8 * \sqrt{f'_{ci}} = 0,8 * \sqrt{280} = 13,387 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ci} = -0,6 * f'_{ci} = 0,6 * 280 = -168,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cf} = -0,45 * f'_c = -0,45 * 350 = -157,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{tf} = 1,6 * \sqrt{f'_c} = 1,6 * \sqrt{350} = 29,933 \text{ kg/cm}^2$$

**Consideraciones de las inecuaciones de condición:**

- Se define una sección de la viga (Verse figura 3.64; según guía de productos CONCRETEC) y con el hormigón colado in situ la sección compuesta (Verse figura 3.66), para luego determinan sus características geométricas.
- Se asume inicialmente la cantidad de armadura a usar, y de esta se comienza a realizar un proceso iterativo hasta hallar la sección optima y la fuerza de pretensado. Determinándose de este modo la siguiente sección:

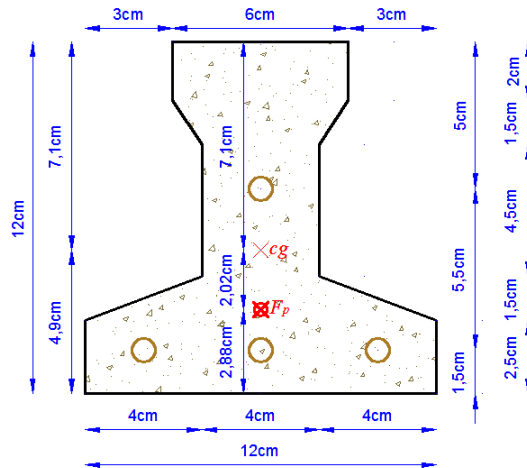


Figura 3.43 Punto de aplicación de la fuerza de pretensado ( $F_p$ ) con respecto al cg.

$$y_{cp} = \frac{\sum A_i * d}{\sum A_i} = \frac{0,126 * 3 * 1,5 + 0,126 * (1,5 + 5,5)}{0,126 * 4}$$

$$y_{cp} = 2,875 \text{ cm}$$

- El momento  $M_0$  provocado por el peso propio de la viga:

$$\gamma_{H^oA^o} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$A_{vigueta} = 79,50 \text{ cm}^2$$

$$q = \gamma_{H^oA^o} * A_{vigueta} = 0,199 \text{ kg/cm}$$

$$l = 430 \text{ cm}$$

$$M_0 = q * l^2 / 8 = 4599,388 \text{ kg} * \text{cm}$$

- El momento para el cual se diseñan las viguetas, una vez puesta en servicio es:

$$M_d = 83436,125 \text{ kg} * \text{cm} \text{ Incluye el peso propio del elemento (Figura 3.69).}$$

**1) Verificación de las inecuaciones de condición cuando solo actúan las tensiones producidas por el peso propio y la fuerza de pretensado:**

Propiedades geométricas de la vigueta pretensada (Figura 3.71):

$A_c = 79,50 \text{ cm}^2$	Área de la sección transversal de la vigueta.
$C_1 = 7,104 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 4,896 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 1115,456 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje x.
$\alpha = 0,95$	Factor de pérdidas que reduce la fuerza de pretensado a corto plazo.
$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del H°P° a los 28 días.
$e_0 = 4,896 - 2,875 = 2,021 \text{ cm}$	Excentricidad desde el eje neutro de la vigueta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o en el momento de aplicar la fuerza a los tendones, a los 7 días de edad:

$$f'_{ci} = 0,80 * 350 = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

**Realizando operación y reemplazando en las inecuaciones se tiene que:**

$$t = 0$$

$$P_0 \leq \frac{1}{\alpha} * \left( \frac{I_0 * A_0}{A_0 * e_0 * C_{10} - I_0} \right) * \left( 0,8 * \sqrt{f'_{ci}} + \frac{M_0 * C_{10}}{I_0} \right) \quad I$$

$$P_0 \leq 152904,92 \text{ kg} \quad I$$

$$P_0 \leq \frac{1}{\alpha} * \left( \frac{I_0 * A_0}{A_0 * e_0 * C_{20} + I_0} \right) * \left( 0,6 * f'_{ci} + \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} \right) \quad II$$

$$P_0 \leq 9233,592 \text{ kg} \quad II$$

Cumpléndose que:

$$f_{10} = f_{ti} \quad 13,386 = 13,386 \quad \text{Satisfactorio.}$$

$$f_{20} = f_{ci} \quad 168,00 \leq 168,00 \quad \text{Satisfactorio.}$$

## 2) Verificación de las incuaciones en la situación de servicio:

Propiedades geométricas de la sección compuesta homogeneizada (Verse Figura 3.68):

$A_c = 363.64 \text{ cm}^2$	Área de la sección compuesta homogeneizada.
$C_1 = 6,557 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 13,443 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 9480,962 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje $x$ .
$h_f = 8,00 \text{ cm}$	Altura de la carpeta de compresión.
$\beta = 0,85$	Factor de pérdidas a largo plazo.
$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica de compresión a los 28 días.
$e_\infty = 13,443 - 2,875 = 10,568 \text{ cm}$	Excentricidad desde el eje neutro de la sección compuesta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

Reemplazando y realizando operación en las incuaciones de la etapa de tiempo infinito, se tiene que:

$$t = \infty$$

$$P_0 \geq \left( \frac{I_\infty * A_\infty}{\beta * (A_\infty * e_\infty * C_{1\infty} - I_\infty)} \right) * \left( \frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} - 0,45 * f'_c \right) \quad III$$

$$P_0 \geq -27816,319 \text{ kg} \quad \text{III}$$

$$P_0 \geq \left( \frac{I_\infty * A_\infty}{\beta * (A_\infty * e_\infty * C_{2\infty} + I_\infty)} \right) * \left( \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - 1,6 * \sqrt{f'_c} \right) \quad \text{IV}$$

$$P_0 \geq 4775,384 \text{ kg} \quad \text{IV}$$

Cumpléndose que:

$$f_{1\infty} = f_{cf} \quad -157,50 \geq -157,50$$

$$f_{2\infty} = f_{tf} \quad 29,93 \leq 29,93$$

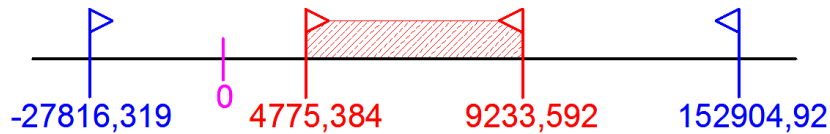
3) **Dando el siguiente conjunto solución para la fuerza de pretensado:**

$$P_{0I} \leq 152904,92 \text{ kg}$$

$$P_{0II} \leq 9233,592 \text{ kg}$$

$$P_{0III} \geq -27816,319 \text{ kg}$$

$$P_{0IV} \geq 4775,384 \text{ kg}$$



4) **Verificación de la fuerza de pretensado.-** Se verificara la fuerza de pretensado inicial:

$$P_o = f_{ps} * A_{ps}$$

$$f_{pu} = 18000,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ps} = 0,75 * f_{pu} = 0,75 * 18000,00 = 13500,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ps} (\phi 4 \text{ mm}) = 0,126 \text{ cm}^2$$

$$n_{\phi 4 \text{ mm}} = 4 \quad \text{Numero de cables a usar de } \phi 4 \text{ mm.}$$

$$A_{ps} = A_{ps} (\phi 4 \text{ mm}) * n_{\phi 4 \text{ mm}} = 0,504 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 13500,00 * 0,504 = 6804,00 \text{ kg}$$

