

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

1.1. Introducción.

1.1.1. Nombre del proyecto.

Diseño estructural de la “Nueva unidad Educativa Bordo El Mollar” (Provincia Méndez Departamento de Tarija) en la comunidad de Bordo el Mollar.

1.1.2. Localización.

El proyecto se encuentra ubicado en la comunidad de Bordo El Mollar, de la Provincia Méndez distante a 60 km. de la capital del Departamento de Tarija. La provincia está ubicada en la parte sur del país y en el extremo oeste del departamento de Tarija entre las coordenadas geográficas 21°52'15.66" de latitud sur y 64°49'13.24" de longitud oeste y una altitud media de 2100 msnm.

1.1.3. Clasificación sectorial.

Sector: Educación

Tipo de Proyecto: Unidad Educativa

1.1.4. Componentes del Proyecto.

Infraestructura

1.1.5. Fase a la que postula.

Inversión

1.1.6. Entidad promotora y ejecutora

Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo

1.1.7. Aspectos demográficos

1.1.7.1. Población del área de influencia del proyecto.

El proyecto beneficiará a toda la comunidad de Bordo El Bollar y poblaciones cercanas a esta para brindarles una mayor calidad de educación.

La población diferenciada por sexo en esta provincia, se muestra una mayor proporción de mujeres con relación a la de los hombres. El cuadro siguiente permite apreciar que la población total del área de influencia del proyecto.

Tabla 1.1. Población Estimada Hasta el Año 2012.

| Distrito | Descripción | Población Empadronadas | Hombres | Mujeres | Viviendas | N de Familias |
|---------------|--------------|------------------------|---------|---------|-----------|---------------|
| I San Lorenzo | Bordo mollar | 667 | 323 | 344 | 201 | 142 |

Fuente: Instituto Nacional de Estadística, CPV 2012

1.2. Servicios existentes en el área del proyecto.

Entre los servicios a considerar y que tienen relación con la sostenibilidad del proyecto son los siguientes: servicios de agua potable, energía eléctrica, salud, transporte y comunicaciones

1.2.1. Servicios de Educación.

En la infraestructura actual existente cuenta con seis aulas en condiciones precarias y solo tiene la capacidad de albergar a los estudiantes del nivel primario.

1.3. El problema.

El crecimiento de la población en edad escolar ha generado en los últimos años que la oferta de la infraestructura de muchas unidades educativas, entre ellas la Unidad Educativa Bordo El Mollar que se encuentra en la comunidad Bordo El Mollar, queda reducida ante la demanda de alumnos que se incorporan año tras año .En la infraestructura actual existente sólo cuenta con seis aulas en condiciones precarias y solo tiene la capacidad de albergar a los estudiantes del nivel primario y no a los del nivel secundario.

La comunidad Bordo El Mollar tiene a sus alrededores otras comunidades cuyos estudiantes una vez finalizando el nivel primario van a culminar el nivel secundario a las comunidades cercanas, lo que le convierte en un centro educativo de la zona, por lo tanto, el incremento estudiantil es sustancial.

1.3.1. Planteamiento.

De acuerdo con información de Estadísticas proporcionadas por el I.N.E. muestran un crecimiento de la población en edad escolar en la infraestructura actual existente cuenta con seis aulas en condiciones precarias y solo tiene la capacidad de albergar a los estudiantes del nivel primario y no a los del nivel secundario.

Las principales causas para que esta unidad educativa se halle de esta manera son las siguientes:

- Falta de infraestructura para el nivel secundario.
- Falta de ítems para maestros.

De mantenerse esta situación los alumnos que actualmente asisten a esa escuela perderán el interés de seguir estudiando y tratarán de migrar a otros lugares como la comunidad el Rancho y San Lorenzo a seguir el nivel secundario o de no ser así buscar alguna forma de vida sin terminar los estudios correspondientes.

Por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Programar clases en horario nocturno
- Traslado de la población estudiantil a otros centros educativos.
- Alquiler de ambientes más amplios.
- Construcción del nuevo colegio para el nivel secundario.

1.3.2. Formulación.

Con la construcción de una nueva infraestructura solucionara el problema.

En consecuencia, con las alternativas de solución. El planteamiento de pasar clases en horario nocturno tampoco representa una solución ya que siendo una zona rural se dificulta el traslado de cada estudiante al colegio, ya que muchos viven a una distancia considerable. Tampoco se muestra factible el disponer de un bus para trasladar a los estudiantes a otros centros educativos, esto representaría un gasto considerable a la comunidad, tampoco es factible el alquiler de ambientes amplios esto también representaría un gasto considerable a la comunidad.

1.3.3. Sistematización.

Para la construcción de la nueva infraestructura de la Unidad Educativa es necesario hacer un análisis de los planteos estructurales que este posee, ya que dichos planteos están en función de las características que tengan el lugar de emplazamiento, pudiendo usar distintos tipos de fundaciones como ser: zapatas aisladas, losa de cimentación. También poder usar pórticos de hormigón armado, muros portantes, losas alivianadas o macizas, cubiertas de cercha de madera o metálicas.

1.4. Objetivos.

1.4.1. Objetivo general.

Realizar el diseño estructural de la Nueva Unidad Educativa a ser construida en la comunidad Bordo El Mollar, consta de los siguientes elementos estructurales:

Cubierta. - Cercha metálica.

Estructuras de sustentación. - Pórticos de H°A° conformados por vigas y columnas.

Entre pisos. - Losa alivianada con Viguetas Pretensadas.

Fundaciones. - Zapatas aisladas de H°A°.

1.4.2. Objetivos específicos.

- Realizar el estudio de suelos, propiedades físico-mecánicas, siendo de prioridad la capacidad portante del suelo mediante el ensayo de SPT en el lugar de emplazamiento de la estructura a diseñar.
- Plantear las hipótesis de carga, de acuerdo con el comportamiento de la estructura ante las cargas actuantes.
- Calcular todos los elementos estructurales de la edificación cómo ser: diseño de estructura de cubierta, losa alivianada de H°A°, vigas de H°A°, columnas de H°A°, zapatas de H°A°.
- Establecer los Métodos constructivos, especificaciones técnicas, volúmenes de obra, precio unitario y presupuesto de la estructura del proyecto.

1.5. Justificación.

Las razones que llevan a realizar la presente propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.5.1. Académica.

Profundizar y poner en práctica todos los conocimientos adquiridos en la formación académica, para la selección de una alternativa estructural de una edificación. Con el objeto de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al proyecto, haciendo un análisis de las alternativas que se tienen para dar solución al problema en estudio de tal manera que se pueda comparar con los diferentes esquemas estructurales de los edificios que se pueden llegar a realizar a fin de llegar a una solución técnica viable.

1.5.2. Técnica.

Con la realización del diseño estructural del proyecto se pretende que la estructura resista de acuerdo al requerimiento para el cual fue diseñada de tal manera que brinde seguridad y confort a los beneficiarios, también se pretende que los costos de la estructura no sean elevados ya que no existirá un sobredimensionamiento.

1.5.3 Social.

Contribuir aportando una alternativa de solución a la comunidad con el diseño de una nueva infraestructura donde los alumnos puedan continuar sus estudios y obtener el título de bachiller de una manera cómoda en ambientes adecuados, ampliando las oportunidades de estudios escolares en la comunidad de Bordo el Mollar ya que mediante el proyecto “ Diseño estructural nueva unidad educativa Bordo el mollar”, el alcance sería mayor y está enfocado a un avance en lo que respecta a infraestructura escolar en la comunidad

1.6. Alcance del proyecto.

El proyecto contempla el diseño estructural de la nueva Unidad Educativa Bordo El mollar realizando a su tiempo el análisis de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación y análisis del plano topográfico brindado por la institución en cuanto a niveles del terreno y en base a esto elaborar el planteamiento estructural y posterior diseño de todos los elementos estructurales como ser: Fundaciones, columnas, vigas, escaleras de H^oA^o, losa alivianada, losa maciza y también el diseño de la cubierta metálica mediante lo estipulado por la normativa.

En consecuencia, se elaborarán ejemplares plasmando el diseño y cálculo realizado conteniendo: toda la memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, costo y tiempo de ejecución física del proyecto.

1.7. Restricciones del proyecto.

El proyecto queda limitado en realizar el cálculo estructural del Módulo Aulas, aclarando que no se realizará el cálculo de ninguna instalación.

1.8. Descripción de la estructura diseñada.

A continuación, se realiza una breve descripción de los elementos estructurales de la edificación:

- La estructura de cubierta será conformada por cerchas compuestas de perfiles metálicos laminados en caliente en sus miembros.
- El elemento de cubierta será calamina galvanizada N° 28.
- La estructura porticada consta de vigas, columnas, sobrecimientos, escalera y zapatas de hormigón armado.

1.9. Descripción del área de emplazamiento.

En lo que respecta al lugar de elaboración del proyecto, el terreno cuenta con una superficie útil de 2069.198 m² que en su mayoría topográficamente cuenta con desniveles que no son de consideración en el área de emplazamiento de la estructura tomando la parte sur con nivel 0,0 m. con una cota de 2029. msnm hasta llegar al nivel +1,0 m. con una cota de 2030 msnm.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Generalidades.

En el siguiente capítulo se detallará la definición de cada uno de los materiales, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales del proyecto. Para garantizar los resultados de diseño se aplicarán las recomendaciones de la Norma Boliviana CBH 87, y la normativa LRFD para el diseño de estructuras metálicas y el método ASD para la verificación de estructuras metálicas en estado límite de servicio.

2.2. Estudio de suelos.

El estudio de suelos se realizó por el método del S.P.T.

El ensayo normal de Penetración Estándar SPT es una prueba In Situ que se realiza en el fondo de una perforación, consiste en determinar el número de golpes de un martillo de peso 63.5 Kg. y 762 mm (30 plg) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado, una toma muestras partido normal en una distancia de 305 mm (1 pie) cuyos diámetros normalizados son: 36.8 mm (1.45 plg) de diámetro interior y 50.8 mm (2 plg) de diámetro exterior.

El ensayo se puede realizar de dos formas, una a cielo abierto (mediante excavación con equipos característicos) y otra por perforación (mediante barrenado).

El equipo necesario es el siguiente:

- Muestreador (de 2" de diámetro exterior)
- Cono diamantado (2" de diámetro)
- Martinete (63.5Kg de peso)
- Trípode de acero con dispositivo para ejecución
- Roldana con soga (1½" de diámetro y 10m de largo)
- 3 tubos y acoples para incrementar la altura del trípode
- Escalera (en caso de realizar exploración a cielo abierto)

Para la determinación de la resistencia característica del suelo se cuenta con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar a los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicará de inmediato los valores de la capacidad admisible.

2.2.1. Numero de golpes Normalizado.

Bowles (1988) citado por delgado (2000), sintetiza información de los trabajos de Riggs (1986), Skempton (1986), Schmertmann (1978a) y Seed et al (1985), y propuso que un numero de golpes del SPT normalizado N_s , se puede calcular al corregir el valor promedio N por efecto de los siguientes factores:

1. Presión calculado de sobre-capa, C_N
2. Relación de energía del martillo, $n_1 = \left(\frac{ER}{ER_s} \right)$
3. Longitud de las barras de perforación, n_2
4. Toma muestras, n_3
5. Diámetro de la perforación n_4

Es decir:

$$N_s = N * C_N * n_1 * n_2 * n_3 * n_4$$

- C_N : Presión calculada de sobre-capa según Liao y Whitman $C_N = (1/p')^{1/2}$
 p' = Presión de sobre-capa efectiva o esfuerzo efectivo para un valor estándar de $p' = 0.975 \text{ Kg/cm}^2 = 95.6 \text{ KN/m}^2$ valor recomendado según BRAJA M. DAS.
- n_1 : Relación de energía del martillo, $n_1 = \left(\frac{ER}{ER_s} \right)$
 ER = Relación de energía o eficiencia propia del equipo que se utiliza en (%), referencia según: Seed et al. (1985); Skempton (1986) valor adoptado igual 60%
 ER_s = Relación de energía estándar (generalmente al 60%)
- n_2 : Corrección por Longitud de barras de perforación factor adoptado 0.95
- n_3 : Corrección por la toma muestras factor adoptado 1.00 “Sin revestimiento o muestreador estándar”

- n_4 : Corrección por el Diámetro de perforación $d=60-120\text{mm}$ Factor adoptado igual a 1.00.

2.3. Hormigón armado.

En la mayoría de los trabajos de construcción, el hormigón se refuerza con armaduras metálicas, de acero; este hormigón reforzado se conoce como ‘hormigón armado’. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas de tracción elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suele ser una malla de alambre o barras. El hormigón y el acero forman un conjunto que transfiere las tensiones entre los dos elementos.

El hormigón es el único material de construcción que llega en bruto a la obra. Esta característica hace que sea muy útil en construcción ya que puede moldearse de muchas formas. Presenta una amplia variedad de texturas y colores y se utiliza para construir muchos tipos de estructuras como autopistas, calles, puentes, túneles, presas, grandes edificios, pistas de aterrizaje, sistemas de riego y canalización, embarcaderos y muelles, aceras, silos, bodegas, factorías, casas e incluso barcos.

2.3.1. Adherencia entre el hormigón y el acero.

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca. La Norma Española de hormigón armado dice *“La adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”*¹.

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: la de asegurar el anclaje de las barras y la de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

¹ MONTOYA, Jiménez.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 9 *El Hormigón Armado*. En 9.3.- Disposiciones de las Armaduras. P 163.

2.3.2. Disposición de las armaduras.

2.3.2.1. Generalidades.

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.

2.3.2.2. 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 coqueas o espacios vacíos. La Norma Española 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 él².

2.3.2.3. 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.
- c) especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1 plg o 2,5cm.

Tabla 2.1. Recubrimientos Mínimos

| | |
|--|--------|
| Para losas y paredes en el interior de los edificios | 1 5cm |
| Para losas y paredes al aire libre | 1.5 cm |
| Para vigas y pilares en el interior de edificios | 1.5 cm |
| Para vigas y pilares al aire libre | 2cm |
| Para piezas en contacto con el suelo | 5 cm |
| Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo | 4 cm |

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado

² MONTOYA, Jiménez.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 9 *El Hormigón Armado*. En 9.3.- Distancia entre barras. P 166.

2.3.2.4. Doblado de las armaduras.

Con independencia del ensayo de doblado-desdoblado de las armaduras, encaminado a comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios que los utilizados en este ensayo para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona de codo. En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo³.

Radios de curvatura para ganchos y estribos son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.2. Radios de curvatura estribos

| Diámetro de la armadura | CA-25 | CA-32 | CA-40 | CA-50 | CA-60 |
|--------------------------------|-----------------|-----------------|---------------|-----------------|---------------|
| $\emptyset < 20\text{mm}$ | 2 \emptyset | 2 \emptyset | 2 \emptyset | 2.5 \emptyset | 3 \emptyset |
| $\emptyset \geq 20\text{mm}$ | 2.5 \emptyset | 2.5 \emptyset | 3 \emptyset | 4 \emptyset | 5 \emptyset |

Fuente: MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14^a. ed.).

\emptyset = Diámetro de la barra (mm).

- a) En el caso de estribos con $\emptyset < 10\text{mm}$ los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a 1.50 \emptyset cualquiera que sea el acero
- b) Para barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con $\emptyset > 6\text{mm}$ es obligatorio colocar gancho en las extremidades del anclaje.

Radios de curvatura para la armadura principal son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.3. Radios de curvatura de la armadura

| Acero | CA-25 | CA-32 | CA-40 | CA-50 | CA-60 |
|---------------------|---------------|---------------|---------------|-----------------|---------------|
| Radio mínimo | 5 \emptyset | 6 \emptyset | 6 \emptyset | 7.5 \emptyset | 9 \emptyset |

Fuente: MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14^a. ed.).

En caso de que el doblado sea en varias capas para evitar el colapso y la fisuración del hormigón en la región, se aumenta el radio mínimo de doblaje en función de la cantidad de capas:

- Para 2 capas de hierro doblado aumentar 50%.
- Para 3 capas de hierro doblado aumentar 100%.

³MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14^a.ed.). Cap. 9 *El Hormigón Armado*. En 9.4.- Doblado de las Armaduras. P 168.

2.3.2.5. Anclaje de las armaduras.

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas especificadas o que se prolonguen las distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas.

“La longitud de anclaje 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”⁴.

Las fórmulas que se utilizan para calcular la longitud de anclaje por prolongación recta son:

$$l_{b1} = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

Para aceros lisos.

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}; \quad \tau_{bu} = 0.28 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (MPA)}$$

Para aceros corrugados.

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}; \quad \tau_{bu} = 0.40 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (MPA)}$$

Cuando la armadura real es mayor que la necesaria.

$$l_b = \frac{\phi * f_{yd} * A_{s_{calc}}}{4 * \tau_{bu} * A_{s_{real}}} \quad l_b \geq \begin{bmatrix} 0.30 * l_{b1} \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

En el caso de que la armadura real colocada en la pieza sea mayor que la armadura necesaria determinada por el cálculo estructural (donde el esfuerzo de las barras no llega a la tensión

⁴ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 9 *El Hormigón Armado*. En 9.5.- Anclaje de las Armaduras. P 168-173.

de cálculo) podemos recalculamos el tamaño del anclaje en función de la relación de la armadura calculada y la armadura real colocada en la pieza.

Donde:

\emptyset = Diámetro de la armadura

f_{yd} = Es la resistencia de cálculo de la armadura

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

l_{b1} = Es el tamaño mínimo para la transmisión de la fuerza de cálculo al hormigón

T_{bu} = La tensión de adherencia desarrollada alrededor de la barra de acero

Para un contacto de 2 barras se deberá aumentar un 20% más de la longitud de anclaje y para un contacto de 3 barras o más se deberá aumentar un 33%. El tamaño del anclaje rectilíneo puede ser disminuido en el caso de que la armadura termine en un gancho, una buena parte de la sollicitación de la fuerza del arrancamiento será resistida por el gancho. Se adoptan las siguientes consideraciones.

Para aceros lisos

$$l_b/3$$

$$l_{b1} = l_b \quad \Delta l_b = (l_b - 15 * \emptyset) \geq 10 * \emptyset$$
$$15\text{cm}$$

Para aceros corrugados

$$l_b/3$$

$$l_{b1} = l_b \quad \Delta l_b = (l_b - 10 * \emptyset) \geq 10 * \emptyset$$
$$15\text{cm}$$

El tipo de anclaje empleado en los estribos no debe provocar un riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento. Son indispensables los anclajes por gancho (135° a 180°), en el caso de las barras lisas; los anclajes por patilla (90° a 135°), sólo se admite para barras corrugadas.

Se considera que hay un anclaje total cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual a:

- ✓ 5 \emptyset o 50mm a continuación de un arco de círculo de 135° o más.
- ✓ 10 \emptyset o 70mm a continuación de un arco de círculo de 90°.

2.3.2.6. Empalme de las armaduras.

Las barras de acero se comercializan están entre 10 y 12m de largo cuando tenemos una pieza estructural de un mayor tamaño es necesario hacer un empalme para cubrir las sollicitaciones determinadas en los diagramas. Otras veces se tiene la obra un pedazo de armadura que se lo puede reutilizar con las otras armaduras respetando los empalmes⁵.

⁵ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 9 *El Hormigón Armado*. En 9.6.- Empalme de las Armaduras. P 176-178.

2.3.2.6.1. Empalme por traslapeo o solapo.

Es el tipo de empalme más común no es utilizado en barras de acero cuyo diámetro sea mayor a 25mm y explícitamente prohibido utilizado en tirantes.

La idea básica es transferir esfuerzo de una barra para la otra por medio de la adherencia en un largo igual al largo del anclaje el mismo es corregido por un coeficiente Ψ que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.

Ecuación para poder determinar el empalme por traslapeo o solape

$$l_v = \psi * l_{b_1}$$

Con ganchos para aceros lisos

$$l_v = (\psi * l_v - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 15 * \phi \\ 0.50 * l_{b_1} \end{bmatrix}$$

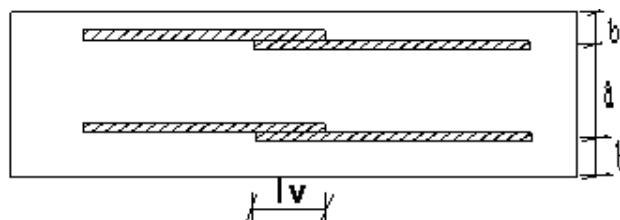
Con ganchos para aceros corrugados

$$l_v = (\psi * l_v - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 10 * \phi \\ 0.50 * l_{b_1} \end{bmatrix}$$

Coeficiente ψ ; que multiplica el largo de anclaje rectilíneo depende de lo siguientes:

- ✓ 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 externa empalmada hasta la parte de la pieza⁶.

Figura 2.1. Empalme por traslapeo.



Fuente. EHE-08 Instrucción de Hormigón estructural.