Por lo tanto se verifica que la fuerza de pretensado está dentro del conjunto solución:

$$P_{oIV} \leq P_o \leq P_{oI}$$

$$4775,384 \leq 6804,00 \leq 9233,592 \text{ Satisfactorio.}$$

5) **Verificación de la armadura.-** Bajo el mismo análisis que se realiza para secciones en T sometidas a flexión simple (Verse Figura 3,68).

$$I) \quad 0 = 0,85 * f'_{ci} * b_e * y - A_s * f_{ps}$$

$$II) \quad M_d = 0,85 * f'_{ci} * b_e * y * (d - 0,5 * y)$$

La segunda es una ecuación de segundo grado en  $y$ , que permite obtener la profundidad de la fibra neutra, tras lo cual la primera nos permite calcular la armadura.

$$M_d = 71879,875 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$f'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pu} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ps} = 0,75 * f_{pu} = 13500,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 20 - 2,875 = 17,125 \text{ cm}$$

$$b_e = 33,83 \text{ cm}$$

$$71879,875 = 0,85 * 280 * 33,83 * y * (17,125 - 0,5 * y)$$

$$y_1 = 0,529 \text{ cm} \quad y_2 = 33,721 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque de compresión es:

$$y = 0,529 \text{ cm}$$

Operando en la primera ecuación se tiene que:

$$0 = 0,85 * 280 * 33,83 * 0,529 - A_s * 13500,00$$

$$A_s = 0,316 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tiene que:

$$A_{ps} > A_s \quad 0,504 > 0,316 \quad \textit{Satisfactorio.}$$

- 6) **Cálculo del momento flector último.-** Una expresión que da una buena aproximación en piezas pretensadas para la estimación del momento flector último es la siguiente:

$$M_u = 0,90 * d * A_p * f_{ps}$$

$M_u$ : Momento flector último de agotamiento de la pieza en flexión.

$d = 17,125 \text{ cm}$  Distancia de la fibra superior al centro de gravedad de la armadura.

$A_p = 0,504 \text{ cm}^2$  Área de la armadura de pretensado.

$f_{ps} = 13500,00 \text{ kg/cm}^2$  Tensión del acero de pretensado.

$$M_u = 0,90 * 17,125 * 0,504 * 13500 = 104866,65 \text{ kg} * \text{cm}$$

Dónde:

$$M_u > M_d$$

$$104866,65 > 83436,125 \quad \textit{Satisfactorio.}$$

- 7) **Cálculo de las pérdidas de la fuerza de pretensado.-** Se las calcula con la finalidad de concluir con que las consideraciones hechas anteriormente sobre las

perdidas hayan sido las correctas. Se calculan las pérdidas instantáneas y diferidas.<sup>(11)</sup>

La fuerza de pretensado, tras la transferencia, será igual a la inicial menos la suma de las pérdidas originadas por:

- a) **El acortamiento elástico del hormigón ( $\Delta P_1$ ).**- Cuando las tensiones de compresión al nivel del baricentro de la armadura activa en fase de tesado sean apreciables, el valor de estas pérdidas,  $\Delta P_1$ , se podrá calcular, mediante la expresión:

$$\Delta P_1 = m_p * A_p * \sigma_{cp}$$

$A_p = 0,504 \text{ cm}^2$  Área total de la armadura activa.

$A_c = 79,50 \text{ cm}^2$  Área transversal de la vigueta pretensada.

$I_{xc} = 1115,456 \text{ cm}^4$  Momento de inercia de la vigueta pretensada.

$E_p = 1950000 \text{ kg/cm}^2$  Módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas.

$E'_{ci} = 19000 * \sqrt{(350 * 0.8)} = 317930,810 \text{ kg/cm}^2$  Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad de 7 días, correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

$m_p = E_p/E'_{ci} = 6,133$  Coeficiente de equivalencia.

$P_o = 6804,00 \text{ kg}$  Tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia.

$e = 2,021 \text{ cm}$  Excentricidad de cálculo (verse Figura 3.74).

$M_o = 4593,609 \text{ kg} * \text{cm}$  Momento debido al peso propio del elemento (vigueta).

$\sigma_{cp}$ : Tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de pretensado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado.

$$r^2 = I_c/A_c = 1115.456/79,5 = 14,031 \text{ cm}^2$$

---

<sup>(11)</sup> J. Calavera “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado”. Capítulo 29.

$$\sigma_{cp} = -\frac{P_o}{A_c} * \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_o * e}{I_c} = -\frac{6804,00}{79,50} * \left(1 + \frac{2,021^2}{14,031}\right) + \frac{4593,609 * 2,021}{1115,456}$$

$$\sigma_{cp} = -102,181 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta P_1 = m_p * A_p * \sigma_{cp} = 6,133 * 0,504 * 102,181 = 315,865 \text{ kg}$$

$$\Delta P_1 = 315,865 \text{ kg}$$

$$\Delta P_1 = 4,642\%$$

Quedando la fuerza de pretensado de la siguiente manera:

$$P_t = P_o - \Delta P_1 = 6804,00 - 315,865 = 6488,135 \text{ kg}$$

En las piezas, las tensiones finales que se requieren para el análisis de los forjados en Estados de Límite Último y de Servicio incluirán, además, las pérdidas por:

- a) La relajación de la armadura activa posterior a la transferencia.
- b) La retracción del hormigón posterior a la transferencia.
- c) La fluencia del hormigón.

Una formula, frecuentemente utilizada, que proporciona la pérdida conjunta de fuerza, debida a los tres fenómenos mencionados pueden evaluarse de forma aproximada de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\Delta P_{dif} = \frac{m_p * \varphi(t, t_0) * \sigma_{cp} + E_p * \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0,80 * \Delta \sigma_{pr}}{1 - m_p * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c * y_c^2}{I_c}\right) * (1 + \chi * \varphi(t, t_0))} * A_p$$

$y_c = y_{2\infty} - r = 13,443 - 2,875 = 10,568 \text{ cm}$ : Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección.

$A_c = 363.64 \text{ cm}^2$  Área de la sección compuesta homogeneizada (Verse Figura 3.68).

$I_{xc} = 9480,962 \text{ cm}^4$  Momento de inercia (Verse Figura 3.68).

$\chi$ : Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluación a tiempo infinito, podrá adoptarse  $\chi = 0,80$ .

### Las pérdidas diferidas se las calculara en dos periodos:

- Desde el momento de transferencia de la tensión del cable ( $t = 7$  días) hasta la colocación a la obra ( $t = 100$  días).
- Desde  $t = 100$  días hasta el plazo infinito.

### Cálculo de las pérdidas diferidas desde el momento de transferencia de la tensión del cable ( $t = 7$ días) hasta la colocación a la obra ( $t = 100$ días). $(t, t_0) = (100, 7)$ :

$E'_{ci} = 19000 * \sqrt{(350 * 0.8)} = 317930,810 \text{ kg/cm}^2$  Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad de 7 días.

$E_c = 19000 * \sqrt{350} = 355457,452 \text{ kg/cm}^2$  Módulo de deformación longitudinal del hormigón para la edad de 28 días.

$m_p = E_p/E_c = 1950000/19000 * \sqrt{350} = 5,486$  Coeficiente de equivalencia.

### Cálculo del coeficiente de fluencia debida a una temperatura de $T=20^\circ\text{C}$ y una humedad relativa del 80%, mediante la expresión:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$$

Dónde:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}} = \frac{16,8}{\sqrt{35 + 8}} = 2,562$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_0)^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + (7)^{0,2}} = 0,635 \text{ cm}$$

$$e_f = \frac{2 * A}{u} = \frac{2 * 363,64}{33,83} = 21,498 \text{ cm}$$

$$\varphi_{HR} = 1 + \frac{100 - HR}{9,9 * e_f^{1/3}} = 1 + \frac{100 - 80}{9,9 * 214,98^{1/3}} = 1,337$$

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1,337 * 2,562 * 0,635 = 2,174$$

$$\beta_H = 150 * \left\{ 1 + \left[ 1,2 * \frac{HR}{100} \right]^{18} \right\} * \frac{e_f}{100} + 250 \leq 1500$$

$$\beta_H = 150 * \left\{ 1 + \left[ 1,2 * \frac{80}{100} \right]^{18} \right\} * \frac{214,98}{100} + 250 = 727,129$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[ \frac{(100 - 7)}{727,129 + (100 - 7)} \right]^{0,3} = 0,521$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) = 2,174 * 0,521 = 1,132$$

**Cálculo del acortamiento total por retracción  $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ , para  $T=20^\circ$ , puede estimarse a partir de la expresión:**

$$\varepsilon_{cs}(t, t_r) = \varepsilon_{cs,0} * \beta_s(t - t_r)$$

Dónde:

$\varepsilon_{cs,0}$ : Coeficiente base de retracción.

$\beta_s(t - t_r)$ : Coeficiente de desarrollo de la retracción en el tiempo.

$t$ : Edad del hormigón en el momento para el que se calcula la retracción.

$t_r$ : Edad a la que comienza la retracción (normalmente  $t_r \approx 1$  día, pues los carados de tipo habitual a temperatura ambiente, no afectan apreciablemente al valor de la retracción).

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [570 - 5 * f_{cm}] * 10^{-6} = [570 - 5 * (35 + 8)] * 10^{-6} = 355 * 10^{-6}$$

$$\beta_{HR} = -1,55 * \left[ 1 - \left( \frac{HR}{100} \right)^3 \right] = -1,55 * \left[ 1 - \left( \frac{80}{100} \right)^3 \right] = -0,756$$

$$\varepsilon_{cs,0} = \varepsilon_s(f_{cm}) * \beta_{HR} = 355 * 10^{-6} * 0,756 = 268,52 * 10^{-6}$$

$$\beta_s(t - t_r) = \left[ \frac{(t - t_r)}{0,035 * e_f^2 + t - t_r} \right]^{0,5} = \left[ \frac{(100 - 7)}{0,035 * 214,98^2 + 100 - 7} \right]^{0,5} = 0,233$$

Y por tanto:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_r) = \varepsilon_{cs,0} * \beta_s(t - t_r) = 268,52 * 10^{-6} * 0,233 = 626,108 * 10^{-6}$$

**Cálculo de la pérdida de tensión por relajación  $\Delta\sigma_{pr}$  al cabo del tiempo  $t$ .**- De acuerdo a la siguiente figura se puede obtener la pérdida por relajación del acero:<sup>(11)</sup>

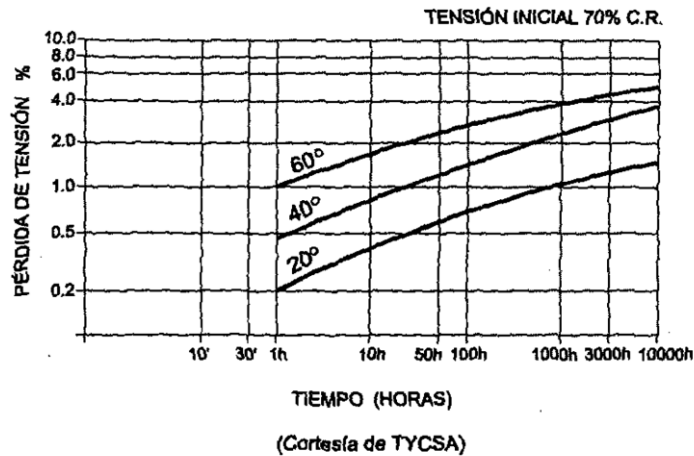


Figura 3.44 Cálculo del relajamiento del alambre  $\Delta\sigma_{pr}$ .