⁶ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 9 *El Hormigón Armado*. En 9.6.- Empalme de las Armaduras. P 176-178.

Tabla 2.4. Para obtener los coeficientes ψ .

| Distancia a | Distancia b | Porcentaje máximo de barras empalme | | | | |
|-------------------------|------------------------|-------------------------------------|------|------|------|------|
| | | 20% | 25% | 33% | 50% | >50% |
| $a \leq 10 * \emptyset$ | $B \leq 5 * \emptyset$ | 1.20 | 1.40 | 1.60 | 1.80 | 2.00 |
| $a > 10 * \emptyset$ | $b > 5 * \emptyset$ | 1.00 | 1.00 | 1.20 | 1.30 | 1.40 |

Fuente: MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14^a. ed.).

La norma también limita el porcentaje de los empalmes de las barras traccionadas en una misma sección transversal en función al tipo de solicitación.

Existen varios tipos de empalmes, pero sólo nos limitamos al empalme por traslape porque es más utilizado en nuestro proyecto. La norma recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1mm. Para poder asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra de acero a otra, es fundamental que el espesor del hormigón que exista alrededor del empalme sea lo suficiente. El valor mínimo que recomienda la Norma Española de hormigón armado para ese espesor es de dos veces el diámetro de las barras.

2.4. Coeficientes de minoración de resistencias y mayoración de cargas.

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la Norma Boliviana de hormigón armado CBH-87, son como se muestran en los siguientes cuadros⁷:

Tabla 2.5. Coeficiente de Minoración.

| Material | Coeficiente básico | Nivel de control | Corrección |
|----------|--------------------|------------------|------------|
| Acero | $\gamma_s = 1.15$ | Reducido | +0.05 |
| | | Normal | 0 |
| | | Intenso | -0.05 |
| Hormigón | $\gamma_c = 1.5$ | Reducido | +0.20 |
| | | Normal | 0 |
| | | Intenso | -0.10 |

Fuente. Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

⁷ EHE, Normativa.; *Instrucción de Hormigón Estructural*. (08.ed.). Art. 15 Materiales. En 15.3.- Coeficientes parciales de seg. P 63-64.

Tabla 2.6. Coeficiente de Mayoración.

| Coeficientes básicos | Nivel de control y daños previsibles | | corrección |
|----------------------|---|----------|------------|
| $\gamma_s = 1.6$ | Nivel de control en la ejecución | Reducido | 0,2 |
| | | Normal | 0 |
| | | intenso | -0,1 |
| | Daños previsibles en caso de accidentes | Mínimos | -0,1 |
| | | Normal | 1 |
| | | Intenso | 0,2 |

Fuente. Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

Por lo tanto, los coeficientes de seguridad para el estado de límite último son:

Coeficiente de minoración del acero $\gamma_s = 1,15$

Coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c = 1,50$

Coeficiente de mayoración de carga muerta $\gamma_{fg} = 1,60$

Coeficiente de mayoración de carga viva $\gamma_{fq} = 1,60$

2.5. Hipótesis de cargas.

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las dos 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.

HIPOTESIS I $Y_{fg} * G + y_{fg} * Q$

HIPOTESIS II $0.90(Y_{fg} * G + y_{fg} * Q) + 0.90 * y_{fg} * W$

Dónde:

G= Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q= Valor característico de las cargas variables de explotación, de granizo, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto la sísmicas.

W= Valor característico de la carga del viento.

γ_g = Coeficiente de ponderación de las cargas permanentes, si su efecto es desfavorable se tomará $\gamma_g = \gamma$, aplicando simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen en la estructura, si su efecto es favorable se tomará el valor ponderado $\gamma_g = 0,90$.

γ_q = Coeficiente de ponderación de las cargas variables, si su efecto es desfavorable se tomará $\gamma_q = \gamma$, y si el efecto es favorable se tomará $\gamma_q = 0$.

γ = Coeficiente de ponderación que lo define el proyectista de acuerdo a su criterio, para los estados límites últimos no deberá ser menor que $\gamma = 1,25$ pero sí mayor.

Los coeficientes de ponderación γ , para el caso de control normal de ejecución que recomienda Jiménez Montoya son los siguientes:

$\gamma_g = 1$ si el efecto de las cargas permanentes es favorable.

$\gamma_g = 1,50$ si el efecto de las cargas permanentes es desfavorable.

$\gamma_q = 0$ si el efecto de las cargas variables es favorable.

$\gamma_q = 1,60$ si el efecto de las cargas variables es desfavorable.

2.5.1. Sobrecarga del viento.

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria W (kg/m^2) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

$$W = C * P$$

Dónde:

C = Coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión, para el proyecto se tomarán los valores q se indica en Anexos Análisis de Carga

P = Presión dinámica del viento (kg/m^2).

W = Sobrecarga unitaria del viento (kg/m^2).

Tabla 2.7. Coeficiente eólico de sobrecarga local en una construcción cerrada.

| Situación Ángulo de incidencia del viento α | Coeficiente eólico en: | | | | | |
|---|--------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| | Superficies planas | | Superficies curvas rugosas | | Superficies curvas muy lisas | |
| | A barlovento c ₁ | A sotavento c ₂ | A barlovento c ₃ | A sotavento c ₄ | A barlovento c ₃ | A sotavento c ₄ |
| 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 |

Fuente: Pedro Jiménez Montoya "Hormigón Armado" (14ª Edición)

2.5.1.1. Presión dinámica del viento.

La velocidad del viento produce una presión dinámica en los puntos donde la velocidad se anula, de valor:

$$P = \frac{V^2}{16}$$

Dónde:

V=Velocidad del viento (m/s)

P=Presión dinámica del viento (kg/m²)

Tabla 2.8. Presión dinámica del viento

| Altura de coronación del edificio sobre el terreno en m. cuando la situación topográfica es: | | Velocidad del viento v | | Presión dinámica w kg/m ² |
|--|--------------|------------------------|------|---|
| Normal | Expuesta | m/s | km/h | |
| De 0 a 10 | - | 28 | 102 | 50 |
| De 11 a 30 | - | 34 | 125 | 75 |
| De 31 a 100 | De 0 a 30 | 40 | 144 | 100 |
| Mayor de 100 | De 31 a 100 | 45 | 161 | 125 |
| - | Mayor de 100 | 49 | 176 | 150 |

Fuente: Pedro Jiménez Montoya "Hormigón Armado" (14ª Edición)

2.5.2. Cargas Permanentes y accidentales.

Los siguientes cuadros nos proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma. Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomiendan las normas.

Tabla 2.9. Peso Específico de Materiales

| MATERIAL | PESO ESPECÍFICO KN/m ³ |
|--|--------------------------------------|
| PIEDRAS ARTIFICIALES | |
| Baldosa Cerámica | 18 |
| Ladrillo cerámico común | 23,0 |
| MAMPOSTERÍA SIN REVOQUE | |
| Mampostería de ladrillos cerámicos comunes | 14,0 |
| MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN VARIOS | |
| Yeso para cielo rasos y enlucidos | 12,5 |
| MORTEROS | |
| de cemento portland y arena | 21,0 |

Fuente: IBNORCA, Norma Boliviana.; *Peso específico de materiales.* (1^a. ed.).

Tabla ¡Error! No hay texto con el estilo especificado en el documento..1. Sobre cargas de uso

| Uso del elemento | Sobrecarga Kg/m ² |
|---|------------------------------|
| A. Azoteas | |
| Accesibles sólo para conservación | 100 |
| Accesibles sólo privadamente | 150 |
| Accesibles al público | Según su uso |
| C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc. | |
| Zonas de dormitorio | 200 |
| Zonas públicas, escaleras, accesos | 300 |
| Locales de reunión y de espectáculo | 500 |
| Balcones volados | Según art. 3,5 |
| E. Edificios docentes | |
| Aulas, despachos y comedores | 300 |
| Escaleras y accesos | 400 |
| Balcones volados | Según art. 3,5 |

Fuente: MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado.* (14^a. ed.).

2.6. Determinación de esfuerzos.

Los esfuerzos se determinarán usando el software especializado para el cálculo y el diseño estructural, CYPECAD, el cual nos proporciona las envolventes de los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores.

En este programa primero se debe dibujar la estructura o en su defecto transportarla del AutoCAD, posteriormente se deben introducir los datos necesarios que nos pide el programa. Se procede a ubicar las columnas, vigas, losas, cimientos, y las cargas que actuarán en la estructura, una vez finalizado se proceden a corregir los posibles errores que se pudieron cometer.

Realizada la corrección, el programa nos muestra los esfuerzos que actúan en todos los elementos de la estructura de una manera detallada, presentando primero el diagrama de cortantes seguido del diagrama de momentos flectores y torsiones, donde en el eje X se encuentra la longitud del elemento y en el eje Y los esfuerzos.

2.7. Cubiertas metálicas.

La cubierta es el elemento estructural que cierra la parte superior de un edificio y tiene la misión de proteger su interior contra las inclemencias atmosféricas (lluvia, viento, granizo, calor y frío). Su forma, su inclinación (pendiente) y material de cubrición, ejercen una influencia esencial sobre el aspecto de la edificación.

2.7.1. Formas de Cubiertas.

Entre las formas clásicas de cubiertas, se tiene: a dos aguas, a una sola vertiente, la cubierta plegada en diente de sierra, cubierta con faldones, cubierta de pabellón, faldón quebrantado, mansarda, cubierta multiforme, cubierta plana, cubierta compuesta, etc.

2.7.2. Inclinación de las Cubierta.

Las diferentes pendientes o inclinaciones de las cubiertas dependen: de los materiales usados para techar, de las circunstancias del clima y de la finalidad a que se destine el local cubierto. Ordinariamente, tales pendientes se clasifican en tres grupos o categorías:

- a) Cubiertas de poca pendiente cuya inclinación no pasa de 5°.
- b) Cubiertas de pendiente media que pasan de 5° hasta 40°.
- c) Cubiertas de pendiente fuerte que pasan de 40°.

2.7.3. Carga de viento.

En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y barlovento, el cual se resume en la carga dinámica de⁸:

$$\omega = \frac{V^2}{16}$$

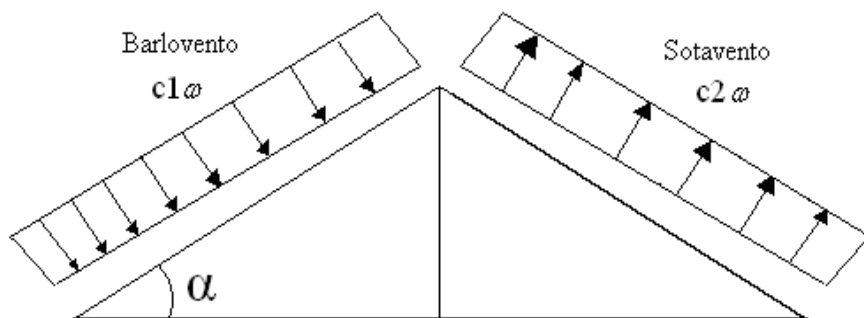
Dónde:

ω = Carga dinámica de viento kg/m²

V = velocidad del viento m/s.

Las superficies normales al viento sufren presión en su cara a barlovento (la que mira al viento) y succión en la que la de sotavento (respalda). Dependiendo de la inclinación en unos puntos la acción será presión y en otros succión.

Figura 2.2. Barlovento y Sotavento.



Fuente: JUNTA DEL ACUERDO, Cartagena.; *Manual de diseño del grupo andino*. (1ª. ed.).

2.7.4. Cubierta con cercha metálica, diseñados con perfiles de acero laminados en caliente.

2.7.4.1 Proceso de fabricación de perfiles laminados en calientes.

Es producido calentando y presionando por medio de unos rodillos especiales industriales que tienen como objeto manipular todo el acero siguiendo ciertos criterios y especificaciones. Esto debido a que cuando se encuentran como metal calentando es más fácil de ser transformado. Es importante recalcar que el acero es un metal más flexible cuando se encuentran en su estado caliente, de esta manera se hace más fácil el trabajo de manipulación.

⁸ LRFD, Normativa.; *Diseño de estructuras de acero*. (2ª. ed.). Cap. 2 Especificaciones, cargas y métodos. En 2.4.- Cargas vivas. P 44.

2.7.4.2 Bases de diseño.

En las especificaciones de AISC indica lo siguiente “*EL diseño se realizará con las disposiciones del método diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD) o a las disposiciones del método de diseño en base a resistencia (ASD)*”⁹

Los diseños de las cerchas metálicas con perfiles laminados en caliente pueden hacerse con las provisiones de cualquiera de esos 2 métodos de diseño.

En las nuevas normas del AISC, que se publicaron en 2005, se incorporaron los dos métodos, ASD y LRFD, como lo ha hecho el *American Iron and Steel Institute (AISI)*.

El método de diseño elástico o por esfuerzos permisibles(ASD) es muy útil cuando se revisan estructuras antiguas, su aplicación data de casi un siglo en los Estados Unidos de América y en México.

Especificaciones AISC para edificios de acero

ASD Primera edición 1923

Novena edición 1989

LRFD Primera edición 1986

Segunda edición 1993

Tercera edición 1999

Cuarta edición 2001

Quinta edición 2005 (ASD y LRFD)

2.7.4.2.1. Diseño por resistencia Usando Diseño en Base a Factores de Carga Y Resistencia (LRFD).

Este método de diseño denominado también **diseño por estados límite o resistencia última**, consiste en determinar en primer término, las acciones (cargas o momentos) que se presentan en las secciones críticas de un miembro estructural o estructura bajo el efecto de las acciones de diseño o cargas factorizadas.

En general, las cargas factorizadas se obtienen multiplicando las cargas de servicio o de trabajo por un factor de carga, que suele ser mayor que la unidad.

⁹ AISC Especificaciones de diseño de acero laminados en caliente. (ed.2005). *Cap. B Requisitos de diseño*. En B3.- Base de diseño. P 16-66

Ecuación básica de diseño:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

donde:

Q_i = efecto de las acciones calculado (M, V, P, etc.) bajo cargas de servicio i , donde $i = D$ (carga muerta), L (carga viva), S (sismo), W (viento), etc.

γ_i = factor de carga; depende del tipo y combinación de carga (toma en cuenta las incertidumbres de los efectos de las cargas).

R_n = resistencia nominal

ϕ = factor de resistencia menor que la unidad, depende del tipo de resistencia (toma en cuenta las incertidumbres en la resistencia).

Comentarios:

El margen de seguridad se incorpora en los dos factores de carga y reducción de la resistencia (γ y ϕ), y se aplica a ambos lados de la ecuación básica de diseño: acciones contra resistencia.

Con LRFD, el margen de seguridad proporcionado en el diseño puede ser más realista y refleja la diferencia de niveles o incertidumbres asociadas con diferentes condiciones de carga. Por ejemplo, se usa un factor de carga menor para las cargas muertas (1.2) que para las cargas vivas (1.6), lo cual refleja una incertidumbre mayor en las cargas vivas.

2.7.4.2.1.1. Ventajas del método LRFD.

- LRFD proporciona un margen de seguridad más uniforme y confiable bajo diferentes condiciones de carga. Es decir, LRFD permite que el factor de seguridad sea más preciso para diferentes tipos de carga y combinaciones de las mismas.
- Las resistencias nominales (R_n) se indican explícitamente en las Especificaciones LRFD. El diseñador cuenta con mayor información sobre el comportamiento real de la estructura.
- Cuando sea posible, las resistencias nominales se dan en términos de fuerzas en vez de esfuerzos. Esto frecuentemente proporciona una mejor representación del comportamiento estructural real.

2.7.4.2.1.2. Cálculo de las cargas combinadas con las expresiones de LRFD.

El propósito de estos factores es considerar las incertidumbres implicadas en la estimación de la magnitud de las cargas muertas y vivas. La Parte 2 del Manual de AISC proporciona

los siguientes factores de carga para edificios, que se basan en el ASCE 7 y que son los valores que se usan en este texto:

1. $U = 1.4 D$

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

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

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

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

6. $U = 0.9 D + 1.0 W$

7. $U = 0.9 D + 1.0 E$

Donde:

D= Cargas muertas.

L= Cargas vivas.

L_r = Carga viva en techos

S = Carga de granizo

R= Carga de lluvia o hielo.

W= Carga de viento

E= Carga de sismo

Deberá observarse en las Ecuaciones 4, 5, 6 y 7 que los factores de carga eólica y de sismo se dan como 1.0. Generalmente, los reglamentos de construcción convierten a las cargas eólicas y sísmicas a valores últimos o factorizados. Entonces, ya fueron multiplicados por un factor de carga. Si éste no es el caso, debe usarse un factor de carga mayor de 1.0.

Tabla 2.11. Factores de Reducción de Resistencia.

| (Ø) | SITUACIÓN |
|------|--|
| 1 | Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortante en tornillo en juntas tipo fricción |
| 0.9 | Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de la sección total de miembros a tensión. |
| 0.85 | Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros. |
| 0.80 | Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial. |
| 0.75 | Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión. |
| 0.65 | Aplastamiento en tornillos (que no sea tipo A307) |
| 0.60 | Aplastamiento en cimentaciones de concreto |

Fuente: LRFD, Normativa.; *Diseño de estructuras de acero*. (2ª. ed.).

2.7.4.2.2. Diseño por resistencia Usando diseño en base a Resistencias Admisibles (ASD)

Este método de diseño denominado también diseño elástico, consiste en determinar, en primer término, los esfuerzos que se presentan en las secciones críticas de un miembro estructural bajo la acción de las cargas de servicio o de trabajo, considerando un comportamiento elástico del material. Se considera que un miembro está diseñado correctamente

cuando los esfuerzos de trabajo, ocasionados por las cargas de servicio que obran en el miembro no exceden los esfuerzos permisibles.

Los esfuerzos permisibles se estipulan en las especificaciones de diseño de acuerdo con el tipo de elemento estructural, tipo de acero y solicitaciones que obran en la estructura. En general, los esfuerzos permisibles se obtienen dividiendo los esfuerzos de falla del material y tipo de solicitación entre un factor de seguridad. En general, los esfuerzos permisibles son una fracción del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia (esfuerzo de fluencia, F_y), o del esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , del acero utilizado en el diseño de la estructura o del esfuerzo crítico de un elemento.

El diseño se realizará de acuerdo con la ecuación:

$$R_a \leq R_n/\Omega$$

donde:

R_a = resistencia requerida (ASD)

R_n = resistencia Nominal

Ω = factor de seguridad

R_n/Ω = Resistencia admisible

2.7.4.2.2.1. Cálculo de cargas combinadas con expresiones ASD.

Se presentan las combinaciones de carga que se muestran enseguida para el análisis y diseño con el método ASD. Los valores resultantes no son intercambiables con los valores de LRFD.

1. $U = D$

2. $U = D + L$

3. $U = D + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$

4. $U = D + 0.75 L + 0.75 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$

5. $U = D + (0.6 W \text{ o } 0.7 E)$

6. (a) $U = D + 0.75 L + 0.75 (0.6W) + 0.75 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$

(b) $U = D + 0.75 L + 0.75 (0.7E) + 0.75 (S)$

7. $U = 0.6 D + 0.6 W$

8. $U = 0.6 D + 0.7 E$

Donde:

D= Cargas muertas.

L= Cargas vivas.

L_r = Carga viva en techos

S = Carga de granizo

R= Carga de lluvia o hielo.

W= Carga de viento

E= Carga de sismo

El estudiante debe percatarse de que la Especificación AISC provee lo que el AISC determina que son las cargas máximas que deben considerarse para una estructura específica. Si a juicio

del proyectista las cargas serán más desfavorables que los valores recomendados, entonces los valores ciertamente pueden incrementarse. Como ejemplo, si el proyectista piensa que los valores máximos para viento y lluvia pueden ocurrir al mismo tiempo en su área, puede despreciarse el factor 0.75. El proyectista deberá considerar cuidadosamente si las combinaciones de cargas especificadas cubren adecuadamente todas las combinaciones posibles para una estructura específica. Si se piensa que no, puede tomarse la libertad de considerar cargas y combinaciones adicionales como parezca apropiado. Esto es verdad para los métodos LRFD y ASD.

2.7.4.3. Análisis de miembros de acero laminados en caliente.

Dentro de los análisis de miembros, se detallan fórmulas y procedimientos para el dimensionado de las piezas, según los estados que se presenten.

2.7.4.3.1. Propiedades de los miembros.

2.7.4.3.1.1. Determinación del Área bruta y Área Neta.

- **Área bruta:** El área de un miembro A_g , es el área total de la sección transversal.
- **Área neta:** El área neta A_n , de un miembro es la suma de los productos de los espesores por sus respectivos anchos netos, calculados como se indica a continuación:

1.- Para calcular el área neta para tensión y corte, la perforación para alojar un conector deberá aumentarse 0.2 cm (2mm) respecto de la dimensión nominal de la perforación.

2.- para una cadena de perforaciones en cualquier línea diagonal o zigzag, el ancho neto se obtendrá deduciendo del ancho bruto la suma de las dimensiones de los diámetros de las perforaciones o ranuras, de todas las perforaciones en cadena, y agregando para cada cambio en zigzag en la cadena cantidad $s^2/4g$,

Donde:

s = distancia longitudinal centro a centro de las perforaciones consecutivas (paso), am.

g = Distancia transversal centro a centro (gramil) entre líneas de conectores, cm.

3. Para secciones sin perforaciones del área neta A_n , es igual al área bruta A_g .

2.7.4.3.2. Diseño de miembros en tensión.

“El diseño de miembros a tensión implica encontrar un miembro con áreas totales y netas adecuada. Si el miembro tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta del área perdida debajo de los agujeros. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos. Sin embargo, si va a usarse un perfil laminado el área por deducirse no puede producirse de antemano porque el espesor del miembro en la localidad de los agujeros no se conoce.

Una consideración secundaria en el diseño de miembros en tensión es la esbeltez. Si un miembro estructural tiene una sección transversal pequeña en relación con su longitud, se dice que es esbelto, una medida más precisa es la relación de esbeltez L/r , donde L es la longitud del miembro y r el radio de giro mínimo de área de sección transversal”¹⁰.

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo, en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo, esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostramiento sometida a cargas de viento. Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300. El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro, es decir:

$$\sum y_i Q_i \leq \phi R_n$$

Como resultado de la información anterior, la Especificación AISC (D2) estipula que la resistencia nominal de un miembro a tensión, P_n , será la más pequeña de los valores obtenidos sustituyendo en las dos expresiones siguientes:

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir un alargamiento excesivo del miembro),

$$P_n = F_y A_g$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = \text{resistencia de diseño a la tensión por el método LRFD } (\phi_t = 0.9)$$

¹⁰LRFD, Normativa.; *Diseño de estructuras de acero*. (2ª.ed.). Cap. 3 *Análisis de miembros a tensión*. En 3.2.- Diseño a tracción. P 63-67

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{F_y A_g}{\Omega_t} = \text{resistencia permisible a la tensión por el método ASD } (\Omega_t=1.67)$$

Para fractura por tensión en la sección neta en la que se encuentren agujeros de tornillos o remaches,

$$P_n = F_u A_e$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e = \text{resistencia de diseño a la tensión por el método LRFD } (\phi_t = 0.75)$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{F_u A_e}{\Omega_t} = \text{resistencia permisible a la tensión por el método ASD } (\Omega_t=2.00)$$

Donde:

$$A_e = \text{Área neta efectiva, cm}^2$$

$$A_g = \text{Área bruta del Miembro, cm}^2$$

$$F_y = \text{Tensión de fluencia mínima específica del tipo de acero utilizado, kg/cm}^2$$

$$F_u = \text{Tensión última mínima especificada del tipo de acero utilizado, kg/cm}^2$$

Estas son las relaciones que se usan para el diseño de elementos sometidos a flexión:

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

$$\frac{Kl}{r} \leq 300$$

Donde:

K= La esbeltez de la pieza

l= la longitud de la pieza

r = Radio de giro mínimo necesario de la pieza

- **Área neta efectiva:** El área bruta, A_g , y el área neta, A_n , de elementos traccionados deben ser determinada de acuerdo con las disposiciones de sección B4.3. de la normativa AISC.

El área neta efectiva de los miembros traccionados debe ser determinados de la siguiente forma:

$$A_e = A_n * U$$

Donde U, el factor de corte diferido es determinado como se muestra en la tabla D3.1. de la normativa AISC.

2.7.4.3.3. Diseño de miembros a compresión.

Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro, la resistencia de diseño en compresión, $\phi_c P_n$, o la resistencia admisible en compresión, $\frac{P_n}{\Omega_c}$, la resistencia de diseño LRFD y la resistencia permisible ASD de una columna pueden determinarse como sigue:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = \text{resistencia de diseño a la compresión por el método LRFD } (\phi_c = 0.90)$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{F_{cr} A_g}{\Omega_c} = \text{resistencia permisible a la compresión por el método ASD } (\Omega_c = 1.67)$$

Las siguientes expresiones muestran cómo puede determinarse F_{cr} , el esfuerzo de pandeo por flexión de una columna, para miembros sin elementos esbeltos:

$$\text{a) si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\left(\frac{E}{F_y}\right)} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

$$\text{b) si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\left(\frac{E}{F_y}\right)} \quad \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$$

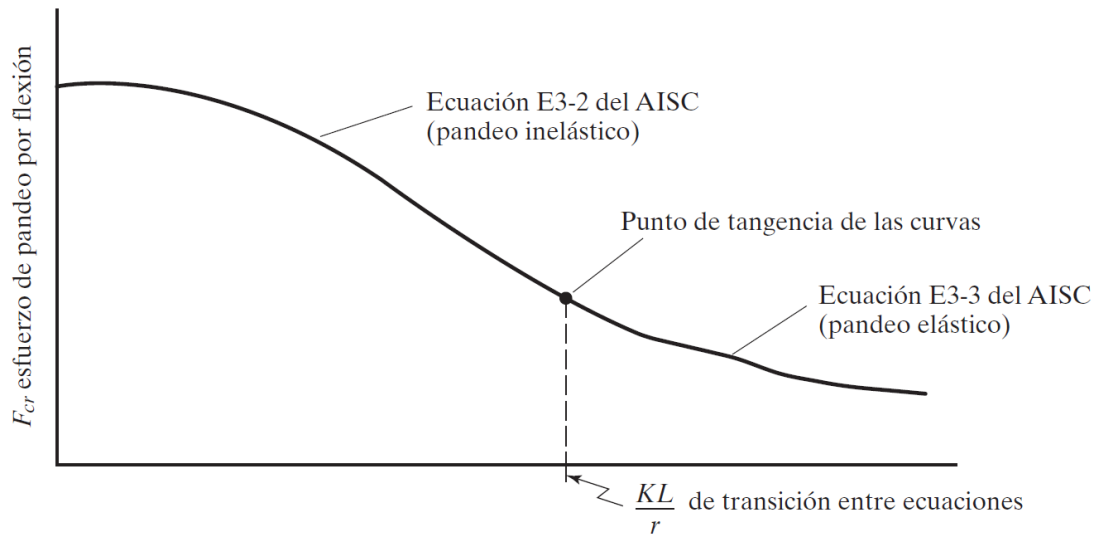
$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

En esta expresión, F_e es el esfuerzo de pandeo crítico elástico- es decir, el esfuerzo de Euler- calculado con la longitud efectiva de la columna KL

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Estas ecuaciones se presentan gráficamente en la figura 2.3.

Figura 2.3. Curva para columna según el AISC.



Fuente: Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC.

2.7.4.3.3.1. Longitud Efectiva.

Para miembros diseñados sólo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez KL/r no sea mayor que 200.

$$\frac{K \cdot l}{r} \leq 200$$

Donde:

K= Coeficiente de pandeo que lleva en cuenta las condiciones de borde o tipo de apoyo en los extremos de la pieza.

L= Longitud de la pieza.

r = Radio de giro mínimo necesario de la pieza.

“Se recomienda la relación de esbeltez máxima Kl/r de 200 para miembros en compresión, aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior práctico porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca resistencia y no serán económicas¹¹.

2.7.4.3.4. Diseño de la placa de Anclaje.

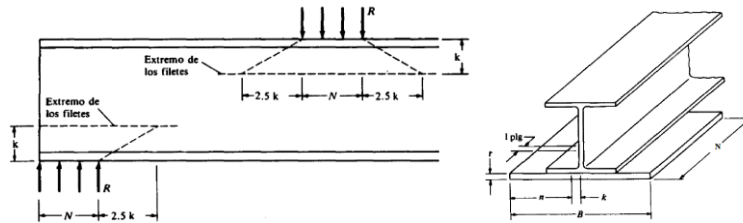
Las placas base de las columnas de acero pueden soldarse directamente a las columnas.

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

¹¹LRFD, Normativa.; *Diseño de estructuras de acero*. (2ª.ed.). Cap. 5 *Diseño a compresión*. En 5.8.- Columnas largas o cortas. P 143-146.

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.¹²

Figura 2.4. Placa de asiento para vigas.



Fuente: Diseño de estructuras de acero Jack C. McCORMAC. Capítulo 10.

2.7.4.3.4.1. Área de la placa.

La resistencia de diseño de contacto del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base cubre el área total del concreto, la resistencia nominal de contacto del concreto (P_p) es

$$P_p = 0.85 * f'_c * A_l.$$

En esta expresión, f'_c es la resistencia a compresión a los 28 días del concreto y A_l es el área de la placa base. Para el diseño por LRFD ϕ_c es 0.65, mientras que para el diseño por ASD $\Omega_t = 2.31$.

LRFD

ASD

$$P_u = \phi_c P_p$$

$$P_a = \frac{P_p}{\Omega_c}$$

2.7.4.3.4.2. Espesor de la placa.

Para determinar el espesor de placa requerido, t , se toman momentos en las dos direcciones como si la placa estuviese en voladizo con las dimensiones m y n . En las expresiones que siguen, la carga P es P_u para el diseño LRFD y P_a para el diseño ASD. Los momentos en las direcciones son:

$$\left(\frac{P_u}{BN}\right)(m)\left(\frac{m}{2}\right) = \frac{P_u m^2}{2BN} \text{ o } \left(\frac{P}{BN}\right)(n)\left(\frac{n}{2}\right) = \frac{P n^2}{2BN}$$

2.7.4.3.5. Diseño de largueros.

¹² Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capítulo 10.

Para evitar la flexión en las cuerdas superiores de las armaduras de techo, es teóricamente conveniente colocar los largueros sólo en los nudos. Sin embargo, en armaduras grandes es más económico espaciarlos a intervalos cortos. Si no se hace así, el tamaño de los largueros resultará demasiado grande y se volverán imprácticos. Cuando se usan largueros intermedios, las cuerdas superiores de las armaduras deben diseñarse por flexión y carga axial. Como se mencionó anteriormente, las canales y las secciones S son muy débiles respecto a sus ejes coincidentes con el alma y puede ser necesario usar tensores para reducir los claros en flexión alrededor de los ejes. En efecto, los tensores hacen que los largueros tengan una sección continua en la dirección de sus ejes y , y los momentos respecto a esos ejes se reducen bastante.

Si no se usan tensores, el momento máximo respecto al eje del alma de un larguero es de $wyL^2/8$. Cuando se colocan tensores a la mitad del claro, este momento se reduce a un máximo de $wyL^2/32$ (una reducción del 75 por ciento), y cuando se colocan en los tercios del claro el momento se reduce a un máximo de $wyL^2/90$ (una reducción del 91 por ciento).

Además de reducir los momentos respecto al alma de los largueros, los tensores tienen otros propósitos muy útiles. Primero, pueden proporcionar soporte lateral a los largueros; segundo, son muy útiles para mantenerlos alineados durante el montaje, hasta que la cubierta del techo se instala y se conecta a los largueros.

Método LRFD

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

Método ASD.

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

2.7.4.3.6. Soldaduras.

La soldadura es un proceso en el cual se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies conduciéndolos a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin adicción de otro metal fundido.

Aunque la soldadura moderna existe desde hace bastantes años, es asta en las últimas décadas que adquirido gran importancia en la ingeniería estructural.

2.7.4.3.6.1. Requisitos AISC.

Cuando se hacen soldaduras, el material del electrodo deberá tener propiedades del metal base. Si las propiedades son comparables, se dice que el metal de aportación es compatible con el metal *base*. (Es decir, sus resistencias nominales son similares.)

La Tabla 14.1 Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC (que es la Tabla J2.5 de la Especificación del AISC) proporciona las resistencias nominales de varios tipos de soldadura, incluyendo las de filete, de tapón, de muesca y las de ranura con penetración completa y parcial.

La resistencia de diseño de una soldadura específica (ϕR_n) y la resistencia permisible R_n/Ω de las juntas soldadas se toma como el menor de los valores de la resistencia del material base determinada de acuerdo con los estados límite de la fractura a la tensión y de la fractura al cortante, y la resistencia del metal de la soldadura determinada de acuerdo con el estado límite de la fractura mediante las siguientes expresiones:

Para el metal base. La resistencia nominal es:

$$R_n = F_{nBN}A_{BN}$$

Para el metal de la soldadura, la resistencia nominal es:

$$R_n = F_{nw}A_{we}$$

Donde:

F_{nBN} = El esfuerzo nominal del metal base. Kg/cm².

F_{nw} = El esfuerzo nominal del metal de la soldadura, Kg/cm².

A_{BN} = Área efectiva del metal base, cm².

A_{we} = Área efectiva de la soldadura, cm².

2.7.4.3.6.2. Miembros soldados.

Cuando se transfieren las cargas de tensión por soldaduras, deberán usarse las siguientes reglas de la Tabla D-3.1 del AISC, Tabla 3.2 del “Diseño de estructuras de acero: Jack C. McCORMAC” libro, para determinar los valores de A y de U (A_e para conexiones atornilladas = AU):

Si una carga de tensión se transmite sólo por soldaduras transversales, A debe ser igual al área de los elementos directamente conectados y U es igual a 1.

2.8. Juntas de dilatación.

Se denomina juntas de dilatación, a los cortes que dan a una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura la retracción de fraguado, o los asentos de los apoyos.

“Las variaciones de temperaturas ocasionan cambios dimensionales, tanto en la estructura como en el resto de los componentes del edificio, de forma que este se comporta como un objeto dinámico”¹³

“Con independencia de los valores proporcionados por el cálculo, ya dijimos que el ancho de junta no debe ser inferior a 25mm si resulta necesario un ancho superior a 50mm, la junta requerirá un estudio muy cuidadoso del comportamiento de las partes no estructurales del edificio, tanto desde el punto de vista estético como condiciones de servicio”¹⁴

En caso de edificios corrientes, la separación entre juntas de dilatación, función de las condiciones climatológicas del lugar en que estén ubicados, no será superior a:

- En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10°C), 25 m.
- En regiones húmedas y temperatura poco variable (variación no mayor de 10°C)
50m

2.9. Diseño de losas.

2.9.1. Losas con viguetas de hormigón pretensado.

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. 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 (Polietileno expandido).

No se realizará el diseño de la losa alivianada, porque en el medio existen viguetas pretensadas y, el proveedor, será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

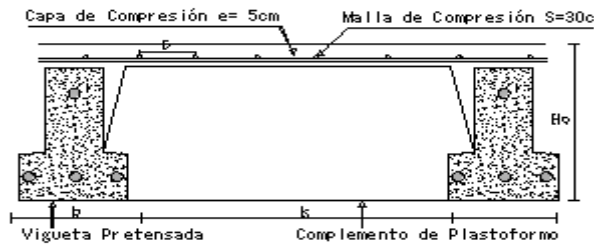
¹³ J. CALAVERA.; *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón.* (Tomo 1.). Cap. 24.1 Juntas de Dilatación. En 24.1.1.- Conceptos Generales. Pag. 473

¹⁴ J. CALAVERA.; *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón.* (Tomo 1.). Cap. 24 Juntas de Dilatación. En 24.1.5.- Consideraciones Adicionales. Pag. 479-480

2.9.1.1. Esfuerzos admisibles.

Son esfuerzos en el hormigón inmediatamente después de la transferencia y antes de que ocurran las pérdidas, son los esfuerzos bajo cargas muertas y cargas vivas de servicio.

Figura 2.5. Partes constructivas de la losa



Fuente. Elaboración propia

| | |
|--|-----------------------------------|
| Esfuerzo de compresión en fibras extremas | $\sigma_{ti} = -0,6 * f'ci$ |
| Esfuerzo de tensión de fibras extremas | $\sigma_{ti} = 0,8 * \sqrt{f'ci}$ |
| Esfuerzo de compresión en fibras extremas | $\sigma_{cf} = -0,45 * f'c$ |
| Esfuerzo de tensión de fibras extremas ¹⁵ | $\sigma_{tf} = 1,60 * \sqrt{f'c}$ |

2.9.1.2. Pérdidas de Pre-esfuerzo.

a) Las Pérdidas Instantáneas.- Son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas y dependen de las características del elemento estructural en estudio.

- Acortamiento Elástico. - A medida que la fuerza del tendón se transfiere al concreto, se presenta una deformación de compresión elástica e instantánea en el concreto, que tiende a reducir el esfuerzo en el acero de pre esfuerzo adherido.

Donde:

$$\Delta AE = \left(\frac{E_p}{E_{cpi}} \right) \cdot f_c g_p$$

E_p = Módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas.

E_{cpi} = Módulo de deformación longitudinal del concreto para la edad j correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

b) Pérdidas Diferidas.- Se denominan pérdidas diferidas a las que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras y se evalúa a detalle con las siguientes pérdidas:

¹⁵HERNÁNDEZ MONTES, Enrique.; *Hormigón Pretensado*. (1ª. ed.). Cap. 4 La fuerza de pretensado. En 4.1.- Pérdidas de pretensado. P 103

- **Contracción del Hormigón.-** La contracción del hormigón es el resultado de la pérdida de humedad, debido a la relación de agua-cemento, contenido de agregados, condiciones del medio ambiente, adictivos, la cantidad de refuerzo y tipo de cemento.

$$\Delta Cc = 1.193 - 10,5 * H$$

H = El promedio anual de la humedad relativa del ambiente (%).

- **Flujo Plástico.-** Propiedad de muchos materiales mediante la cual, continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga.

$$\Delta FP = 12 * fcgp - 7 * fc ds \geq 0$$

Donde:

$f_{c ds}$ = Esfuerzo en el hormigón en el centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas que son aplicadas en el miembro después del pre esforzado.

- **Relajación del acero en la transferencia.-** Es la pérdida de esfuerzo en un material esforzado con longitud constante, esta varía dependiendo del tipo y grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial¹⁶.

$$\Delta AE1 = \frac{1}{10} * \log(t) * \left(\frac{f_t}{f_{pu}} - 0,55 \right) * f_t$$

Donde:

t = Tiempo estimado en días desde el esforzado hasta la transferencia (horas).

f_t = Esfuerzo en el tendón al final del esforzado (kg/cm^2).

f_{pu} = Resistencia del acero de pre-esfuerzo (kg/cm^2).

2.9.2. Losa armada en dos direcciones.

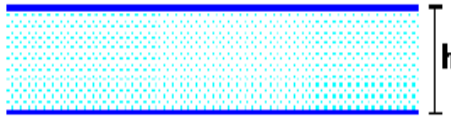
- **Losa maciza**

Se llama así cuando el hormigón ocupa todo el espesor de la losa, estas losas están soportadas por vigas compactas de mayor peralte, o por vigas de otros materiales independientes e

¹⁶HERNÁNDEZ MONTES, Enrique.; *Hormigón Pretensado*. (1ª. ed.). Cap. 4 La fuerza de pretensado. En 4.1.- Pérdidas de pretensado. P 103

integrados a la losa. Las losas macizas generalmente resultan más caras, a menos que se vuelvan competitivas al hacerla más delgadas.

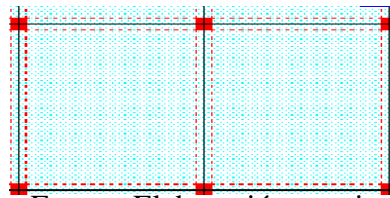
Figura 2.6. Losa maciza.



Fuente. Elaboración propia

Cuando se sustenta en sus cuatro bordes, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones, recibiendo el nombre de losas bidireccionales.

Figura 2.7. Losa Bidireccional.



Fuente. Elaboración propia

Las losas macizas pueden ser dimensionadas en forma aproximada considerando espesores menores en 5 cm a los indicados para losas alivianadas; así se podrá tener:

Tabla 2.12. Predimensionamiento de losas.

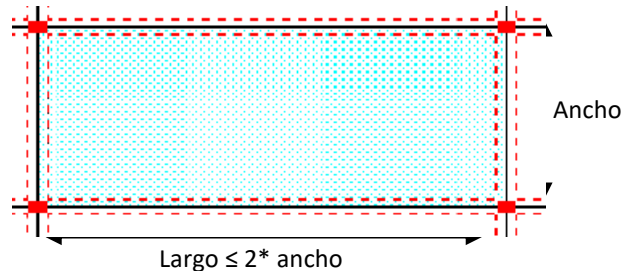
| | |
|-------|--|
| h= 12 | Para luces menores o iguales a 4 m. |
| h= 15 | Para luces menores o iguales a 5.50 m. |
| h= 20 | para luces menores o iguales a 6.50 m. |
| h= 25 | para luces menores o iguales a 7.50 m. |

Fuente. Elaboración propia

La resistencia y rigidez de estas losas es muy buena. Las solicitaciones de diseño dependen de las cargas y las condiciones de apoyos. Además la relación entre la dimensión mayor y la dimensión menor de lados de la losa debe ser ≤ 2 porque trabaja en sus dos direcciones¹⁷.