<sup>(11)</sup> J. Calavera "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado". Capítulo 32 Figura 32.20

Con una temperatura de  $T=20^\circ$  y para 100 días se tiene que:

$$\Delta\sigma_{pr\ 100\ dias} = 1,2\ \%$$

$$\sigma_o = \frac{P_t}{A_p} = \frac{6488,135}{0,504} = 12873,283 \frac{kg}{cm^2} = 1287,3283\ N/mm^2$$

$$\Delta\sigma_{pr\ 100\ dias} = 0,012 * 12873,283 = 154,479\ kg/cm^2$$

$\sigma_{cp}$ : Tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de pretensado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes (Figura 3.68).

$$r^2 = I_c/A_c = 9480,962 / 363.64 = 26,072\ cm^2$$

$$P_t = 6488,135\ kg$$

$$e_\infty = 10,568\ cm$$

$$M_d = 71879,875\ kg * cm$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{P_t}{A_c} * \left(1 + \frac{e_\infty^2}{r^2}\right) + \frac{M_d * e_\infty}{I_c}$$

$$\sigma_{cp} = -\frac{6488,135}{363.64} * \left(1 + \frac{10,568^2}{26,072}\right) + \frac{71879,875 * 10,568}{9480,962} = -14,149 \frac{kg}{cm^2}$$

Finalmente la pérdida diferida en el periodo (100,7), es:

$$\Delta P_{dif} = 344,118\ kg$$

$$\Delta P_{dif\ (100,7)} = 5,058\% \text{ de } P_o.$$

**Cálculo de las pérdidas diferidas desde la colocación en la obra ( $t = 100$  días) hasta plazo infinito ( $t, t_0$ ) = ( $\infty, 100$ ): (HR=50%)**

**Cálculo del coeficiente de fluencia debida a una temperatura de  $T=20^\circ C$  y una humedad relativa del 50%, mediante la expresión:**

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * [\beta_c(\infty - t_0) - \beta_c(100 - t_0)]$$

Dónde:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}} = \frac{16,8}{\sqrt{35 + 8}} = 2,562$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_0)^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + (7)^{0,2}} = 0,635 \text{ cm}$$

$$e_f = \frac{2 * A}{u} = \frac{2 * 363,64}{33,83} = 21,498 \text{ cm}$$

$$\varphi_{HR} = 1 + \frac{100 - HR}{9,9 * e_f^{1/3}} = 1 + \frac{100 - 50}{9,9 * 214,98^{1/3}} = 1,843$$

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1,843 * 2,562 * 0,635 = 2,999$$

$$\beta_H = 150 * \left\{ 1 + \left[ 1,2 * \frac{HR}{100} \right]^{18} \right\} * \frac{e_f}{100} + 250 \leq 1500$$

$$\beta_H = 150 * \left\{ 1 + \left[ 1,2 * \frac{50}{100} \right]^{18} \right\} * \frac{214,98}{100} + 250 = 572,503$$

$$\beta_c(\infty, t_0) = 1$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[ \frac{(100 - 7)}{572,503 + (100 - 7)} \right]^{0,3} = 0,554$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * [\beta_c(\infty - t_0) - \beta_c(100 - t_0)] = 2,999 * [1 - 0,554] = 1,336$$

**Cálculo del acortamiento total por retracción  $\varepsilon_{cs}(\infty, t)$ , para  $T=20^\circ$  y  $HR=50\%$ , puede estimarse a partir de la expresión:**

$$\varepsilon_{cs}(t, t_r) = \varepsilon_{cs,0} * [\beta_s(\infty - t_0) - \beta_s(100 - t_0)]$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [570 - 5 * f_{cm}] * 10^{-6} = [570 - 5 * (35 + 8)] * 10^{-6} = 355 * 10^{-6}$$

$$\beta_{HR} = -1,55 * \left[ 1 - \left( \frac{HR}{100} \right)^3 \right] = -1,55 * \left[ 1 - \left( \frac{50}{100} \right)^3 \right] = -1,356$$

$$\varepsilon_{cs,0} = \varepsilon_s(f_{cm}) * \beta_{HR} = 355 * 10^{-6} * 1,356 = 481,38 * 10^{-6}$$

$$\beta_s(t - t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{0,035 * e_f^2 + t - t_0} \right]^{0,5} = \left[ \frac{(100 - 7)}{0,035 * 214,98^2 + 100 - 7} \right]^{0,5} = 0,233$$

Y por tanto:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_r) = \varepsilon_{cs,0} * [1 - \beta_s(100 - t_0)] = 481,38 * 10^{-6} * [1 - 0,233] = 369,206 * 10^{-6}$$

**Cálculo de la pérdida de tensión por relajación  $\Delta\sigma_{pr}$  al cabo del tiempo  $(\infty, t)$ .**- De acuerdo con la Figura 3.72 se puede obtener la perdida por relajación del acero.

Con una temperatura de  $T=20^\circ$ , se tiene que:

$$\sigma_{pr} \text{ para } t = \infty(10000 \text{ hrs}) = 1,7 \%$$

$$\sigma_{pr} \text{ para } t = 100 \text{ dias } (2400 \text{ hrs}) = 1,2 \%$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,5 \% \text{ de } \sigma_o$$

$$\sigma_o = 12873,283 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{pr}(\infty, 100) = 0,005 * 12873,283 = 64,366 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cp} = -14,149 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Finalmente la pérdida diferida en el periodo  $(100,7)$ , es:

$$\Delta P_{dif} = 481,061 \text{ kg}$$

$$\Delta P_{dif (\infty,100)} = 7,070\% \text{ de } P_0.$$

**La pérdida diferida total vale por tanto:**

$$\Delta P_{dif (100,7)} = 5,058\% \text{ de } P_0.$$

$$\Delta P_{dif (\infty,100)} = 7,070\% \text{ de } P_0.$$

$$\Delta P_{dif} = \Delta P_{dif (100,7)} + \Delta P_{dif (\infty,100)} = 5,058\% + 7,070\%$$

$$\Delta P_{dif} = 12,128\% \text{ de } P_0$$

$$\Delta P_{dif} = 344,118 + 481,061 = 825,179 \text{ kg de } P_0$$

$$\Delta P_1 = 315,865 \text{ kg}$$

$$\Delta P_1 = 4,642\%$$

**Resumen de pérdidas de la sección central:**

El acortamiento elástico del hormigón:  $\Delta P_1 = 315,865 \text{ kg}$        $\Delta P_1 = 4,642\%$

Perdidas diferidas:  $\Delta P_{dif} = 825,179 \text{ kg}$        $\Delta P_{dif} = 12,128\%$

Con un total de:  $\Delta P_{total} = 1141,044 \text{ kg}$        $\Delta P_{total} = 16,77\%$

- 8) Comprobaciones previas al hormigonado en obra.-** En los forjados de viguetas, hasta el endurecimiento del hormigón “in situ”, la pieza prefabricada debe resistir el peso propio del forjado más las eventuales sobrecargas de construcción. Ello exige, como norma general, la disposición de sopandas como apoyos provisionales.

La separación máxima entre sopandas, en su caso, se determinará teniendo en cuenta que, durante la fase de hormigonado en obra, la acción característica de ejecución sobre las viguetas o losas es el peso propio total del forjado y una sobrecarga de ejecución no menor que 1 kN/m<sup>2</sup>; Las solicitaciones podrán obtenerse mediante un cálculo lineal, en la hipótesis de rigidez constante de la vigueta o losa, tomando como luz de cálculo de cada tramo ( $L_a$ ) la distancia entre los apoyos extremos de las viguetas y los ejes de sopandas (Figura 3.73).