¹⁷ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 24 Placas de Hormigón Armado. En 24.6.- Métodos clásicos. P 550-553.

Figura 2.8. Losa maciza bidireccional



Fuente. Elaboración propia

Existen tablas para el diseño de losas como ser las de Czerny. La armadura de flexión bien sea de momentos positivos o negativos, debe disponerse con una disposición transversal.

- **Principales características y descripción de losas macizas**

Materiales y equipo

Los materiales requeridos para su construcción son: hormigón y acero, además del encofrado y el apuntalamiento que requiere debido a su posición. En cuanto al equipo es el mismo que se usa para la ejecución de los otros elementos una mezcladora con equipo necesario para elevar el hormigón fresco y depositarlo en el encofrado correspondiente.

Funcionalidad

Al tener espesor constante se apoyan en sus cuatro bordes cualquiera sea la forma de sustentación de cada uno de ellos. Su canto total no debe ser menor a $l/40$ ni a 8 cm. Cuando trabaja en sus dos direcciones genera momentos flexionantes máximos positivos y máximos negativos los que se calculan aplicando las tablas de Czerny. Tienen como ventaja fundamental su sencillez de armado, encofrado y además que soportan grandes sobrecargas.

2.10. Vigas.

Son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

2.10.1. Cálculo a flexión simple.

2.10.1.1 Armadura longitudinal.

Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene del Tabla 2.6..

$$Md = \gamma_s * M$$

Se deberá calcular el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

$$Ud = \frac{Md}{(bw * d^2 * fcd)}$$

Donde:

bw = Ancho de la viga

d =Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamado “canto útil”)

fcd =Resistencia de diseño del hormigón.

- ✓ Se calculará el valor, se obtiene del Tabla 2.15.

$$Si: u_{lim} \geq ud \text{ no necesita armadura a compresión}$$

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, solo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- 1) Con el valor del momento reducido se entra al Tabla 2.15. y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.
- 2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$As = w * bw * d * \frac{fcd}{fyd}$$

Donde:

w = Cuantía mecánica de la armadura

fyd = Resistencia de cálculo del acero

As =Área de la armadura a tracción.

- 3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ se obtiene de la Tabla 2.15.

$$A_{min} = u * b_w * d$$

La ecuación que se muestra sólo es para secciones rectangulares

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

2. Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

$$si \rightarrow u_{lim} \leq ud \text{ Necesita armadura a compresión}$$

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

$$f = r/d$$

$$ws2 = \frac{ud - ud_{lim}}{(1 - f)}$$

$$ws1 = w_{lim} + ws2$$

Donde:

w_{lim} = Este valor se obtiene de la Tabla 2.15.

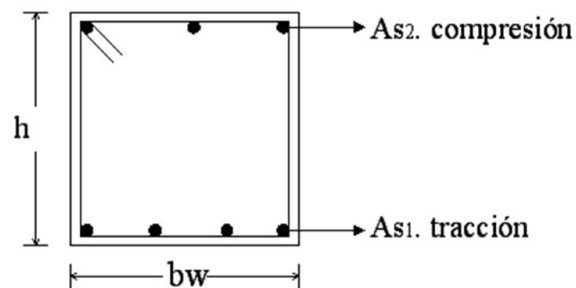
w_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción

w_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

f = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

Figura 2.9. Viga de hormigón armado.



Fuente: Elaboración propia

2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$As1 = \frac{ws1 * bw * d * fcd}{fyd} \quad As2 = \frac{ws2 * bw * d * fcd}{fyd}$$

Dónde:

As1= Área de la armadura a tracción.

As2= Área de la armadura a compresión.

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene de la Tabla 2.15.

$$A_{min} = u * bw * d$$

4) Se tomará la mayor (As1-As2) armadura de los dos valores anteriores mencionados¹⁸

Tabla 2.13. Valores Límites.

| | | | | | | |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| <i>fy(kp/cm2)</i> | 2200 | 2400 | 400 | 4200 | 4600 | 5000 |
| <i>fyd(kp/cm2)</i> | 1910 | 2090 | 3480 | 3650 | 4000 | 4350 |
| <i>ξ lim</i> | 0.793 | 0.779 | 3.48 | 0.668 | 0.648 | 0.628 |
| <i>μ lim</i> | 0.366 | 0.362 | 0.679 | 0.332 | 0.326 | 0.319 |
| <i>W lim</i> | 0.546 | 0.536 | 0.467 | 0.46 | 0.446 | 0.432 |

Fuente: MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14^a. ed.).

¹⁸MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14^a.ed.). Cap. 14 Vigas rectangulares. En 14.1.- Generalidades. P 268-279.

Tabla 2.14. Cuantías geométricas mínimas referidas.

| TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL | Posición | AH 215 L | AH 400 | AH 500 | AH 600 |
|------------------------------|------------|----------|--------|--------|--------|
| Pilares (*) | | 8 | 6 | 5 | 4 |
| Losas (**) | | 2 | 1,8 | 1,5 | 1,4 |
| Vigas (***) | | 5 | 3,3 | 2,8 | 2,3 |
| Muros (****) | horizontal | 2,5 | 2 | 1,6 | 1,4 |
| | vertical | 5 | 4 | 3,2 | 2,8 |

(*) Cuantía mínima de la armadura longitudinal

(**) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren estudio especial

(***) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer, en la cara opuesta, una armadura mínima igual al 30 % de la consignada

(****) Cuantía mínima de la armadura total, en la dirección considerada. Esta armadura total debe distribuirse entre las dos caras, de forma que ninguna de ellas tenga una cuantía inferior a un tercio de la indicada. Los muros que deben cumplir requisitos de estanquidad requieren estudio especial

Fuente: Norma Boliviana del hormigón armado cbh-87

Tabla 2.15. Tabla universal para flexión simple o compuesta.

| ξ | μ | ω | $w/f_{yd} \times 10^2$ | |
|--------|--------|----------|------------------------|-----------------------------|
| 0,089 | 0,03 | 0,031 | | DOMINIO 2 |
| 0,1042 | 0,04 | 0,0415 | | |
| 0,1181 | 0,05 | 0,0522 | | |
| 0,1312 | 0,06 | 0,063 | | |
| 0,1438 | 0,07 | 0,0739 | | |
| 0,1561 | 0,08 | 0,0849 | | |
| 0,1667 | 0,0886 | 0,0945 | | |
| 0,1685 | 0,09 | 0,0961 | | |
| 0,181 | 0,1 | 0,1074 | | |
| 0,1937 | 0,11 | 0,1189 | | |
| 0,2066 | 0,12 | 0,1306 | | |
| 0,2197 | 0,13 | 0,1425 | | |
| 0,233 | 0,14 | 0,1546 | | |
| 0,2466 | 0,15 | 0,1669 | | |
| 0,2593 | 0,1592 | 0,1785 | | |
| 0,2608 | 0,16 | 0,1795 | | DOMINIO 3 |
| 0,2796 | 0,17 | 0,1924 | | |
| 0,2987 | 0,18 | 0,2055 | | |
| 0,3183 | 0,19 | 0,219 | | |
| 0,3382 | 0,2 | 0,2327 | | |
| 0,3587 | 0,21 | 0,2468 | | |
| 0,3797 | 0,22 | 0,2613 | | |
| 0,4012 | 0,23 | 0,2761 | | |
| 0,4233 | 0,24 | 0,2913 | | |
| 0,4461 | 0,25 | 0,307 | | |
| 0,45 | 0,2517 | 0,3097 | | |
| 0,4696 | 0,26 | 0,3231 | | |
| 0,4938 | 0,27 | 0,3398 | | |
| 0,5189 | 0,28 | 0,3571 | | |
| 0,545 | 0,29 | 0,375 | | |
| 0,5722 | 0,3 | 0,3937 | | |
| 0,6005 | 0,31 | 0,4132 | | |
| 0,6168 | 0,3155 | 0,4244 | 0,0929 | B 500 S |
| 0,6303 | 0,32 | 0,4337 | 0,1006 | DOMINIO 4 B 400 S |
| 0,6617 | 0,33 | 0,4553 | 0,1212 | |
| 0,668 | 0,3319 | 0,4596 | 0,1258 | |
| 0,6951 | 0,34 | 0,4783 | 0,1483 | |
| 0,7308 | 0,35 | 0,5029 | 0,1857 | |
| 0,7695 | 0,36 | 0,5295 | 0,2404 | |
| 0,7892 | 0,3648 | 0,543 | 0,2765 | |
| 0,8119 | 0,37 | 0,5587 | 0,3282 | |

| | | | |
|--------|------|--------|--------|
| 0,8596 | 0,38 | 0,5915 | 0,4929 |
| 0,9152 | 0,39 | 0,6297 | 0,9242 |
| 0,9844 | 0,4 | 0,6774 | 5,8238 |

FUENTE: PEDRO JIMÉNEZ MONTOYA "Hormigón Armado" (14ª Edición)

2.10.2. Esfuerzo cortante.

En caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales¹⁹”.

$$\tau = \frac{V * m}{b * I}$$

Donde:

τ =Esfuerzo cortante

V=Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento

m= Momento estático en la sección donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

b= Ancho de la pieza donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

I= Momento de inercia respecto del centro de gravedad de la pieza.

2.10.2.1. 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 armadura si:²⁰

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

V_{cu} : Cortante absorbido por el hormigón.

V_d : Cortante de cálculo del hormigón.

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

¹⁹EHE, Normativa.; *Instrucción de Hormigón Estructural*. (08.ed.). Art. 44 *Esfuerzo cortante*. En 44.1.- Generalidades, diseño. P 205-221.

²⁰Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.2.

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).

$$\frac{A_{st\ min} * f_{yd}}{Sen \ \alpha} \geq 0,02 * f_{cd} * b_w$$

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.

$$V_d > V_{cu} \quad V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

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

V_{ou} : Cortante maximo de agotamiento por compresion 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.

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

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

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

2.10.2.2. 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:

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

2.10.2.3. Disposición de armaduras relativas a las armaduras transversales.

La norma indica st entren cercos deberán cumplir las condiciones:

$$st \leq 30\text{cm}$$

$$st \leq 0.85*d$$

$$st \leq 3*b$$

“Si existen además armaduras en compresión, para poderlas tener en cuenta en el cálculo será preciso que vayan sujetas por cercos, cuya separación “s” sea igual o inferior a 12 veces el diámetro de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro ϕt , se igual como se indica a continuación.”²¹

$$\phi t = \frac{1}{4} * \phi_{max}; y, s = 12 * \phi_{min}$$

2.11. Columnas.

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

“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”²²

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 y contribuir a resistir esfuerzos cortantes

2.11.1. Excentricidad mínima de cálculo.

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección considerada.

²¹ CBH-87 Norma Boliviana. (1987.ed.). Cap.8 Calculo en Estados Limites. En 8.1.7.1.- Flexión recta, simple o compuesta P 63.

²² MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 18 Soportes de Hormigón Armado. En 18.1.- Generalidades. P 327-328.

2.11.2. Disposición relativa de las armaduras.

Las armaduras estarán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos. Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes rectangulares debe ser 25cm y 25cm en sección circular.

2.11.2.1. Armaduras longitudinales.

Tendrán un diámetro no menor de 1.2cm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

- ✓ La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar pandeo.
- ✓ Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm, que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido.

2.11.2.2. Cuantías límites.

La Norma Española de hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A1 y A2, las siguientes limitaciones:

$$A_1 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd} \quad A_1 \quad f_{yd} \geq 0.05 \quad N_d$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd} \quad A_2 \quad f_{yd} \geq 0.05 \quad N_d$$

Que para el caso de compresión simple, con armadura total As, puede ponerse en la forma²³:

²³MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 18 Soportes de Hormigón Armado. En 18.1.- Generalidades. P 327-328.

$$A_s * f_{yd} \geq 0.10 * N_d \qquad A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

Dónde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 5000 kg/cm².

A_1 y A_2 = Armaduras longitudinales de las piezas a compresión simple o compuesta.

N_d = Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

A_s = El área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

2.11.2.3. Armadura transversal.

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq b_e$$

Siendo (b_e) la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. Es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30cm.

Si la separación “ s ” entre cercos es inferior a $12 \phi_{min}$ su diámetro ϕ_t podrá disminuirse de tal forma q la relación entre la sección del cerco y la separación “ s ” siga siendo la misma q cuando se adopte ²⁴:

$$S = \frac{1}{4} \phi_{min}$$

$$S = 12 * \phi_{min}$$

Dónde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada.

²⁴CBh-87 Norma Boliviana. (1987.ed.). Cap.8 Calculo en Estados Limites. En 8.1.7.2.- Compresión simple o compuesta. P 64-65.

2.11.3. Pandeo en piezas comprimidas de hormigón armado.

2.11.3.1. Ideas previas.

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos.

*“Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma”.*²⁵

2.11.3.2. Longitud de pandeo.

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario. La longitud de pandeo l_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo.

Tabla 2.16. Longitud de pandeo en piezas aisladas.

| Sustentación de la pieza de longitud l . | k |
|--|----------|
| -Un extremo libre y otro empotrado | 2 |
| -Ambos extremos articulados | 1 |
| -Biempotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz | 1 |
| -Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro | 0.70 |
| -Empotramiento perfecto en ambos extremos | 0.50 |
| -Soportes elásticamente empotrados | 0.70 |
| -Otros casos | 0.90 |

²⁵ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 18 Soportes de Hormigón Armado. En 18.6.- Pandeo en columnas. P 338

Fuente: MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.)

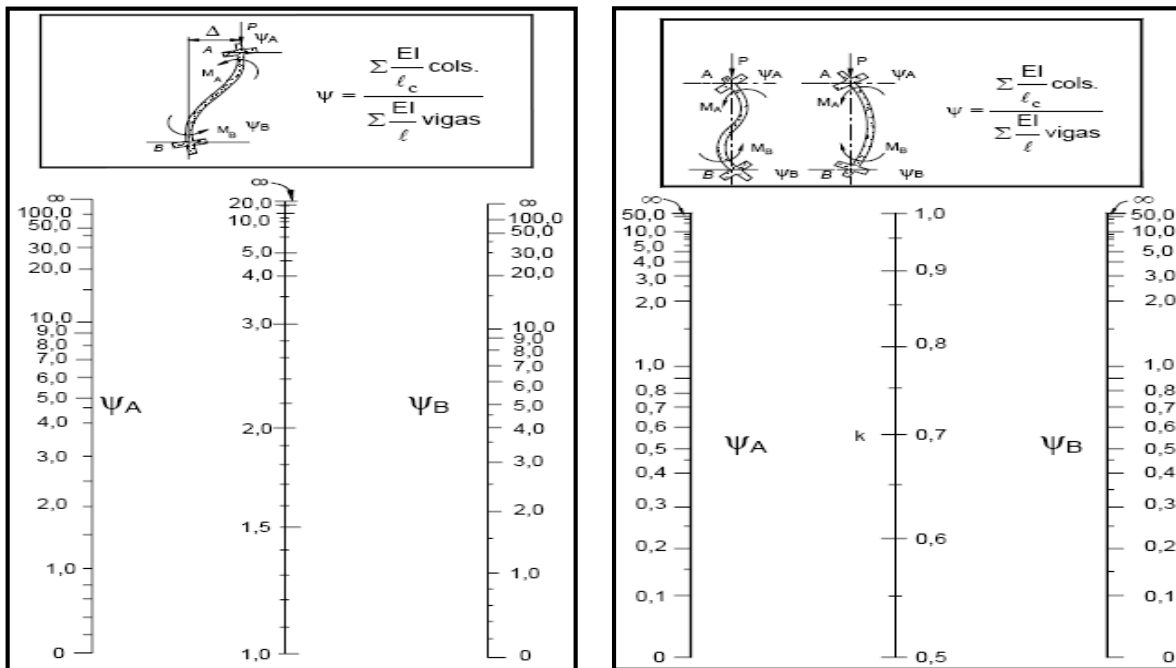
“La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional”²⁶.

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación

Longitud de pandeo $l_o = k * l$ (k se obtiene entrando con ψ)

$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B \text{)}$$

Figura 2.10. Pórticos traslacionales e intraslacionales (valor de K)



Fuente: MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.)

“En realidad todos los entramados son traslacionales. Su consideración como Intraslacionales solo es válida cuando pueda ser establecido que los corrimientos o desplazamientos horizontales resultan despreciables, dicho de otra manera, que los

²⁶ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 18 Soportes de Hormigón Armado. En 18.6.- Pandeo en columnas. P 340

*esfuerzos resultantes en cualquier sección al considerar al entramado como intraslacional no difieren sensiblemente de los obtenidos con el cálculo traslacional, con lo cual se entra, en la práctica en un círculo vicioso”.*²⁷

2.11.3.3. Esbeltez geométrica y mecánica.

La esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = \ell_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón. Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la Norma Española son los siguientes:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$).
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe aplicarse el método general, para soportes de secciones y armadura constante.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$)²⁸.

2.11.4. 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.

²⁷ J. Calavera “Proyecto y cálculo de Estructuras de hormigón Tomo 1” en el Cap. 10. Luces, módulos. En 10.4.-Traslacionalidad e imtraslacionalidad de los entramados. P153-154

²⁸ EHE, Normativa.; *Instrucción de Hormigón Estructural*. (08.ed.). Art. 43 Estado límite de inestabilidad. En 43.1.2.- Aplicación. P 200.

- 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 ausencia, de métodos prácticos para su tratamiento.

2.11.4.1. 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 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.

2.11.4.1.1. Ábacos adimensionales en roseta.

Del mismo modo que 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, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=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). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v , μ_x , μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.²⁹

2.11.4.1.2. Columnas cortas y largas.

Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan sólo a compresión, pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas pueden clasificarse en:

- ✓ Columnas Cortas y Largas

Su determinación está ligada directamente a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor

²⁹MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 27 Ábacos y diagramas. En 27.7.- Soportes. P 641-643.

que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga.

2.11.4.1.3. Relación de esbeltez.

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica}$$

$$\lambda = \frac{l_o}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica}$$

$$l_o = k \cdot l$$

La pieza puede considerarse corta

Donde:

l_o : Longitud de pandeo

i : Radio de giro

k : Coeficiente de pandeo

2.11.4.1.4. 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.

✓ 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 Española considera una excentricidad constructiva:

Donde:

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

h : Canto total en la dirección considerada

✓ Resistencia del hormigón

De acuerdo con la norma, cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10%, con el objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza.

$$f_{cd} = 0,9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

✓ Excentricidad de primer orden

Sera la correspondiente al extremo de mayor momento $e_o = \frac{M}{N_d}$

✓ **Excentricidad ficticia**

Para piezas de sección rectangular viene dada por³⁰:

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

c: Dimensión de la sección, paralela al plano de pandeo

Excentricidad total: $e_T = e_o + e_{fic}$

✓ **Armadura Longitudinal**

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido.

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

Axil reducido.

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

De los ábacos en rosetas. → w

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

La armadura mínima es: $A_{s \text{ mín}} = 0,008 \cdot A_c$

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón.

✓ **Armadura transversal**

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será³¹:

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

El diámetro del estribo será:

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

³⁰EHE, Normativa.; *Instrucción de Hormigón Estructural*. (08.ed.). Art. 42 Esfuerzos normales. En 42.2.1.- Excentricidad mínima. P 193.

³¹EHE, Normativa.; *Instrucción de Hormigón Estructural*. (08.ed.). Art. 42 Esfuerzos normales. En 42.3.1.- Generalidades. P 194.

2.12. Estructuras complementarias (escaleras).

2.12.1. Definición.

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas, contrahuellas y rellanos.

2.12.2. Proceso de cálculo.

p = huella

cp = contra huella

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será: $M_{U\text{Diseño}} = \alpha * M_{max}$

Dónde: $\alpha = 0,8-1,0$

- **Cálculo del espesor de la loza de la escalera**

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20} \quad \cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}} \quad h_o = \frac{t}{\cos \theta} \quad h_m = h_o + \frac{cp}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$

Donde:

t = Espesor de la loza de la escalera

L_n = Longitud horizontal de la escalera

h = Proyección vertical de t

h_m = Altura media

- **Cálculo de la carga última**

$$q_u = P_p + A_{cab} + S_c$$

Donde:

q_u = Carga última que actúa sobre la escalera

P_p = Peso propio

A_{cab} = Acabados

S_c = Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión³².

- **Cálculo del canto útil**

$$d = t - \left(r + \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento

Φ = Diámetro del hierro

- **Cálculo de la armadura positiva**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} \quad A_s = w * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

As = Área de armadura positiva

fc = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm²)

fy = Límite de fluencia del acero (kg/cm²)

- **Disposición de la armadura**

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{barras} * \pi * \phi^2}{4} \quad S = \frac{b - 2 * r - \phi}{N^{\circ} \text{barras} - 1} \quad \rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho_{min} \ 0,0018 < \rho < \rho_{max} \ 0,0133$$

Donde:

S = Espaciamiento entre barras

- **Refuerzo de momento negativo**

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2} \quad A_{s \ min} = 0,0018 * b * d \quad A_{s \ min} < (-)A_s$$

- **Refuerzo transversal por temperatura**

$$A_{st} = 0,0018 * b * t \quad S = \frac{A_{\phi}}{A_{st}}$$

³²CALAVERA RUIZ, José.; Estructuras de Hormigón Armado. (2ª. ed.). Cap. 62 Escaleras. En 62.1.- Introducción y calculo. P 673-678.

Donde:

A_{st} = Área de armadura transversal

$A\Phi$ = Área de la barra de hierro

2.13. Fundaciones.

2.13.1. Zapatas aisladas.

En las zapatas de espesor variable, el canto h_0 en el borde debe ser $h_0 \geq h/3$ y no menor que 25 centímetros. La 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.

*Como, excepción, se consideran también como zapatas aisladas aquellas sobre la que cargan dos pilares contiguos separados por una junta de dilatación, tipo “diapasón”. A todos los efectos de cálculo, en lo que sigue, ambos pilares se consideran como un pilar único con perímetro el circunscrito.*³³

En este caso como indica J, Calavera no se tiene esfuerzos en la cara superior y lo único que se disponen es un armado superior tipo en la zona de la junta para evitar que se abra la cara superior de la zapata en cuanto se producen las contracciones en la estructura, además está claro que la armadura en la parte inferior es el que se necesita realizar el determinado calculo como una zapata aislada como un único pilar equivalente al perímetro de los dos

*El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es muy complejo. Sin embargo, los métodos de cálculo admitidos por las normas son muy seguros ya que están basados en una extensa experimentación. Tanto las Recomendaciones del Comité Euro-Internacional del Hormigón como la instrucción española y boliviana distinguen entre zapatas rígidas y flexibles. Se consideran como zapatas rígidas aquellas en las que el vuelo v , en ambas direcciones principales, no supera a $2h$, siendo h el canto máximo (ilustración 8)*³⁴.

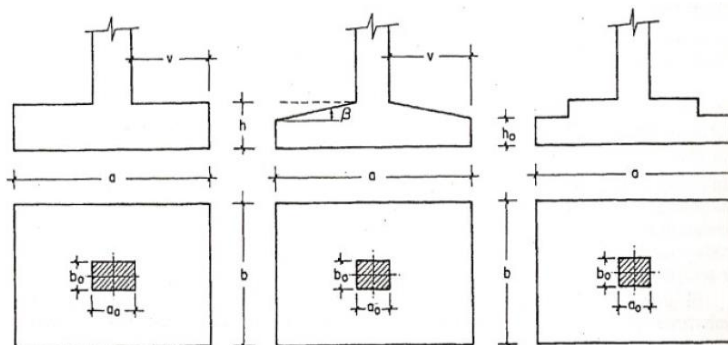
En las zapatas rígidas puede admitirse una distribución plana de las tensiones del terreno. Pero dada su gran rigidez no se cumple la ley de Bernoulli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón. Por el contrario, se consideran como zapatas flexibles aquellas en las que el vuelo v es superior a $2h$, en alguna de las direcciones principales. En

³³ J. CALAVERA, Dr. Ingeniero de caminos.; *Calculo de estructuras de Cimentación* Cap. 3 Zapatas Aisladas. En 3.1.- Generalidades. P 89.

³⁴ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.2.- Zapatas. - generalidades. P 491-497.

este caso la distribución de tensiones del terreno no es plana; y el funcionamiento resistente del hormigón puede considerarse como el de una losa o el de una viga plana.

Figura 2.11. Formas Típicas de una zapata Aislada.



Fuente: MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14^a. ed.).

2.13.1.1. Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada.

Salvo en el caso de zapatas flexibles apoyadas en terrenos sin cohesión, puede admitirse una distribución uniforme de tensiones. Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno, σ_{adm} mediante la ecuación:

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

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. Al no conocerse inicialmente el valor de P , será necesario operar por tanteos admitiendo, en principio, para el peso propio un valor del orden del 5% de N . Cualquiera que sea el tipo de zapata, para el cálculo resistente del hormigón siempre puede considerarse una tensión uniforme del terreno, en favor de la seguridad, pero prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas. Por lo tanto, como acción del terreno sobre la zapata se considera la tensión uniforme, $\sigma_t = N/(a * b)^{35}$.

Por razones económicas las zapatas 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 dos siguientes:

³⁵MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14^a. ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Predimensionamiento. P 507-508.

$$\left. \begin{aligned} d_2 &= \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \\ d_2 &= \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} k &= \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t} \\ f_{vd} &= 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \quad (kp/cm^2) \end{aligned}$$

Con los significados indicados en la figura 2.10. siendo, además, f_{vd} la resistencia convencional del hormigón a cortante, f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón a compresión y γ_f el coeficiente de seguridad de la sollicitación. Estas fórmulas son válidas para zapatas de planta cuadrada o rectangular en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor; y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

2.13.1.2. Determinación de las armaduras de tracción.

Realmente, la determinación de las armaduras de tracción de las zapatas rígidas debería hacerse por el método de las bielas y, para las zapatas flexibles, por el método de flexión. Pero dadas las pequeñas diferencias que se obtienen, suele adoptarse el método general de flexión para ambos tipos de zapatas. Por ello son de aplicación las tablas, ábacos y fórmulas simplificadas. Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0,15 * a_o$ y $0,15 * b_o$, respectivamente (fig. 2.23). El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno $a_l = N / (a * b)$ 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:

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

La cuantía mínima, exigida por la norma para el acero a ser utilizado es:

$$\rho \geq 0.0015 \quad \text{acero AEH-500}$$

No debiendo adaptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01 ($\rho \leq 0,01$), por consideraciones de adherencia³⁶.

³⁶MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Disposición de armaduras. P 511

Debe tenerse en cuenta que los cantos útiles, en los dos sistemas de armaduras ortogonales, son distintos. Por otra parte, en las zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b . Sin embargo, la armadura paralela al lado menor b se concentrará más en la banda central de ancho $a_1 = b \geq a_o + 2h$, en la que se dispondrá la fracción $U \cdot 2 \cdot a_1 / (a + a_1)$. El resto se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales. Por último, las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20 por 100 de la correspondiente a la otra dirección.

2.13.1.3. Comprobación a cortante y punzonamiento.

Las zapatas dimensionadas de acuerdo con lo indicado en el apartado 2.13.1.1., no necesitan comprobación a cortante ni a punzonamiento. No obstante, a continuación, se indican las comprobaciones preconizadas por la Instrucción española, análogas a las recomendadas por el CEB-FIP, que son las que han servido de base para la determinación de las mencionadas fórmulas de dimensionamiento. De acuerdo con la Instrucción española, como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor, $f_{vd} = 0,5 \cdot (f_{cd})^{1/2}$ (kp/cm²).

2.13.1.4. Zapatas rígidas ($v \leq 2h$, en ambas direcciones).

Cuando el vuelo sea, $v \leq 1,5 \cdot b$, la comprobación se efectúa a punzonamiento por secciones independientes. Así, la sección de referencia 2 - 2 se sitúa a una distancia $d/2$ del paramento del soporte, su ancho es $b_o + d \leq b$, y su canto $d_2 \leq 1,5 \cdot V_2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot \frac{(b \cdot b_o + d) \cdot (a - a_o - d)}{4} \leq 2 \cdot f_{vd} \cdot (b_o + d) \cdot d_2$$

Cuando el vuelo sea $v > 1,5 \cdot b$ (zapatas estrechas), la comprobación se efectúa a cortante en la sección de referencia 3-3, separada una distancia d del paramento del soporte, de ancho b y canto d_3 . Debe ser:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$

2.13.1.5. Zapatas flexibles ($v > 2h$, en alguna dirección principal).

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior.

Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$; en caso contrario se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los paramentos del soporte, es decir, en la sección $A_c = 2(a_o + d + b_o + d) * d$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} (a * b - (a_o + d)(b_o + d)) \leq A_3 * 2f_{vd}$$

Debe llamarse la atención sobre la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ($a_o > 2b_o$). El Código ACI-318 adopta para la resistencia a punzonamiento, en este caso, el valor:

$$f_{yd} = 0.5 \left(1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) * \sqrt{f_{cd}}$$

Evidentemente menor que el correspondiente a la Instrucción española³⁷.

$$f_{yd} = 2f_{cd} = \sqrt{f_{cd}}$$

2.13.1.6. Comprobación de adherencia.

La comprobación de adherencia se efectúa en las mismas secciones de referencia, 1-1 y 1'-1', tornadas para la flexión. En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

$$V_d = \frac{Y_f * N}{a} \left(\frac{o - a_o}{2} \right) + 0.15 * a_o$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando sea:

$$Y_b = \frac{Y_d}{0.9 * d * n * \pi * \emptyset} = f_{cd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}}$$

³⁷MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Dimensionamiento zapatas flexibles. P 509

En donde n es el número de barras de diámetro ϕ , y k una constante con el valor $k=0,95$ para las zapatas rígidas, y $k = 2,00$ para las flexibles³⁸.

2.14. 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.

2.14.1. 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.

2.14.2. 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:

³⁸MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª. ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Comprobación adherencia. P 513

- 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

2.14.3. Cómputos métricos.

Los cómputos 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.

2.14.4. 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.

2.14.5. 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.

2.14.5.1. 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 contextura 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.

Tabla 2.17. Representación secuencial.

| Actividades | Unidad | Cantidad | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-------------|----------------|----------|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Replanteo | Gbl. | 1 | x | | | | | | | |
| Excavación | m ³ | 50 | | x | x | x | x | | | |
| Cimientos | m ³ | 60 | | | x | x | x | x | x | |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.18. Diagrama Gantt.

| <i>DIAGRAMA GANTT</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|--|
| ACTIVIDAD | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | |
| <i>Replanteo.</i> | █ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <i>Excavación.</i> | | | | | | | | | | | █ | | | | | | | | | | | |
| <i>Zapatas.</i> | | | | | | | | | | | | | | █ | | | | | | | | |
| <i>Relleno y compactado.</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | █ | | | | |
| <i>Cimientos de H° C°</i> | | | | | | | | | | | | | | | | █ | | | | | | |
| <i>Columnas de H° A°</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | █ | | |

Fuente: Elaboración propia

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:

Duración = Volumen / Rendimiento

Dónde:

Volumen = Volumen de la Actividad.

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

CAPÍTULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Levantamiento Topográfico.

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por la H.A.M. de San Lorenzo, el terreno cuenta con una superficie útil de 2069.198 m² que en su mayoría topográficamente cuenta con desniveles que no son de consideración en el área de emplazamiento de la estructura tomando la parte sur con nivel 0,0 m. con una cota de 2029. msnm hasta llegar al nivel +1,0 m. con una cota de 2030 msnm. No se realizó una verificación del mismo con equipo topográfico ya que en las visitas al lugar se pudo observar que el terreno tiene un desnivel considerable, es un terreno casi plano como se puede observar en las fotografías, en Anexo N°2 se indica el detalle del plano levantamiento topográfico.

Figura 3.1. Ubicación de la nueva infra estructura.



Fuente: Google eart, fotografía aérea

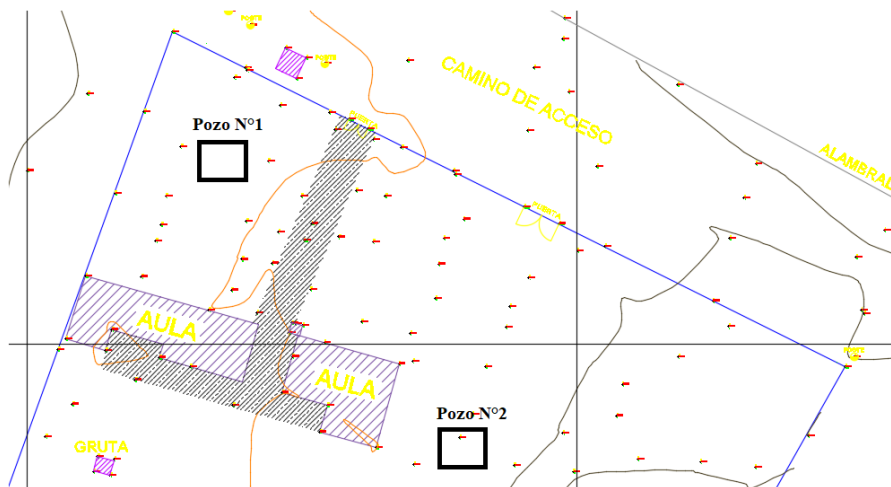
3.2. Análisis del Ensayo de Suelo.

El estudio de suelos tiene los siguientes resultados:

Se realizaron dos pozos el ensayo de suelos, en los cuales se obtuvieron los siguientes resultados.

En la siguiente figura se muestra la ubicación de los pozos de exploración realizados en el terreno en estudio.

Figura 3.2. Croquis de Ubicación de Pozos de estudio de SPT.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.3. Pozo N°2 de Exploración.



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.1. Capacidad portante del suelo en los distintos pozos.

| Pozo | Profundidad (m) | Tensión Admisible (kg/cm ²) | Tipo de suelo | Descripción |
|---|-----------------|---|---------------|---|
| 1 | 1 | 1.98 | SC-SM | Arena limosa, mezclas de arena y limo |
| | 2 | 3.2 | GM | Fragmento de roca, grava y arena |
| | 3 | 4.1 | GP | Grava mal Graduada |
| | 4 | 4.55 | GP | Grava mal Graduada |
| 2 | 1 | 1.94 | GM | Grava limosa mezclas grava, arena y arcilla |
| | 2 | 1.72 | SM | Suelo limoso y arena muy finas |
| | 3 | 2.15 | SC-SM | Suelo limoso y arenas muy finas |
| | 4 | 2.70 | GM | Grava con finos |
| <ul style="list-style-type: none"> • El ensayo de SPT se hizo por estratos • No se encontró el nivel freático | | | | |

Fuente: Elaboración propia

Se observa que en el primer pozo a la profundidad de 1 m se tiene una resistencia máxima crítica de 1.98 kg /cm² y a la profundidad de 4 metros se obtiene una capacidad máxima portante del suelo de 4.55 kg/cm²

Se observa que en el segundo pozo a la profundidad de 2 m se obtiene una resistencia máxima crítica de 1.72 kg/cm² y a la profundidad de 4 metros se obtiene una capacidad máxima portante del suelo de 2.70 kg/cm²

Resumen:

Tabla 3.2. Valores adoptados para la cimentación.

| | |
|-------------------------------------|-------------------------------|
| Fundación | |
| Estructura del soporte | Zapata aislada centrada |
| Capacidad portante del suelo | 1.72 kg/cm ² |
| Nivel desplante | 2.0 m |
| Nivel freático | No se encontró |
| Tipo de suelo | Suelo limoso arenas muy finas |
| Resumen de Fundación | |

Fuente: Elaboración propia

El detalle de los siguientes tipos de pruebas de laboratorio: Análisis granulométrico, Determinación de los límites líquidos y plástico, Clasificación del suelo, y el detalle de cálculo de tensiones admisibles del suelo se encuentra en el Anexo N° 3.

3.3. Análisis del diseño Arquitectónico.

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la H. A. M. de San Lorenzo y consta de los siguientes ambientes:

- Planta baja: Recepción, secretaria, Dirección 1, Dirección 2, Sala de Maestros, Sala de reuniones, Sala de computación 1, Deposito de computación 1, Deposito de computación 2, Sala de computación 2, Laboratorio, Aula 1, Comedor, Cocina, Batería de baños varones y mujeres, Pasillos.
- Primer piso: Aula 2, Aula 3, Aula 4, Aula 5, Aula 6, Aula 7, Aula 8, Aula 9, Aula 10, Aula 11, Aula 12, Batería de baños varones y mujeres, Pasillos.

En cuanto a funcionalidad los ambientes tienen buena disposición y comodidad, ergonómicamente cuenta con espacios óptimos para la circulación ver en Anexo N°23, planos arquitectónicos, laminas (1/2,2/2).

3.4. Modelo Estructural.

La descripción del modelo estructural obedece a la siguiente clasificación:

3.4.1. Estructura de Sustentación.

- **Fundaciones:** Compuesta por zapatas aisladas, nivel de fundación a 2m.
- **Columnas:** Compuesta por secciones cuadradas, rectangulares.
- **Vigas y sobrecimientos:** Compuestas de secciones rectangulares, la mayor luz es 6.08 m.
- **Entrepisos:** Constituidos por losas alivianadas con viguetas pretensadas y losa maciza en Rampa.

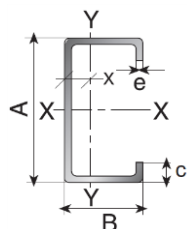
3.4.2. Estructura de cubierta.

- **Cubierta:** Constituido por cerchas con perfiles de sección C Costanera.

3.4.2.1 Selección de perfiles.

Los perfiles más comunes en el mercado para el diseño de las cerchas con perfiles laminados en caliente y que cumplen con el cálculo son:

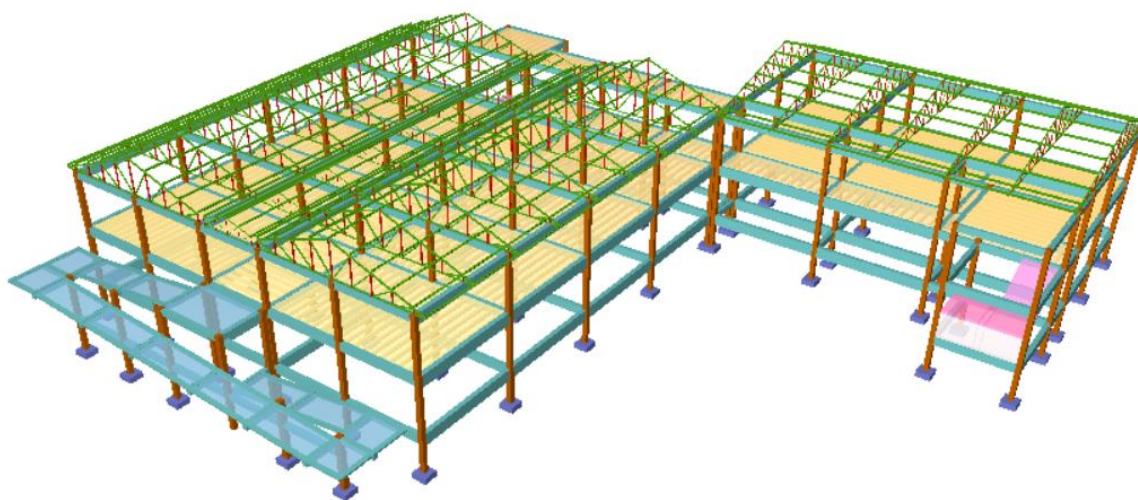
Figura 3.4. Perfiles que componen la estructura de cubierta en Perfiles tipo C Costanera doble cajón y simple.



| Perfil | Altura del Alma "A" (mm) | Ancho del Ala "B" (mm) | Atiesador "c" (mm) | Espesor "e" (mm) |
|--------|--------------------------|------------------------|--------------------|------------------|
| C | 50 | 25 | 10 | 2 |
| C | 50 | 25 | 15 | 2 |
| C | 80 | 40 | 15 | 2 |
| C | 80 | 40 | 15 | 3 |
| C | 100 | 50 | 15 | 3 |

Fuente: LAS LOMAS planta industrial

Figura 3.5. Esquema estructural de la Nueva Unidad Educativa.



Fuente. Elaboración propia

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural.

- **Estructura de sustentación:** Se realizó con ayuda del programa informático Cypecad Ingenieros Versión 2016.o.

- **Estructura de cubierta:** Se realizó con el paquete informático Cype 3D-2016.o.

A manera de verificar los resultados obtenidos con el programa, se realizará un cálculo de un elemento estructural, (losa maciza, losa alivianada, viga, columna, zapata escalera) los cuales se encuentran más adelante, y se comparan los resultados obtenidos manualmente y con el programa, para así poder sacar conclusiones propias y específicas.