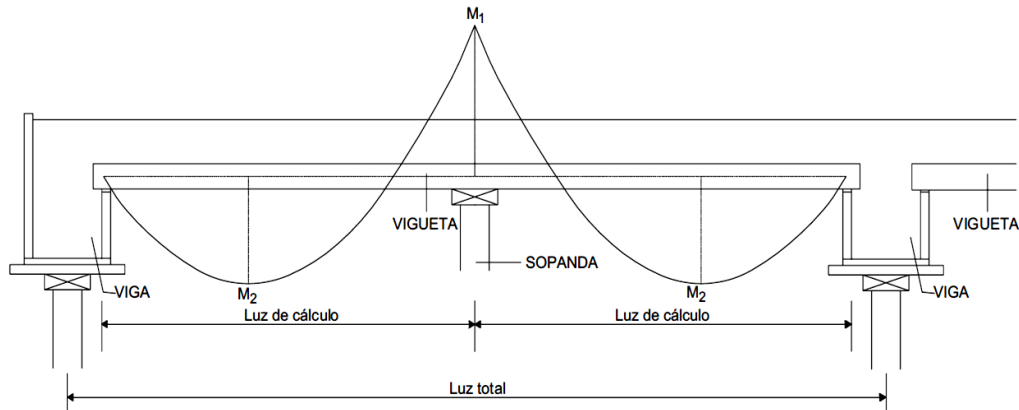


Figura 3.46 Solicitaciones del forjado durante el hormigonado.

Dónde:

$$Luz\ total: L_T = 4,30\ m$$

Por lo tanto:

$$L_a = (4,30 - 0,25)/2 = 2,025\ m \approx 2,00\ m$$

#### Fuerza de pretensado efectivo:

$$P_o = 6804,00\ kg \quad \text{Fuerza de pretensado inicial.}$$

$$\Delta P_{Totales} = 1141,044\ kg \quad \text{Pérdida total de la fuerza de pretensado } (P_o).$$

$$P_e = 6804,00 - 1141,044 = 5662,956\ kg \quad \text{Fuerza de pretensado efectivo.}$$

#### Cargas consideradas en la etapa de construcción o hormigonado:

$A_V = 79,50\ cm^2$  Correspondiente a la vigueta pretensada (Verse Figura 3.64).

$A_H = 312,50 \text{ cm}^2$  Correspondiente al hormigón in situ (Verse Figura 3.65).

$\gamma_{H^oA^o} = 2500 \text{ kg/m}^3$  Peso específico del hormigón armado.

$b = 0,5 \text{ m}$  Separación entre viguetas.

Por lo tanto las cargas permanentes son:

$$Q_V = \gamma_{H^oA^o} * A_V = 2500 * 79,50 * 10^{-3} = 19,875 \text{ kg/m}$$

$$Q_H = \gamma_{H^oA^o} * A_H = 2500 * 312,50 * 10^{-3} = 78,125 \text{ kg/m}$$

La sobrecarga viva mínima considerada sobre la vigueta es de:

$$G = 100(\text{kg/m}^2) * 0,50 = 50,00 \text{ kg/m}$$

Cargas distribuidas linealmente sobre las viguetas:

Carga muerta:  $Q = 19,875 + 78,125 = 98,00 \text{ kg/m}$

Sobrecarga viva:  $G = 50,00 \text{ kg/m}$

Carga característica de cálculo ( $q$ ):

$$q = Q + G = 98,00 + 50,00 = 148,00 \text{ kg/m}$$

**Cálculo de la sollicitación:**

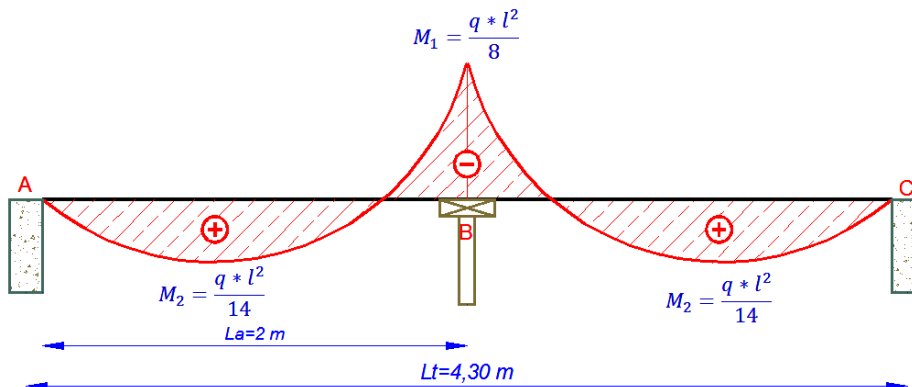


Figura 3.46 Momentos resultantes por la sopanda.

Reemplazando se tiene que:

$$M_1 = \frac{q * l^2}{8} = \frac{148 * 2^2}{8} = 74,00 \text{ kg} * m$$

$$M_2 = \frac{q * l^2}{14} = \frac{148 * 2^2}{14} = 42,286 \text{ kg} * m$$

### Características geometrías de la vigueta pretensada:

$A_c = 79,50 \text{ cm}^2$	Área de la sección transversal de la vigueta.
$C_1 = 7,104 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 4,896 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 1115,456 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje $x$ .
$e_0 = 4,896 - 2,875 = 2,021 \text{ cm}$	Excentricidad desde el eje neutro de la vigueta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

**Condiciones que se deben de cumplir.-** En las viguetas de hormigón pretensado se cumplirán que bajo la acción de las cargas de ejecución de cálculo y bajo el efecto del pretensado después de la transferencia, deducidas todas las pérdidas hasta la fecha de ejecución del forjado, no se superarán las siguientes limitaciones de tensiones, donde las tensiones de compresión son de signo positivo:

- Sobre las sopandas,** la tensión de compresión máxima en la fibra inferior de la vigueta no superará el 60% de la resistencia característica a compresión del hormigón y en la fibra superior no se superará la resistencia a flexo tracción.

**I) Esfuerzos sobre la fibra superior:**

$$f_1 = -\frac{M_1 * C_{10}}{I_0} - \frac{(P_e * e_0) * C_{10}}{I_0} + \frac{P_e}{A_0} \leq f_{ct,ft}$$

$$f_{ct,ft} = 0,37 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,30 * \sqrt[3]{35^2} = 3,959 \text{ N/mm}^2 = 39,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_1 = -\frac{74,00 * 100 * 7,104}{1115,456} - \frac{5662,956 * 2,02 * 7,104}{1115,456} + \frac{5662,956}{79,5} \leq 39,59$$

$$-37,204 \leq 39,59 \text{ Satisfactorio.}$$

**II) Esfuerzos en la fibra inferior:**

$$f_2 = +\frac{M_1 * C_{20}}{I_0} + \frac{(P_e * e_0) * C_{20}}{I_0} + \frac{P_e}{A_0} \leq 0,60 * f_{ck}$$

$$0,60 * f_{ck} = 0,60 * 350 = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{74,00 * 100 * 4,896}{1115,456} + \frac{5662,956 * 2,02 * 4,896}{1115,456} + \frac{5662,956}{79,5} \leq 210$$

$$158,922 \leq 210 \text{ Satisfactorio.}$$

- b) En los vanos,** la tensión de compresión máxima en la fibra superior de la viga no superará el 60% de la resistencia característica a compresión del hormigón y en la fibra inferior no se superará el estado de descompresión (tensión de tracción nula).