3.5.1. Normas consideradas.

- **Estructura de sustentación:** Todos los elementos estructurales fueron diseñados con la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87
- **Estructura de cubierta:** Todos los elementos estructurales fueron diseñados con las especificaciones de la AISC 360-10 a disposiciones en base a métodos de diseño de LRFD y ASD

3.5.2. Materiales Utilizados.

- **Estructura de sustentación:** Todos los elementos estructurales fueron diseñados con hormigón armado de las siguientes características:

Hormigón

Resistencia Característica (a los 28 días) $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E_c = 210000 \text{ kg/cm}^2$

Acero

Límite de fluencia $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Acero laminado en caliente

Módulo de elasticidad longitudinal $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente de Poisson en periodo elástico $\mu = 0.3$

Coefficiente de dilatación térmica $\alpha_a = 12 \cdot 10^{-6} \text{ cm/cm } ^\circ\text{C}$

Acero ASTM $A = 36 \text{ ksi}$

Límite de rotura mínimo $f_u = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

Límite de fluencia mínimo $f_y = 4080 \text{ Kg/cm}^2$

3.5.3. Acciones consideradas.

3.5.3.1. Estructura de hormigón armado.

- **Gravitatorias.** - Se tomaron cargas vivas y muertas, todas ellas prescritas en la norma

Tabla 3.3. Sobrecargas de uso y cargas permanentes.

| TIPO DE SERVICIO | Carga | PLANTA | Carga |
|-------------------------------|-------------------|---------------------------------------|-------------------|
| Planta Baja | tn/m ² | Baja | tn/m |
| Baños (Otros destinos) | 0,30 | <i>Muros de ladrillo 6 H e= 12 cm</i> | |
| Corredores en Planta Baja | 0.30 | Exteriores | 0,517 |
| Cocina (Otros destinos) | 0.30 | Interiores | 0,339 |
| Comedor | 0.30 | <i>Muros de ladrillo 6 H e= 18 cm</i> | |
| Escaleras y Caminos de Salida | 0.40 | Exteriores | 0,517 |
| 1° Piso | | Interiores | 0,339 |
| Aulas | 0,30 | 1° Piso | |
| Corredores Superiores | 0,40 | <i>Muros de ladrillo 6 H e= 12 cm</i> | |
| Escaleras y Caminos de Salida | 0.40 | Exteriores | 0,517 |
| Cubierta | | Interiores | 0,339 |
| Trabajo de montaje p/cerchas | 0,10 | <i>Muros de ladrillo 6 H e= 18 cm</i> | |
| | | Exteriores | 0,517 |
| | | Interiores | 0,339 |
| | | Tipo de Servicio | tn/m ² |
| | | 1° Piso | |
| | | Losa alivianada | 0,25 |
| | | Piso cerámico + mortero | 0,08 |

Fuente. Elaboración propia

- **Viento.** - Para una velocidad de 83.33 Km/hr una carga ≈ 23.15 kg/m².

3.5.3.2. Estructura Metálica.

- **Gravitatorias.** - Se tomaron cargas vivas y muertas, todas ellas prescritas en la norma.

Tabla 3.4. Sobrecargas de uso y cargas permanentes.

| Tipo de Servicio | Carga |
|---------------------------------|-------------------|
| <i>Cubierta principal</i> | kg/m ² |
| Sobrecarga de Uso | 100 |
| Cielo falso (plaquetas de yeso) | 25 |
| Calamina galvanizada N°28 | 3,30 |

Fuente. Elaboración propia

- **Viento.** - Para una velocidad de 83.33 Km/hr una carga de 23.15 kg/m².

3.5.4. Hipótesis de carga.

3.5.4.1. Estructura de hormigón armado.

- **E.L.U. de rotura hormigón.-** Las combinaciones de carga que se utilizaron fueron:

HIPOTESIS I $Yfg * G + yfg * Q$

HIPOTESIS II $0.90(Yfg * G + yfg * Q) + 0.90 * yfg * W$

Donde

$Yfg, yfg = 1.6$ = Coeficiente de ponderación de las acciones de efecto desfavorable

G = Cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

Q = Cargas variables, de explotación, de nieve, más acciones indirectas con carácter variable.

W = Carga del viento.

3.5.4.2. Estructura Metálica.

- **E.L.U. de rotura Acero Método LRFD.-**

Hipótesis I: $U1 = 1.4 D$

Hipótesis II: $U2 = 1.2D + 0.5 (Lr)$

Hipótesis III: $U3 = 1.2D + 1.6(Lr) + (0.8W)$

Hipótesis IV: $U4 = 1.2D + 0.5(Lr) + (1.3W)$

Donde:

D= Cargas muertas.

L= Cargas vivas.

W= Fuerzas de viento.

R= Carga de lluvia o hielo.

- **E.L.U. de rotura Acero Método ASD.-**

Hipótesis I: $U1 = D$

Hipótesis II: $U2 = D + Lr$

Hipótesis III: $U3 = D + W$

Hipótesis IV: $U4 = D + Lr + W$

Donde:

D= Cargas muertas.

L= Cargas vivas.

W= Fuerzas de viento.

R= Carga de lluvia o hielo.

3.5.4.3 Soldadura de miembros.

En la conexión por soldadura de miembros estructurales de acero laminado en caliente, el procedimiento más usado es el de soldadura por arco eléctrico. Esta se lleva a cabo al formarse un arco eléctrico (descarga eléctrica debida una diferencia de potencial muy grande) entre las piezas que se sueldan y el electrodo, mismo que se convierte en calor por la resistencia de la atmósfera que lo circunda.

La atmósfera alrededor del arco, y por tanto de la soldadura, es resultado de la fundición del material que recubre los electrodos, la cual protege a la soldadura del contacto directo con el oxígeno; de ahí que se le llama Soldadura de arco metálico protegido (SMAW). Por lo antes expuesto, el tipo de electrodo es muy importante, ya que afecta directamente las propiedades de la soldadura tales como la resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Los electrodos para la soldadura por arco se designan como E60XX, E70XX, etc.; donde los dos primeros dígitos indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura en ksi, y los restantes especifican el tipo de recubrimiento.

El tipo de soldadura será de ranura con penetración completa a tope utilizando electrodos E60-13 e 2.5mm.

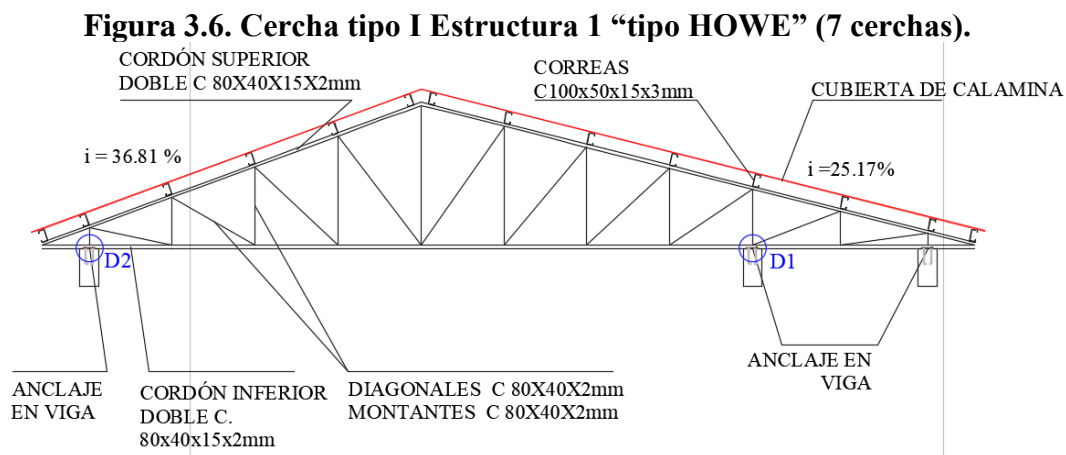
3.5.5. Diseño de la estructura metálica.

Toda la estructura metálica con aceros laminados en caliente fue calculada y diseñada con perfiles metálicos C costanera. Las uniones que se consideraron fueron soldadas. A continuación, se presentan 3 tipos de cubierta que se utilizaron en el proyecto.

El detalle del cálculo se encuentra en el Anexo N°5 y las distintas cerchas con sus respectivas dimensiones se encuentran en planos estructurales anexo N°24, lamina (19/19).

3.5.5.1 Resultados del diseño de la cubierta con aceros laminados en caliente.

3.5.5.1.1. Cubierta tipo I



Fuente: Elaboración propia

3.5.5.1.1.1 Diseño Final.

Después de verificar cada uno de los elementos de la cercha sometidos a los distintos esfuerzos producidos por las combinaciones de carga para los métodos LRFD y ASD se obtiene el diseño final el cual está ilustrado en la Tabla 3.5. donde se indica un resumen del diseño y el perfil a utilizar para cada elemento componente de la cercha.

Tabla 3.5. Resumen de Diseño Cercha tipo I

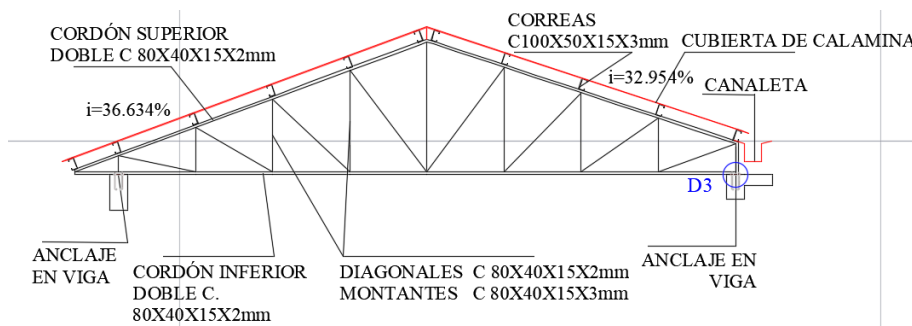
| Elemento | Tipo Esfuerzo | Esfuerzo solicitante | | Capacidad Admisible. | | Eficiencia "n (%)" | | Tipo de perfil |
|--------------------|---------------|----------------------|--------|----------------------|------------|--------------------|-------|--------------------|
| | | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | |
| Cuerda superior CS | Compresión | P=2834 | P=1672 | Pad=15975 | Pad=10629 | 72.33 | 72.46 | C Doble 80x10x2 mm |
| Cuerda inferior CI | Compresión | P=3203 | P=2220 | Pad=15977 | Pad=10630 | 67.56 | 68.1 | C Doble 80x10x2 mm |
| Cuerda inferior CI | Tracción | P=1653 | P=1094 | Pad=21512 | Pad=14341 | 13.85 | 14.2 | C Doble 80x10x2 mm |
| Diagonal D1 | Compresión | P=803 | P=498 | Pad=7966 | Pad=5300 | 25.38 | 25.6 | C 80x10x2 mm |
| Diagonal D2 | Tracción | P=4082 | P=2760 | Pad=10771 | Pad=7180.8 | 80.00 | 80.7 | C 80x10x2 mm |
| Montante M | Compresión | P=1115 | P=756 | Pad=7998 | Pad=5321 | 48.18 | 48.6 | C 80x10x2 mm |

Nota: Las unidades de esta tabla son para momentos [kg·cm] y para axiales [kg].

Fuente: Elaboración propia

3.5.5.1.2. Cubierta tipo II(a).

Figura 3.7. Cercha tipo II(a) Estructura 2 “tipo HOWE” (9 cerchas).



Fuente: Elaboración propia.

3.5.5.1.2.1. Diseño Final.

Después de verificar cada uno de los elementos de la cercha sometidos a los distintos esfuerzos producidos por las combinaciones de carga para los métodos LRFD y ASD se obtiene el diseño final el cual está ilustrado en la Tabla 3.6 donde se indica un resumen del diseño y el perfil a utilizar para cada elemento componente de la cercha.

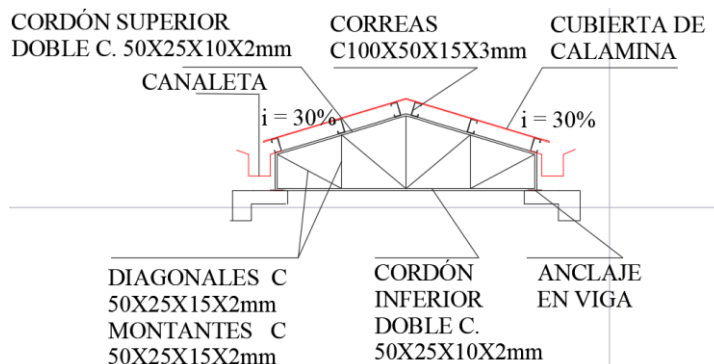
Tabla 3.6. Resumen de Diseño Cercha tipo II(a).

| Elemento | Tipo Esfuerzo | Esfuerzo solicitante | | Capacidad Admisible. | | Eficiencia “n (%)” | | Tipo de perfil |
|--------------------|---------------|----------------------|--------|----------------------|-----------|--------------------|-------|--------------------|
| | | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | |
| Cuerda superior CS | Compresión | P=2596 | P=1469 | Pad=15975 | Pad=10629 | 81.94 | 82.3 | C Doble 80x10x2 mm |
| Cuerda inferior CI | Compresión | P=4239 | P=3046 | Pad=15977 | Pad=10630 | 86.71 | 86.88 | C Doble 80x10x2 mm |
| Cuerda inferior CI | Tracción | P=1416 | P=989 | Pad=21512 | Pad=14341 | 11.79 | 12.10 | C Doble 80x10x2 mm |
| Diagonal D1 | Compresión | P=805 | P=521 | Pad=7965 | Pad=5300 | 26.23 | 26.65 | C 80x10x2 mm |
| Diagonal D2 | Tracción | P=4556 | P=3169 | Pad=10771 | Pad=7181 | 91.94 | 93.21 | C 80x10x2 mm |
| Montante M | Compresión | P=1280 | P=891 | Pad=11603 | Pad=7720 | 47.86 | 48.2 | C 80x10x2 mm |

Fuente: Elaboración propia, Las unidades de esta tabla son para momentos [kg·cm] y para axiales [kg].

3.5.5.1.3. Cubierta tipo III (pasillo).

Figura 3.8. Cercha tipo III P. Estructura 4 “tipo HOWE” (9 cerchas).



Fuente: Elaboración propia

3.5.5.1.3.1. Diseño Final.

Después de verificar cada uno de los elementos de la cercha sometidos a los distintos esfuerzos producidos por las combinaciones de carga para los métodos LRFD y ASD se obtiene el diseño final el cual está ilustrado en la Tabla 3.7 donde se indica un resumen del diseño y el perfil a utilizar para cada elemento componente de la cercha.

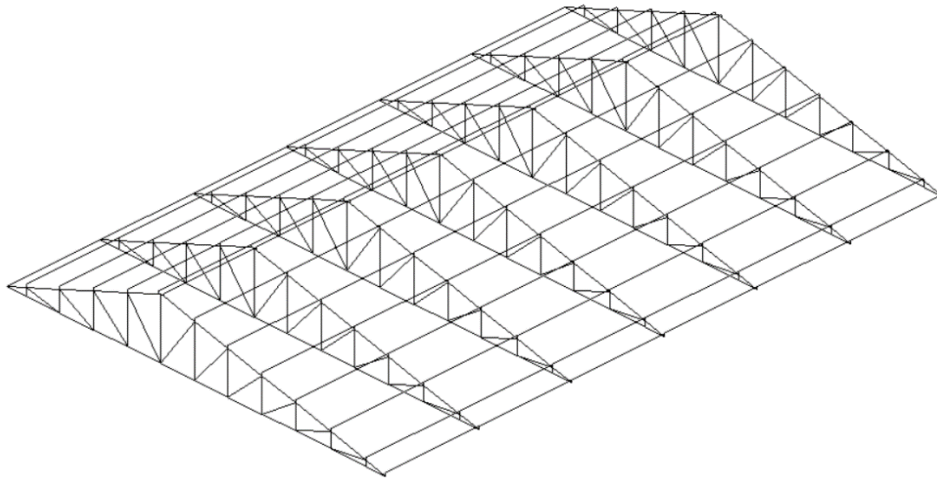
Tabla 3.7. Resumen de Diseño cercha pasillo.

| Elemento | Tipo Esfuerzo | Esfuerzo solicitante | | Capacidad Admisible. | | Eficiencia “n (%)” | | Tipo de perfil |
|--------------------|---------------|----------------------|-------|----------------------|----------|--------------------|-------|--------------------|
| | | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | |
| Cuerda superior CS | Compresión | P=373 | P=235 | Pad=9542 | Pad=6348 | 15.19 | 16.21 | C Doble 50x25x2 mm |
| Cuerda inferior CI | Tracción | P=287 | P=182 | Pad=12852 | Pad=8568 | 6.96 | 7.23 | C Doble 50x25x2 mm |
| Diagonal D1 | Compresión | P=149 | P=93 | Pad=5210 | Pad=3466 | 11.16 | 11.55 | C 50x25x2 mm |
| Diagonal D2 | Tracción | P=419 | P=265 | Pad=7038 | Pad=4692 | 12.36 | 12.88 | C 50x25x2 mm |
| Montante M | Compresión | P=208 | P=131 | Pad=5220 | Pad=3473 | 12.90 | 13.14 | C 50x25x2 mm |

Fuente: Elaboración propia, Las unidades de esta tabla son para momentos [kg·cm] y para axiales [kg].

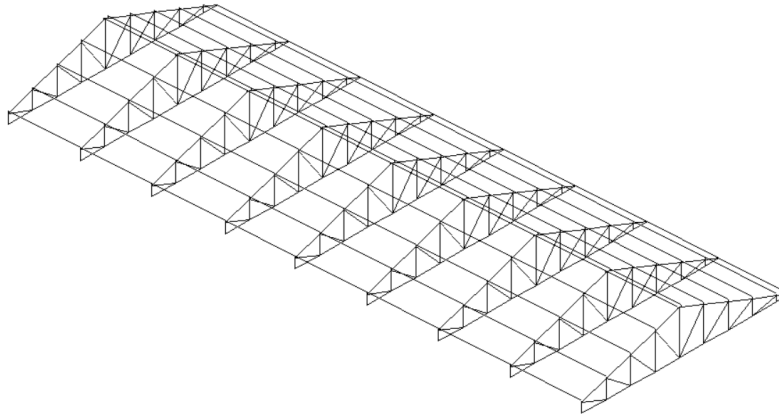
3.5.5.1.4. Diseño de la correa.

Figura 3.9. Cercha tipo I.



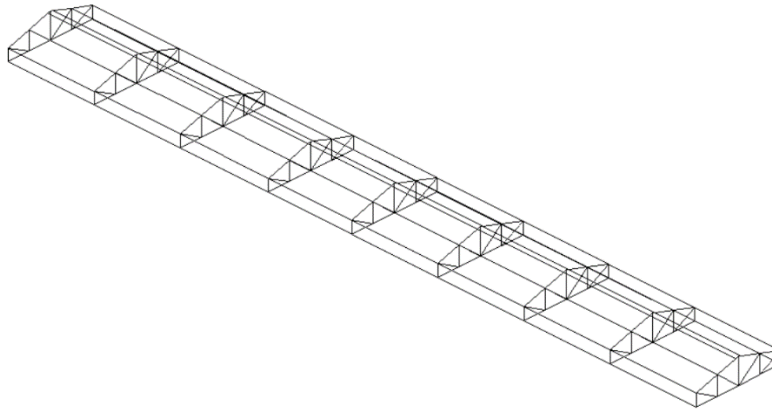
Fuente: Elaboración propia

Figura 3.10. Cercha tipo II(a).



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.11. Cercha tipo III (Pasillo).



Fuente: Elaboración propia

- **Datos generales.** -

$L = 3.04$ m (Longitud de la correa)

- **Análisis estructural.** - Se realizó con ayuda del programa Nuevo metal 3D-2016.p, que utiliza el método matricial para obtener el equilibrio de toda la estructura concluido el análisis estructural Se realizó una verificación manual de la correa del elemento más solicitado para los distintos tipos de cerchas.

El detalle del cálculo se encuentra en el Anexo N°5 y las distintas correas con sus respectivas dimensiones se encuentran en planos estructurales anexo N°24, lamina (19/19).

3.5.5.1.4.1. Diseño Final.

Después de verificar cada uno de los elementos de la cercha sometidos a los distintos esfuerzos producidos por las combinaciones de carga para los métodos LRFD se obtiene el diseño final el cual está ilustrado en la Tabla 3.8 donde se indica un resumen del diseño y el perfil a utilizar para cada elemento componente de la cercha.

Tabla 3.8. Resumen de diseño de correas.

| Cercha | Perfil Costanera (mm) | Separación (m) | Longitud (m) | Ángulo más crítico (°) |
|--------------------|------------------------------|-----------------------|---------------------|-------------------------------|
| Tipo I | C 100x50x15x3 | 1.172 | 3.04 | 14.13 |
| Tipo II | C 100x50x15x3 | 1.058 | 3.04 | 18.24 |
| Tipo III (pasillo) | C 100x50x15x3 | 0.783 | 3.04 | 16.70 |

Fuente: Elaboración propia

3.5.6. Estructura de sustentación de la edificación.

La estructura de sustentación estará compuesta por elementos de hormigón armado

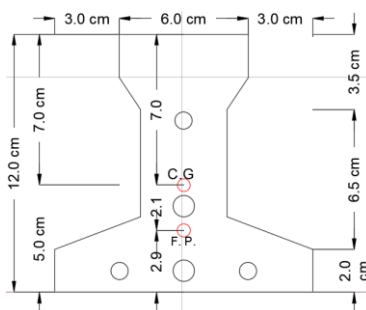
3.5.6.1 Diseño estructural de losas.