**I) Esfuerzos sobre la fibra superior:**

$$f_3 = + \frac{M_2 * C_{10}}{I_0} - \frac{(P_e * e_0) * C_{10}}{I_0} + \frac{P_e}{A_0} \leq 0,60 * f_{ck}$$
$$\frac{42,286 * 100 * 7,104}{1115,456} - \frac{5662,956 * 2,02 * 7,104}{1115,456} + \frac{5662,956}{79,5} \leq 210$$
$$25,310 \leq 210 \text{ Satisfactorio.}$$

**II) Esfuerzos en la fibra inferior:**

$$f_4 = - \frac{M_2 * C_{20}}{I_0} + \frac{(P_e * e_0) * C_{20}}{I_0} + \frac{P_e}{A_0} \geq 0$$
$$- \frac{42,286 * 100 * 4,896}{1115,456} + \frac{5662,956 * 2,02 * 4,896}{1115,456} + \frac{5662,956}{79,5} \geq 0$$
$$102,881 \geq 0 \text{ Satisfactorio.}$$

**9) Cálculo de las armaduras consideradas sobre la losa alivianada:**

- a) Armadura de distribución en la losa de hormigón.
- b) Armadura negativa dispuesta en los apoyos de las viguetas.
- c) Es necesario verificar que no se produzca agotamiento por corte en el elemento.

- a) Cálculo de la armadura de distribución.-** En la carpeta de compresión de hormigón se colocará una armadura de distribución constituida por barras separadas como máximo de 30 cm, y en dirección perpendicular a las viguetas, cuya área  $A_s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición:

$$A_s \geq \frac{50 * h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

Dónde:

$h_o = 5 \text{ cm}$  : Espesor en cm de la losa de hormigón en el centro de la pieza.

$f_{yd} = 365,2174 \text{ MPa}$ : Resistencia de cálculo de la armadura de reparto en MPa.

$$A_s \geq 0,685 \geq 0,548$$

Por lo tanto la armadura de reparto a usar es:

$$A_s = 0,685 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se considerara un diametro mnimo de las barras de:  $\phi = 6 \text{ mm}$  ;  $A_{s \phi 6} = 0,283 \text{ cm}^2$  y una separacion entre barras de 30 cm como máximo.

El numero de barras necesarias por cada metro es de ( $N^\circ Fe$ ):

$$N^\circ Fe = \frac{A_s}{A_{s \phi 6}} = 3 \text{ barras/m}$$

$$A_{s \phi 10} = 3 * 0,283 \text{ cm}^2 = 0,849 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dónde:

$$0,849 > 0,685 \quad \textbf{Satisfactorio.}$$

***Por lo tanto se utilizaran: 3  $\phi$  6 mm c/30 cm***

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano. Por lo que estas armaduras se dispondran sobre la losa como una parrilla, formando recuadros de 30x30 cm (Vease figura 3.75).

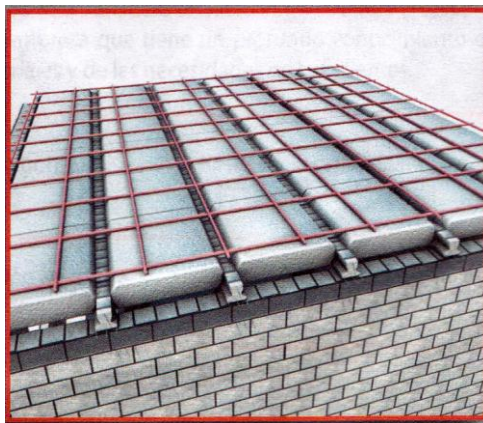


Figura 3.47 Armadura de distribución sobre la losa alivianada.

b) **Cálculo de la armadura negativa.**- En los apoyos de las viguetas se colocará una armadura resistente a los momentos negativos, pudiendo calcularse las solicitaciones considerando una redistribución por plasticidad hasta igualar el momento de empotramiento y el de vano, iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma de los proporcionados por el cálculo para el caso de empotramiento perfecto. Considerar momentos negativos de valor inferior, da lugar a fisuración excesiva.

De lo anterior se tiene que (Verse Figura 3.76):

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon^+ + \varepsilon^-}{2} = \frac{1/24 + 1/12}{2} = \frac{1}{16}$$

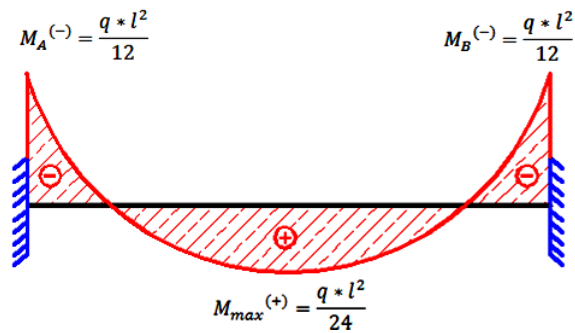


Figura 3.48 Consideraciones de los apoyos para la viga pretensada.

Dónde:

$$q_d = 577,60 \text{ kg/m}$$

Carga ponderada sobre el elemento.

$$L = 4,30 \text{ m}$$

Luz de cálculo para las viguetas pretensadas.

Resolviendo se tiene que:

$$R_A = 1241,840 \text{ kg}$$

$$R_B = 1241,840 \text{ kg}$$

$$M_{max}^{(+)} = 444,993 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{max}^{(-)} = 889,985 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

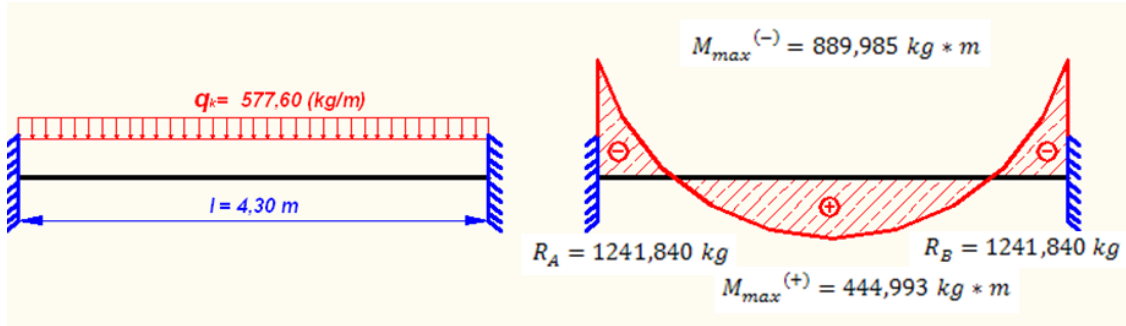


Figura 3.49 Momentos negativos considerados para la verificación.

**Cálculo de la armadura negativa.-** Se la tomara como una sección en T y para ello se hacen las siguientes consideraciones:

- 1) Se la calculara con una resistencia característica:  $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$  (Figura 3.67).
- 2) Del cálculo de la armadura en secciones en T se tiene que:

$$A_{cy} = b_w * y \quad \text{Área comprimida ficticia del hormigón.}$$

$$S_y = b_w * y * (d - 0,5 * y) \quad \text{Momento estático con respecto a la armadura de tracción.}$$

$$0 = 0,85 * f_{cd} * b_w * y - A * f_{yd} + A_{sp} * f_{ps}$$

$$M_d = 0,85 * f_{cd} * b_w * y * (d - 0,5 * y) + A_{sp} * f_{ps} * (d - r)$$

De las ecuaciones anteriores, la segunda es una ecuación de segundo grado en  $y$ , que permite obtener la profundidad de la fibra neutra, tras lo cual la primera nos permite calcular la armadura.

$$M_d = 575,039 \text{ kg * m} \quad \text{Momento de diseño.}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia de cálculo del hormigón.}$$

$$f_{yd} = 3652,174 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Limite elástico de cálculo del acero.}$$

$$b_w = 10,00 \text{ cm} \quad \text{Ancho efectivo de la viga.}$$

$r = 2 \text{ cm}$                       Recubrimiento.  
 $d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$               Canto útil.

$$57503,9 = 0,85 * 140 * 10 * y * (18 - 0,5 * y) + 6804 * (18 - 2)$$

$$y_1 = -2,256 \text{ cm} \qquad y_2 = 38,256 \text{ cm}$$

El valor determinado para  $y$  es incorrecto. Por lo que indica que no se requiere de armadura.

- c) **Verificación del esfuerzo cortante:** El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión oblicua del alma o por agotarse su resistencia a tracción oblicua. En consecuencia es necesario comprobar que se cumple simultáneamente.

$$V_d < V_{u1} \qquad V_d < V_{u2}$$

$V_{u1}$ : Cortante ultimo por compresión oblicua del alma.

$V_{u2}$ : Cortante de agotamiento por tracción del alma.

$V_d$ : Cortante de cálculo.

$$V_d = 1069,800 \text{ Kg}$$

**Agotamiento por compresión oblicua del alma ( $V_{u1}$ ).**- El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = 0,60 * f_{cd} * b_o * d * k * \frac{\cotg \beta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \beta}$$

**Dónde:**

$f_{cd} = 350 \text{ kg/cm}^2$  Resistencia a compresión de cálculo del hormigón.

$b_o = 7,75 \text{ cm}$  Ancho de la sección.

$d = 18,00 \text{ cm}$  Canto útil.  
 $\alpha = 90^\circ$  Angulo de la armadura transversal con respecto al eje de la pieza.  
 $k = 1 + \sigma'_{cd}/f_{cd}$  Es la tensión de compresión axial efectiva.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s * f_{ps}}{A_c} = \frac{6804 - 0,504 * 15652,174}{363,64} = 2,079 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{2,079}{233,333} = 1,0089$$

Esta se la comprueba en una sección situada sobre el borde del apoyo.

Reemplazando y realizando operaciones se obtiene que el cortante último por agotamiento de las bielas resultar ser:

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_o * d * k = 0,30 * 233,333 * 7,75 * 18 * 1,0089$$

$$V_{u1} = 9851,894 \text{ kg}$$

**Donde:**

$$V_{u1} > V_d \rightarrow 9851,894 > 1069,800 \text{ Satisfactorio.}$$

**Cortante de agotamiento por tracción del alma ( $V_{u2}$ ).**- Esta condición suele cumplirse solo en secciones comprimidas, bien por la existencia de pretensado o bien por la existencia de una compresión permanente.

En este caso se comprobará el esfuerzo cortante en una sección situada a  $d/2$  del borde del apoyo:

$$V_{u2} = \frac{I * b_o}{S} * \sqrt{f_{ct,d}^2 + \sigma'_{cd} * f_{ct,d}}$$

Dónde:

$$f_{ct,d} = 0,37 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,37 * \sqrt[3]{35^2} = 39,59 \text{ kg/cm}^2 \text{ Resistencia a tracción del hormigón.}$$

$$\sigma'_{cd} = 2,079 \text{ kg/cm}^2 \text{ Tensión media de compresión en el hormigón.}$$

$I = 9480,962 \text{ cm}^4$  Momento de inercia.

$b_o = 7,75 \text{ cm}$  Ancho del alma.

$S$  Momento estático de la sección bruta que queda por encima de la fibra neutra, respecto de la fibra neutra.

$$S = \frac{b * h^2}{6} = \frac{33,83 * (8 - 6,56)^2}{6} = 11,692 \text{ cm}^3$$
$$V_{u2} = \frac{9480,962 * 7,75}{11,692} * \sqrt{39,59^2 + 2,079 * 39,59} = 230815,063 \text{ kg}$$

**Donde:**

$$V_{u2} \gg V_d \rightarrow 230815,063 \gg 1069,800 \text{ Satisfactorio.}$$

Comprobación que demuestra que no se requiere de armadura transversal.

**10) Verificación de la deflexión.-** Si la fuerza pretensora se conoce con precisión, si los materiales se esfuerzan dentro de sus rangos elásticos, y si el concreto permanece sin agrietarse, entonces el cálculo de la flexión de un miembro presforzado no presentará ninguna dificultad especial. Se calculará la deflexión debida a la carga total sobre el elemento como en cualquier otro miembro en flexión, y se sobrepone a la deflexión del presfuerzo.