La estructura posee dos tipos de losas, las losas macizas y las losas aligeradas con viguetas pretensadas.

3.5.6.1.1. Losas aligeradas.

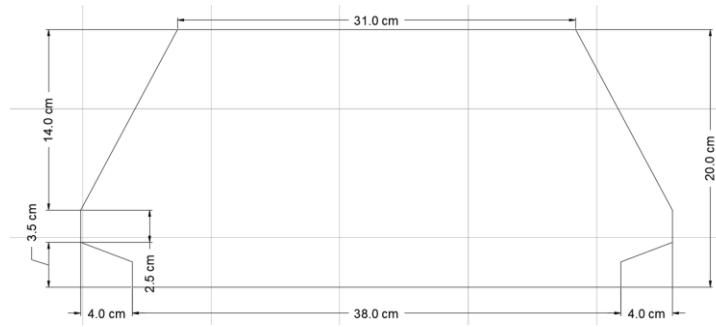
Puesto que en nuestro medio se encuentran dichas viguetas y el proveedor se encarga de dicho dimensionamiento de acuerdo con el tipo de estructura las dimensiones de la vigueta pretensada se indica en la figura 3.12. y el complemento de plastiform se indica en la figura 3.13.

Figura 3.12. Dimensiones de la Vigueta Pretensada según Concretec.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.13. Dimensiones del complemento Plastoform según Concretec.



Fuente: Elaboración propia

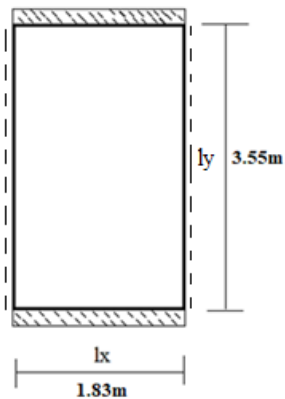
El detalle de la verificación manual de la vigueta pretensada se encuentra en el Anexo N° 7, en el Anexo N° 24, planos estructurales, lamina (16/19) se indica la disposición de viguetas y el despiece de armadura negativa

3.5.6.1.2. Losas macizas.

3.5.6.1.2.1. Dimensiones de la losa maciza

Dimensiones de la losa maciza L-9 más solicitada para la Rampa de luces en eje lx 1.83m, en eje ly 3.55 con una altura de 0.15m.

Figura 3.14. Dimensiones de losa Rampa L9.



Fuente: Elaboración Propia

3.5.6.1.2.2 Armado de losas macizas.

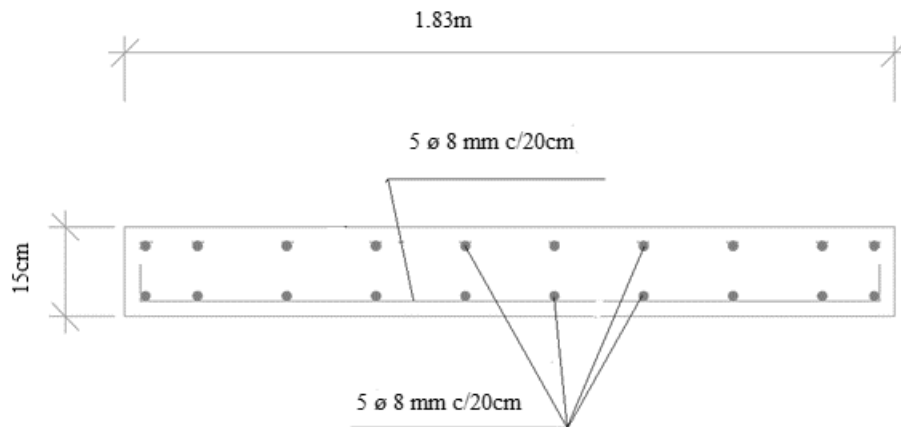
El armado de la losa más solicitada L-9 de la Rampa será:

Tabla 3.9. Resumen de Armaduras.

| | Armadura adoptada (cm ²) | Disposición (por 1 m) |
|-------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------|
| Armadura positiva en la dirección x | 2.515 | 5 ø 8 mm |
| Armadura positiva en la dirección y | 2.515 | 5 ø 8 mm |
| Armadura negativa en la dirección y | 2.515 | 5 ø 8 mm |

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.15. Representación gráfica de armaduras.



Fuente: Elaboración propia

El despiece de armadura de la losa maciza de la Rampa con sus respectivos ubicaciones y dimensiones se encuentran en el Anexo N°24, planos estructurales, laminas (17/19,18/19) y en el Anexo N°8 se indica la comprobación manual del armado de la losa maciza.

El listado de detalle de armado y la disposición de armaduras de la losa maciza de la Rampa se encuentra en el Anexo N°9.

3.5.6.2. Diseño estructural de vigas.

En el diseño de estas, se utilizó todos los criterios y recomendaciones expuestos en el capítulo 2.10 diseñado con ellos los aspectos generales que definen una viga común como ser el dimensionamiento, el armado longitudinal y el armado transversal asiendo cumplir las condiciones de seguridad confort y economía.

3.5.6.2.1. Armadura longitudinal.

El marco teórico en el que se basó el diseño de las mismas se indica en el capítulo 2.10.1.1. y en el Anexo N°10 se demuestra el cálculo realizado para determinar la cantidad de barras longitudinales para un determinado momento flector en su respectiva sección y diámetro de dichas barras. En el Anexo N°11 se da un detalle de estas armaduras su disposición entre secciones. En el Anexo N°24, planos estructurales, laminas (4/19,5/19,6/19,7/19) planos planta baja, laminas (8/19,9/19,10/19,11/19) planos planta alta y laminas (12/19, /13/19,14/19,15/19) planos planta cubierta se exponen con más detalle del despiece de armaduras en cada viga de la estructura.

3.5.6.2.2 Armadura transversal.

El marco teórico en el que se basó el diseño de las mismas se indica en el capítulo 2.10.2.1. y en el Anexo N°10 se demuestran el cálculo realizado para determinar la cantidad de estribos por metro lineal y su diámetro. En el Anexo N°11 se da un detalle de estas armaduras su disposición entre secciones.

3.5.6.2.3 Armado de vigas.

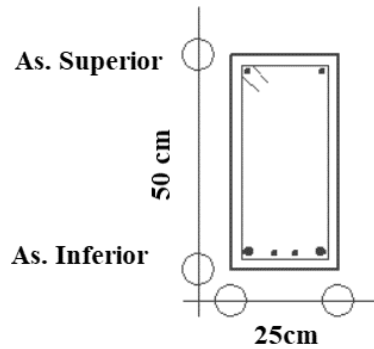
El armado de la viga más solicitada tiene una dimensión de 25 cm de ancho, 50 cm de altura y una longitud de eje a eje de 4.53m que se encuentra en planta alta, pórtico 20, se indica en la siguiente Tabla 3.10:

Tabla 3.10. Resumen de Armaduras.

| | Armadura adoptada (cm ²) | Disposición de Armadura |
|---|--------------------------------------|-------------------------|
| Armadura longitudinal positiva | 5.6 | 2ø16mm + 2ø10mm |
| Armadura longitudinal negativa en la C2 | 3.83 | 2ø10mm + 3ø12mm |
| Armadura longitudinal negativa en la C8 | 10.99 | 2ø10mm + 3ø20mm |
| Armadura transversal en armadura negativa | 7.042 | Ø8 C/15cm |
| Armadura transversal en armadura positiva | - | Ø8 C/25cm |

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.16. Dimensiones de la viga solicitada.



Fuente: Elaboración propia

3.5.6.3 Diseño estructural de columnas.

3.5.6.3.1 Armadura longitudinal.

Este cálculo se lo desarrolla de acuerdo con lo que se indica en el capítulo 2.11.2.1 en el Anexo N°12 se demuestra el proceso de cálculo de los mismos, en el Anexo N°13 se da el detalle de las barras longitudinales y Anexo N°24, planos estructurales, lamina 3/19 se indica el despiece de armaduras de cada columna.

3.5.6.3.2. Armadura transversal.

Este cálculo se lo desarrollo de acuerdo a lo que se indica en el capítulo 2.11.2.3. en el Anexo N°12 se demuestra el proceso de cálculo de estos, en el Anexo N°13 se da el detalle de los estribos.

3.5.6.2.3 Armado de columnas.

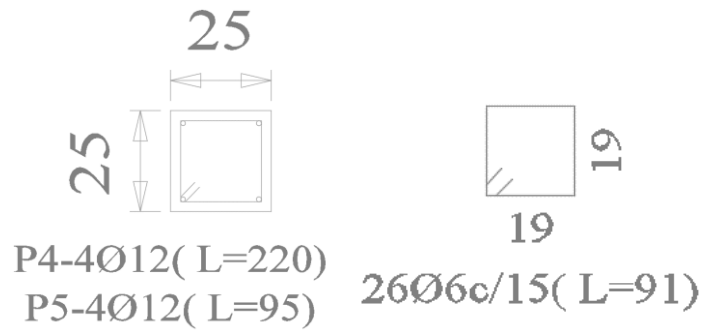
El armado de la columna más solicitada se encuentra en la Columna 16, tiene una dimensión de 25cm x 25cm con una altura de 3m:

Tabla 3.11. Resumen de Armaduras.

| As Armaduras | Armadura adoptada (cm ²) | Disposición de Armadura |
|-----------------------|--------------------------------------|-------------------------|
| Armadura longitudinal | 4.52 | 4ø12mm |
| Armadura transversal | | ø6mm c/15cm |

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.17. Representación gráfica de armaduras.



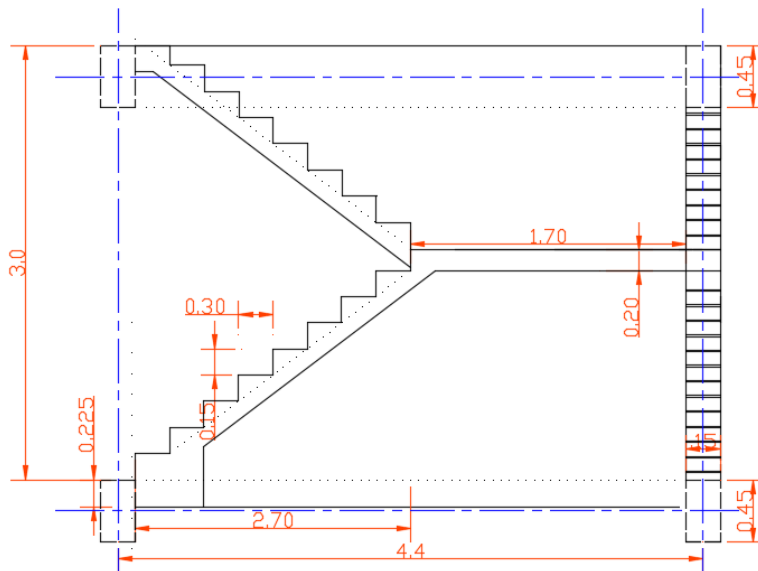
Fuente: Elaboración propia

3.5.6.3. Diseño estructural escalera.

3.5.6.3.1 Dimensionamiento de la escalera.

La escalera que se diseña de salvar una altura de 3.0 metros en la figura 3.18. se indica la dimensión de la escalera.

Figura 3.18. Dimensiones de la Escalera.



| Dimensionamiento | | | |
|------------------|--------|-----------------|-------|
| Altura a salvar | 3.0m | Contra huella | 15 cm |
| Ámbito | 2.70 m | Altura de losa | 20 cm |
| Descanso | 1.70 m | Recubrimiento | 3 cm |
| Huella | 30 cm | N° de escalones | 20 |

Fuente: Elaboración propia

3.5.6.3.2. Armado de la escalera

El armado de la escalera será:

Tabla 3.12. Armado de la escalera.

| As Principal | Ubicación | Distribución | | | |
|---------------------|------------------|---------------------|---|-------|--------|
| En dirección X | Inferior | 12 | ∅ | 12 mm | c/15cm |
| | Superior | 12 | ∅ | 8 mm | c/15cm |
| As Reparto | Ubicación | Distribución | | | |
| En dirección Y | Inferior | ∅ | | 8 mm | c/20cm |
| | Superior | ∅ | | 8 mm | c/20cm |

Fuente: Elaboración propia

El despiece de armado de la escalera con sus respectivos ubicaciones y dimensiones se encuentran en el Anexo N°24, planos estructurales, lamina 3/19 y en el Anexo N°14 se encuentran la comprobación manual del armado de la escalera.

3.5.6.4. Diseño estructural de la zapata.

Las zapatas diseñadas cumplen con los requerimientos necesarios de la Norma Boliviana del hormigón CBH-87.

3.5.6.4.1. Armado de la zapata.

El armado de la zapata más solicitada referente a la columna 16 tiene una dimensión de 155 cm x 155 cm con una altura total de 40 cm:

Tabla 3.13. Armadura en Zapata.

| As Principal | Ubicación | Distribución | | | |
|-----------------------|------------------|---------------------|---|-------|--------|
| En dirección a y b | Dirección "a" | 8 | ∅ | 12 mm | c/20cm |
| | Dirección "b" | 8 | ∅ | 12 mm | c/20cm |

Fuente: Elaboración propia

Todas las zapatas cumplen con lo enunciado en el capítulo 2.13.1. en el Anexo N°15 se demuestra el proceso de cálculo de la zapata, en el Anexo N°16 se da el detalle de las barras y Anexo N°24, planos estructurales, lamina (1/19, 2/19) se indica el despiece de armadura en zapatas.

3.5.6.5. Resumen del diseño de elementos más solicitados.

- **Losa Maciza Rampa**

Tabla 3.14. Armadura Positiva en la dirección "x".

| Comparaciones | Adoptado | | |
|----------------------|---------------------|-----------------------|----------------------------|
| | \varnothing mm | Disposición N°/mmc | Área cm ² /m |
| Manual | 8 | Ø8mm c/20 cm | 2.515 |
| Cypecad | 8 | Ø8mm c/15 cm | 3.018 |
| % Variaciones | -----> | | 16.67 |

Fuente. Elaboración propia

Tabla 3.15. Armadura positiva en la dirección "y".

| Comparaciones | Adoptado | | |
|----------------------|---------------------|-----------------------|----------------------------|
| | \varnothing mm | Disposición N°/mmc | Área cm ² /m |
| Manual | 8 | Ø8mm c/20 cm | 2.515 |
| Cypecad | 8 | Ø8mm c/15 cm | 3.018 |
| % Variaciones | -----> | | 16.67 |

Fuente. Elaboración propia

Tabla 3.16. Armadura negativa en la dirección "y".

| Comparaciones | Adoptado | | |
|----------------------|---------------------|-----------------------|----------------------------|
| | \varnothing mm | Disposición N°/mmc | Área cm ² /m |
| Manual | 8 | Ø8mm c/20 cm | 2.515 |
| Cypecad | 8 | Ø8mm c/15 cm | 3.018 |
| % Variaciones | -----> | | 16.67 |

Fuente. Elaboración propia

- **Viga C2-C8.**

Tabla 3.17. Armadura Longitudinal positiva.

| Comparaciones | Calculado | Adoptado | | | | | |
|----------------------|-------------------------|--------------|---------------------|----|----|----------------------|-------------------------|
| | Área cm ² | Barras N° | \varnothing mm | | | Disposición N°/mm | Área cm ² |
| Manual | 5.315 | 2 | 2 | 16 | 10 | 2Ø16+2Ø10 | 5.60 |
| Cypecad | 5.52 | 2 | 2 | 16 | 10 | 2Ø16+2Ø10 | 5.60 |
| % Variaciones | 4 | -----> | | | | | 0 |

Fuente. Elaboración propia

Tabla 3.18. Armadura longitudinal negativa C-2.

| Comparaciones | Calculado | Adoptado | | | | | |
|---------------|-------------------------|--------------|---------|----|----------------------|-------------------------|------|
| | Área cm ² | Barras N° | Ø mm | | Disposición N°/mm | Área cm ² | |
| Manual | 3.325 | 2 | 2 | 10 | 12 | 2Ø10+2Ø12 | 3.83 |
| Cypecad | 3.50 | 2 | 2 | 10 | 12 | 2Ø10+2Ø12 | 3.83 |
| % Variaciones | 5 | -----> | | | | | 0 |

Fuente. Elaboración propia

Tabla 3.19. Armadura longitudinal negativa C-8

| Comparaciones | Calculado | Adoptado | | | | | |
|---------------|-------------------------|--------------|---------|----|----------------------|-------------------------|-------|
| | Área cm ² | Barras N° | Ø mm | | Disposición N°/mm | Área cm ² | |
| Manual | 7.961 | 2 | 3 | 10 | 20 | 2Ø10+3Ø20 | 10.99 |
| Cypecad | 7.41 | 2 | 3 | 10 | 20 | 2Ø10+3Ø20 | 11 |
| % Variaciones | 7.5 | -----> | | | | | 0.09 |

Fuente. Elaboración propia

Tabla 3.20. Armadura Transversal C-8.

| Comparaciones | Calculado | Adoptado | | | | |
|---------------|----------------------------|--------------|---------|----------------------|----------------------------|---|
| | Área cm ² /m | Barras N° | Ø mm | Disposición N°/mm | Área cm ² /m | |
| Manual | 6.83 | 8 | 8 | 7Ø8mm c/15 cm | 7.04 | |
| Cypecad | 5.29 | 8 | 8 | 8Ø8mm c/15 cm | 6.70 | |
| % Variaciones | 29 | -----> | | | | 5 |

Fuente. Elaboración propia

- **Columna 16**

Tabla 3.21. Armadura longitudinal.

| Comparaciones | Calculado | Adoptado | | | | |
|---------------|-------------------------|--------------|---------|----------------------|-------------------------|---|
| | Área cm ² | Barras N° | Ø mm | Disposición N°/mm | Área cm ² | |
| Manual | 4.025 | 4 | 12 | 4Ø12mm | 4.52 | |
| Cypecad | 4.1 | 4 | 12 | 4Ø12mm | 4.52 | |
| % Variaciones | 2 | -----> | | | | 0 |

Fuente. Elaboración propia

Tabla 3.22. Armadura transversal.

| Comparaciones | Adoptado | |
|---------------|---------------------|-----------------------|
| | \varnothing mm | Disposición N°/mmc |
| Manual | 6 | Ø6mm c/15 cm |
| Cypecad | 6 | Ø6mm c/15 cm |

Fuente. Elaboración propia

- Zapatas C-16

Tabla 3.23. Armadura longitudinal X-Y.

| Comparaciones | Calculado | Adoptado | | | |
|---------------|-------------------------|--------------|---------------------|-------------------|----------------------------|
| | Área cm ² | Barras N° | \varnothing mm | Disposición N°/mm | Área cm ² /m |
| Manual | 8.138 | 8 | 12 | 8Ø12mm c/20 cm | 9.04 |
| Cypecad | 8.21 | 8 | 12 | 8Ø12mm c/20 cm | 9.1 |
| % Variaciones | 1 | -----> | | | 1 |

Fuente. Elaboración propia

- Escalera

Tabla 3.24. Armadura longitudinal positiva.

| Comparaciones | Adoptado | | |
|---------------|---------------------|-----------------------|-------------------------|
| | \varnothing mm | Disposición N°/mmc | Área cm ² |
| Manual | 12 | Ø12mm c/15cm | 13.56 |
| Cypecad | 16 | Ø16mm c/20cm | 16.08 |
| % Variaciones | -----> | | 15.67 |

Fuente. Elaboración propia

Tabla 3.25. Armadura longitudinal negativa.

| Comparaciones | Adoptado | | |
|---------------|---------------------|-----------------------|-------------------------|
| | \varnothing mm | Disposición N°/mmc | Área cm ² |
| Manual | 8 | Ø8mm c/15cm | 6.00 |
| Cypecad | 8 | Ø8mm c/20cm | 4.5 |
| % Variaciones | -----> | | 25 |

Fuente. Elaboración propia

Tabla 3.26. Armadura de distribución o reparto, superior e inferior.

| Comparaciones | Adoptado | | |
|---------------|---------------------|-----------------------|------------|
| | \varnothing mm | Disposición N°/mmc | Área cm |
| Manual | 8 | Ø8mm c/20cm | 2.5 |
| Cypecad | 8 | Ø8mm c/20cm | 2.5 |
| % Variaciones | -----> | | 0 |

Fuente. Elaboración propia

3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución de la estructura.

La buena inversión y la adecuada secuencia de construcción, se ve ligado al estudio de las especificaciones técnicas, los precios unitarios los cálculos métricos.

Realizados estos estudios podemos señalar el presupuesto monetario que se llevara la construcción y el planeamiento y cronograma que conllevara construirlo.

3.6.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas realizadas para cada ítem, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto, ver Anexo N° 17, Especificaciones Técnicas.