La deflexión máxima permisible es de  $L/400$ , por lo tanto se deberá cumplir que:

$$\Delta_{PP} + \Delta_{ps} \leq L/400$$

**Deflexión debida a la carga uniforme en el centro del claro y apoyo simple, es:**

$$\Delta_{PP} = \frac{5}{384} * \frac{q * l^4}{E_c * I_{xc}}$$

$$q = 577,60 \text{ kg/m}$$

$$E_c = 275336,1582 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 430 \text{ cm}$$

$$I_{xc} = 11573,677 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{PP} = 0,807 \text{ cm}$$

**Deflexión debida a la fuerza pretensora.-** Esta es considerada como favorable por presentar una deflexión cóncava hacia arriba, por la acción de la fuerza pretensora.

$$\Delta_{ps} = \frac{1}{8} * \frac{P_e * e * l^2}{E_c * I_{xc}}$$

$$P_e = 5662,956 \text{ kg Fuerza de pretensado efectivo.}$$

$$e = 10,568 \text{ cm}$$

$$E_c = 275336,1582 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 430 \text{ cm}$$

$$I_{xc} = 11573,677 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{ps} = \frac{1}{8} * \frac{-5662,956 * 10,568 * 430,00^2}{275336,1582 * 11573,677} = -0,434 \text{ cm}$$

**Superposición de las deflexiones y verificación de deflexión permisible:**

$$\Delta_{pp} + \Delta_{ps} = 0,807 - 0,434 = 0,373 \text{ cm}$$

$$L/400 = 430/400 = 1,075 \text{ cm}$$

$$0,373 \text{ cm} \leq 1,075 \text{ cm} \quad \textit{Satisfactorio}$$

**3.7.3 Especificaciones técnicas.-** En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Véase Anexo A-6.

**3.7.4 Precios unitarios.-** El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el Anexo A-4.

**3.7.5 Presupuesto general de la obra.-** Se obtuvo en función a los volúmenes de obra y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Tomando como presupuesto general la suma de las dos cantidades, llegando a un presupuesto total de la obra de Bs. 2.838.199,46 Detallado en el Anexo A-4.

**3.7.6 Cronograma de ejecución.-** Se realizó un cronograma de actividades que se recomienda seguir en la construcción del NUEVO MERCADO CENTRAL DEL VALLE. Según el cronograma mostrado en el Anexo A-5 se tiene planificada la construcción del mercado, en aproximadamente 238 días calendario.

## CONCLUSIONES

- Como se indica en los objetivos planteados se llegó a cumplir de manera satisfactoria la realización del diseño estructural del nuevo Mercado Central del Valle para así dar solución al problema identificado.
- Del estudio topográfico realizado con el equipo Estación Total se pudo concluir que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con muy pocas variaciones de desnivel.
- Para el diseño de la estructura de sustentación aporticada se utilizó el paquete computacional CYPECAD 2010. Donde se verifico la cuantía de los elementos más solicitados en forma manual, de donde se concluyó que los resultados tienen alguna variación pero siempre en favor de la seguridad de la estructura.
- Las columnas fueron verificadas al pandeo, debido a que se tratan de columnas intermedias las cuales tienen una esbeltez mecánica en los rangos de 36 a 100, todas son de sección cuadrada con dimensiones variables, para la planta baja y primera planta de 25 x 25, cumpliendo todas las recomendaciones de la Norma Boliviana de Hormigón Armado, como ser diámetros mínimos, separación entre estribos, recubrimientos, disposición de las armaduras.
- Se utilizó losa alivianada, debido a que presentan ciertas ventajas como ser:
  - 1.- Aligeramiento y por tanto reducción del peso de la estructura.
  - 2.- Reducción de materiales y mano de obra.
  - 3.- De fácil colocación y manejo.
- Las vigas de mayor dimensión obtenidas del cálculo estructural son de 25cm x 55cm y 25cm x 50cm, presentándose solo dos plantas en toda la estructura (planta baja y primera planta), Para las vigas de planta alta y vigas de sobrecimiento sus dimensiones son de 20 x 30 cm, cumpliendo todas con los criterios para el dimensionamiento de vigas de hormigón armado.
- Las fundaciones propuestas para la estructura son zapatas aisladas y zapatas medianeras con viga centradora, esta última se utilizó para que la presión en la zapata sea uniforme,

la reacción de la zapata excéntrica sea centrada y disminuya el dimensionamiento en dicha zapata con esto se evitó el solape entre zapatas.

- Se tiene un área construida de 701,63 m<sup>2</sup>, y un costo total del proyecto de 2.838.199,46 Bs, por lo que el costo de la obra por metro cuadrado sin tomar en cuenta la supervisión y el equipamiento es de 4.045,15 Bs/m<sup>2</sup>.

## **RECOMENDACIONES**

- Se recomienda realizar un nuevo estudio de suelos a la hora de emplazamiento del proyecto, para constatar los resultados de ensayos de suelos obtenidos para la elaboración del presente proyecto.
- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- Para lograr la resistencia del hormigón requerida en diseño se recomienda hormigonar con hormigones premezclados ya que se tiene una cierta garantía y además se ahorra tiempo y dinero. Utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones técnicas.
- Para el armado de la cubierta se recomienda emplear personal técnico especializado.
- Se recomienda cumplir con todos los puntos estipulados en la norma y especificaciones técnicas para la construcción, garantizando así la calidad y seguridad del edificio.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas. Se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado, para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.

## BIBLIOGRAFÍA

1. CBH-87. Norma Boliviana del Hormigón Armado. (1987). Texto técnico normativo especializado, edición realizada bajo el asesoramiento técnico del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. España.
2. American Institute of Steel Construction AISC. Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design. Volume 1. Structural Members, Specifications & Codes. Second Edition. 1994.
3. Jack C. McCORMAC. (2002). Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Método LRFD (2da edición). México, D.F.: Alfaomega.
4. William T. Segui. (2000). Diseño de estructuras de acero con LRFD (2da edición). México: Internacional Thomson Editores.
5. John T. DeWolf. (2003). Column Base Plates. (Steel Design Guide Series 1). Berlin. American Institute of Steel Construction.
6. JIMENEZ MONTOYA P., GARCÍA MESEGUER A., MORÁN CABRÉ F. 2000. “Hormigón Armado” (14ª edición). Barcelona: GUSTAVO GILI, S. A., GG.
7. Dra. Ing. María Graciela Fratelli. (2003). DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS. Estados Límites LRFD. Edición propia de la autora.
8. Catálogo de tubos y perfiles metálicos CINTAC S.A. (2011). Sociedad anónima abierta. Santiago de Chile. (Agosto de 2011).[http://www.cintac.cl/novedades/wp-content/uploads/2011/11/catalogo\\_tubos\\_perfiles.pdf](http://www.cintac.cl/novedades/wp-content/uploads/2011/11/catalogo_tubos_perfiles.pdf)
9. PRESUPUESTO Y CONSTRUCCION. Guía de productos y servicios Julio 2014 – Octubre 2014.
10. Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-1998: Notación, Secretaria General Técnica del Ministerio de Fomento, Madrid, 1998.
11. J. Calavera “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado”. INTEMAC, Madrid, 1999.

## **ANEXOS**

- A-1. Tablas generales para el cálculo.
- A-2. Estudio de suelos.
- A-3. Cómputos métricos.
- A-4. Precios unitarios y presupuesto general.
- A-5. Cronograma de actividades.
- A-6. Especificaciones técnicas.