3.6.2. Resumen de cálculos métricos y precios unitarios.

El presupuesto general del proyecto toma en cuenta los ítems más importantes y significativos, en los precios unitarios del proyecto se incluyen el costo de la mano de obra, materiales, herramientas, equipos cargas sociales, gastos generales administrativos, impuestos y utilidades.

Los parámetros tomados en cuenta para este presente proyecto se mencionan a continuación:

Tabla 3.27. Parámetros.

| Parámetros | |
|----------------------|--------|
| Cargas sociales | 55.00% |
| IVA | 14.94% |
| IT | 3.09% |
| Herramientas menores | 5.00% |
| Gastos Generales | 10.00% |
| Utilidad | 10.00% |

Fuente: Elaboración Propia

Cargas Sociales: Se toma el menor rango de 55% de las cargas sociales de seguridad e higiene, antigüedad, subsidios, porque los proponentes a adjudicarse la obra aran en % más elevado a un costo mayor por lo tanto es conveniente hacer a un gasto menor.

IVA: Es un tributo que recae directamente al consumidor de bienes y servicios de los materiales de construcción que es del 14.94% paga.

IT: Es el gasto de transición de cuentas mediante bancos que se paga de 3%.

Herramientas Menores: Es la incidencia de equipo de herramientas que se utiliza para construcción se toma 5%.

Gasto Generales: Son gastos de la empresa que requiere de personales, preparación de documentos legales, administrativos, secretariado, seguridad, chofer, etc. Se toma un 10%.

Utilidad: Es 10% de las ganancias la empresa que se toma en cuenta

3.6.3. Presupuesto general.

El presupuesto total de la obra se lo realizó con la ayuda del programa PRESCOM 2013-2018, con un tipo de cambio al dólar de 6,96 Bs, dando un monto de 3,668,660.89 Bs, que equivale a 526,988.20 \$us, para 1303.13 m² el precio por m² es 404.402 \$us/m².

Aquí se muestra el presupuesto confeccionado todo esto en base a los cálculos métricos y la obtención del análisis realizado de precios unitarios. Los cuales se detallan en los Anexo N°18 donde se presenta los cálculos métricos y Anexo N°19 se presenta los precios unitarios respectivamente.

3.6.4. Plazo de ejecución.

Para la construcción de la Nueva Unidad Educativa Bordo Mollar se tiene un plazo de ejecución de 267 días calendario, pudiendo este estar sujeto a plazos modificatorios por cuestiones medio ambientales o conflictos sociales, debidamente justificados. En el Anexo N°21 se presenta el cronograma general de actividades para el proyecto.

CAPÍTULO I V: APORTE ACADÉMICO

4.1. Generalidades.

Debido a las condiciones de diseño arquitectónico se realizó un diseño alternativo para la cubierta metálica, que es el de realizar el cálculo de una cercha metálica diseñada con perfiles conformados en frío de acero galvanizado y posteriormente realizar un análisis comparativo, técnico y económico de ambas alternativas, cercha metálica diseñada con perfiles laminados en caliente y la cercha metálica diseñada con perfiles conformados en frío de acero galvanizado, porque la estructura presenta características para realizar cualquiera de las dos alternativas.

En el siguiente capítulo se detallará la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de los distintos tipos de cerchas.

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicaron las recomendaciones de la norma AISI edición 1996, normativa que es guía fundamental para el diseño, basados en las definiciones para el cálculo “Steel Frame” es la unión de elementos verticales y horizontales, de acero galvanizado de bajo espesor, unidos por tornillos auto perforante.

4.2. Marco teórico.

4.2.1. Introducción.

A nivel internacional, la construcción mediante perfiles de acero galvanizado, conformados en frío es uno de los sistemas de mayor potencial para viviendas residenciales de baja altura. Así quedó demostrado en Australia, donde el sistema cubre el 12% del mercado residencial. En USA en tanto cubre el 8% de las casas construidas en California y el 7% de Florida, incluyendo el 47% de las construcciones en el sector sur de ese estado.

En el contexto nacional este sistema de construcción se abre paso dentro del mercado de la prefabricación, en diversas escalas, desde la construcción de una casa hasta la tabiquería total de un edificio residencial.

4.2.2. Aceros Formados en frío.

4.2.2.1 Proceso de fabricación de perfiles conformados en frío de acero galvanizado.

La galvanización es un procedimiento para recubrir piezas terminadas de hierro/acero mediante su inmersión en un crisol de zinc fundido a 450°C. Tiene como principal objetivo

evitar la oxidación y corrosión que la humedad y la contaminación ambiental pueden ocasionar sobre el hierro.

4.2.2.2. Ventajas.

Dentro de las ventajas que presenta este método constructivo basado en el acero galvanizado están:

Libertad de diseño: Al ser estructuralmente superior, tiene una de las mayores relaciones de resistencia a peso en comparación con otros materiales, permite cubrir grandes luces.

Indeformabilidad: Todos los elementos del sistema son dimensionalmente estables, por lo que muros, pisos y cerchas permanecen siempre rectos, no se tuercen ni deforman en el tiempo, ni tampoco dependen, como con otros materiales, de cambios de humedad que causan rajaduras, deformaciones y en general deterioro.

Mayor duración: Correctamente utilizado, los perfiles de acero galvanizado permiten construir casas o elementos que son permanentes en el tiempo y que duraran muchos años.

Costos menores: La construcción racional que implica construir con acero galvanizado, se traduce en ahorros directos para el constructor y el propietario por concepto de; Menores perdidas de material, del orden del 2%, Mayor velocidad de construcción por ser rápido de trabajar, requerir menos elementos.

4.2.2.3. Acero y sus Propiedades.

Las propiedades mecánicas que nos interesan desde el punto de vista estructural son principalmente la tensión de fluencia, características tensión-deformación, módulo de elasticidad, módulo tangente y módulo de corte, ductilidad, resistencia a la fatiga y resiliencia.

Tensión de fluencia:

La tensión de fluencia varia en rangos desde $F_y=24$ KSI (1690 kg/cm²) y $F_y=80$ KSI (5625 kg/cm²).

Comportamiento Tensión-Deformación:

- *Fluencia instantánea:* aceros producto de procesos de laminado en caliente.
- *Fluencia gradual:* aceros producto de procesos con trabajo mecánico como los conformados en frío.

Ductilidad:

Capacidad de la pieza y ensamble estructural para permitir trabajo inelástico sin ruptura, este concepto se aplica a las uniones y no a los elementos conformados.

Fatiga:

Se entiende por fatiga al daño que puede producir ruptura de la estructura ó unión, debido a la frecuencia de fluctuaciones de tensiones a que esté sometida. La fatiga de material es importante en elementos sometidos a cargas cíclicas, repetitivas y vibraciones, el AISI no incorpora la fatiga en su especificación, pero el fenómeno puede ser analizado por ensayos o por curvas de tensión versus ciclos del acero.

Resiliencia:

Capacidad del acero para absorber energía sin fractura, se mide mediante el ensayo de Charpi, provisiones sísmicas del AISC exigen una resiliencia mínima para el acero.

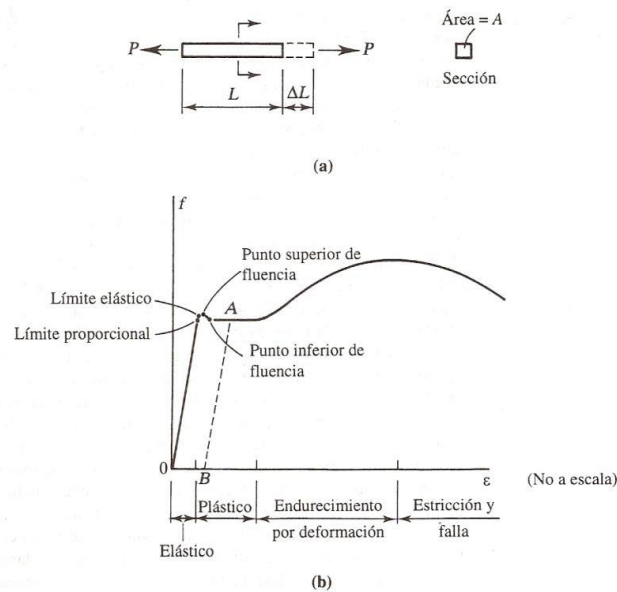
Efecto de la Temperatura:

Las propiedades mecánicas se obtienen en temperaturas normales de trabajo, para condiciones extremas se debe considerar la modificación de las propiedades, estas condiciones extremas son temperaturas menores a -30°C y temperaturas mayores a 93°C .

4.2.2.4. Influencia del Trabajo de deformaciones en frío.

La relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria es lineal hasta el límite proporcional, se dice que el material obedece la ley de Hooke. Después de esto alcanza rápidamente un valor pico, llamado punto superior de fluencia, al cual sigue una nivelación en el punto inferior de fluencia. El esfuerzo permanece entonces constante, aunque la deformación unitaria continúa creciendo. En esta etapa de la carga, el elemento de prueba continúa alargándose en tanto que no se retire la carga, aun cuando la carga no puede ser incrementada, puede graficarse una curva esfuerzo deformación unitaria como la mostrada en la figura 2.1. Esta curva es típica de una clase de acero conocido como dúctil o acero dulce.

Figura 4.1. Curva esfuerzo deformación del acero.

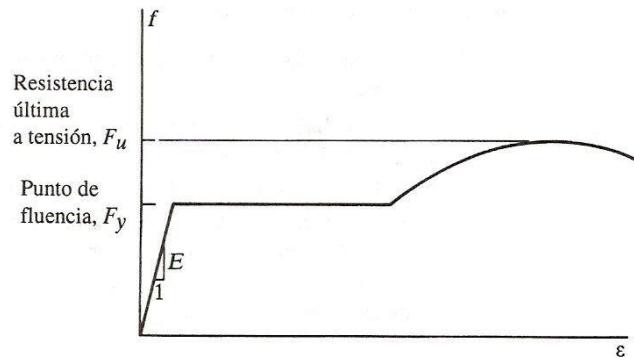


Fuente: Diseño de estructuras metálicas, MCCORMAC

Esta región de esfuerzo constante se llama *rango plástico*. Bajo una deformación unitaria de aproximadamente 12 veces la deformación unitaria en la fluencia comienza el endurecimiento por deformación y se requiere entonces una carga adicional (y esfuerzo) para generar un alargamiento adicional (y deformación unitaria). Se alcanza así un valor máximo del esfuerzo, después de lo cual comienza en el elemento la “estricción”, en donde el esfuerzo endurece con una deformación unitaria creciente y ocurre luego la fractura. Aunque la sección transversal se reduce durante el proceso de carga (el efecto poisson), el área transversal original se usa para calcular todos los esfuerzos.

El límite elástico del material es un esfuerzo que se encuentra entre el límite proporcional y el punto superior de fluencia. Hasta este esfuerzo, la probeta puede descargarse sin que quede una deformación permanente; la descarga será a lo largo de una porción lineal del diagrama, es decir, la misma trayectoria seguida durante la carga.

Figura 4.2. Curva esfuerzo deformación ideal.



Fuente: Diseño de estructuras metálicas, MCCORMAC

Esta parte del diagrama esfuerzo-deformación unitario se llama rango elástico.

Más allá del límite elástico la descarga será a lo largo de una línea recta paralela a la parte lineal inicial de la trayectoria de la carga y se tendrá entonces una deformación permanente.

4.2.3. Bases de diseño AISI.

El AISI considera los métodos ASD y LRFD en su especificación actual, ambos métodos son igualmente aceptables para el diseño de estructuras con elementos formados en frío, estos métodos no necesariamente llevarían a diseños idénticos y además estos métodos no deben ser mezclados en el diseño de distintos elementos de una misma estructura.

4.2.3.1. Método ASD tensiones admisibles.

Es aplicado desde la primera especificación del AISI en 1946. En forma tradicional consistía en determinar las tensiones en secciones y elementos debidas a las cargas o sollicitaciones de trabajo, que debían ser menores a las tensiones admisibles, calculadas como las tensiones nominales divididas por el factor de seguridad. En el formato actual de las especificaciones para el método ASD se refiere a resistencias requeridas y admisibles, eliminándose las tensiones.

El diseño se realizará de acuerdo con la ecuación:

$$R_a \leq R_n / \Omega$$

donde:

R_a = resistencia requerida (ASD)

R_n = resistencia Nominal

Ω = factor de seguridad

R_n/Ω = Resistencia admisible

4.2.3.1.1. Combinaciones de Cargas para el método ASD.

Se presentan las combinaciones de carga que se muestran enseguida para el análisis y diseño con el método ASD. Los valores resultantes no son intercambiables con los valores de LRFD.

1. $U = D$

2. $U = D + L + (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$

3. $U = D + (W \text{ o } E)$

4. $U = D + L + (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr) + (W \text{ o } E)$

Donde:

D= Cargas muertas.

L= Cargas vivas.

Lr = Carga viva en techos

S = Carga de granizo

R= Carga de lluvia o hielo.

W= Carga de viento

E= Carga de sismo

Cuando las combinaciones de cargas especificadas en el código o especificación aplicable o en la sección A5.1.2. de la normativa AISI incluyen cargas de viento o cargas sísmicas, estarán permitido multiplicar las fuerzas resultantes por 0.75 además cuando el modelo de cargas sísmicas especificados en el código o especificación aplicable es en base a estados limites, estar permitido multiplicar la carga sísmica resultante E por 0.67.

4.2.3.2. Método LRFD, Factores de Carga y Resistencia.

El método de diseño **LRFD**, corresponde al Método para dimensionar componentes estructurales (miembros, conectores, elementos de conexión y conjuntos ensamblados) de manera tal que cuando la estructura es sometida a todas las combinaciones de cargas que corresponda no se supera ninguno de los estados límites aplicables (AISI, 1996). Este método se basa en una consideración de las condiciones de falla en vez de consideraciones de la carga de trabajo. Un miembro se selecciona usando el criterio de que la estructura fallara bajo una carga considerablemente mayor que la carga de trabajo. Los miembros diseñados de esta forma no son inseguros, a pesar de ser diseñados con base en lo que sucede en la falla (SEGUI W. T. 2000).

Ecuación básica de diseño:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

donde:

Q_i = efecto de las acciones calculado (M, V, P, etc.) bajo cargas de servicio i , donde $i = D$ (carga muerta), L (carga viva), S (sismo), W (viento), etc.

γ_i = factor de carga; depende del tipo y combinación de carga (toma en cuenta las incertidumbres de los efectos de las cargas).

R_n = resistencia nominal

ϕ = factor de resistencia menor que la unidad, depende del tipo de resistencia (toma en cuenta las incertidumbres en la resistencia).

Para los cuales se especifica satisfacer las normas ASTM correspondientes. Los valores de los factores de resistencia son los siguientes:

$\phi_t = 0.9$ para fluencia en tracción.

$\phi_t = 0.75$ para rotura por tracción.

$\phi_c = 0.85$ para compresión.

$\phi_b = 0.90$ para flexión.

$\phi_v = 0.90$ para cizalle.

4.2.3.2.1. Formato de Diseño para el método LRFD:

Es necesario verificar los estados límites de servicio, para el cuál la estructura o sus elementos fallarán o perderán la capacidad de cumplir su función. elementos límites de servicio a considerar en el diseño de elementos formados en frío son:

- Fluencia.
- Pandeo.
- Deslizamiento de corte.
- Pandeo del alma.
- Deformación excesiva.
- Otros.

4.2.3.2.2. Combinaciones de Cargas para el Método LRFD.

El propósito de estos factores es considerar las incertidumbres implicadas en la estimación de la magnitud de las cargas muertas y vivas.

1. $U = 1.4D + L$

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

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

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

5. $U = 1.2D + 1.5E + 0.5L + 0.2S$

6. $U = 0.9D - (1.3W \text{ ó } 1.5E)$

Donde:

D= Cargas muertas.

L= Cargas vivas.

L_r = Carga viva en techos

S = Carga de granizo

R= Carga de lluvia o hielo.

W= Carga de viento

E= Carga de sismo

4.2.3.3. Softwares de análisis y diseño estructural.

Con respecto al software de diseño, se encuentran en el mercado algunos tales como SAP2000, Etabs, etc. Que son software de proyección y análisis estructural, donde algunos soportan la opción de verificar elementos estructurales, como, por ejemplo, uno de los softwares comerciales más usados, el SAP2000 está programado para soportar una gran variedad de los últimos códigos de diseño nacionales e internacionales para el diseño automatizado y chequeo de elementos de hormigón y acero.

4.2.3.4. Estructuras de acero Galvanizado y definiciones para el cálculo.

4.2.3.4.1. Descripción y características de “Steel Frame”.

“Steel Frame” es la unión de elementos verticales y horizontales, de acero galvanizado de bajo espesor, unidos por tornillos auto perforantes.

4.2.3.4.1.1. Elementos rigidizados y no rigidizados.

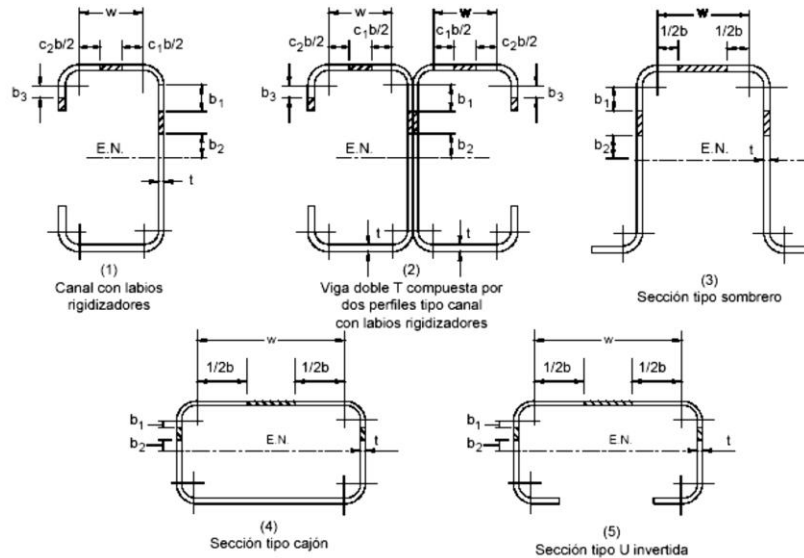
Los elementos planos que trabajan a compresión de los miembros estructurales de acero formados en frío se clasifican como elementos rigidizados y elementos sin rigidizar. Los elementos a compresión rigidizados tienen ambos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo rigidizados por medio de un alma, patín o labio rigidizador como muestra la figura 4.3. y 4.4. Los elementos a compresión no rigidizados tienen solamente un borde rigidizado paralelo a la dirección del esfuerzo como muestra la figura 4.3.

4.2.3.4.1.1.1. Elementos comprimidos rigidizados o parcialmente rigidizados.

En la Figura 4.3 y 4.4. se ilustran elementos comprimidos rigidizados con diferentes secciones transversales, siendo las secciones (1) a (5) para miembros flexados y las secciones

de la figura 4.4. de (6) a (9) para miembros comprimidos uniformemente. Las secciones (1) y (2) poseen un alma y un labio rigidizador para rigidizar el elemento comprimido (es decir, el ala comprimida), cuya porción no efectiva aparece sombreada.

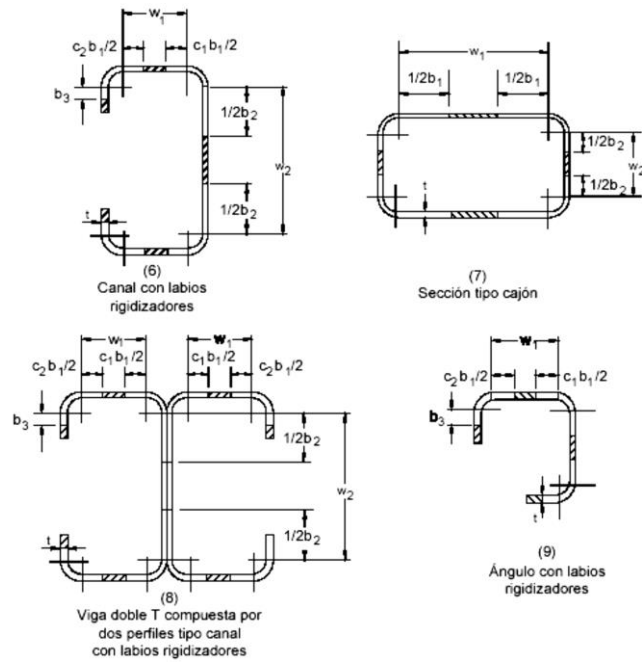
Figura 4.3. Secciones con elementos comprimidos rigidizados en flexión.



Fuente: AISI 1996.

Las secciones (6) y (8) de la figura 4.4.- muestran alas rigidizadas en sus bordes por un elemento vertical (alma) y un rigidizador de borde (labio), mientras que a su vez el alma está rigidizada por las alas. La sección (7) tiene cuatro elementos comprimidos que se rigidizan entre sí, y en la sección (9) cada elemento rigidizado está rigidizado por medio de un labio y por el otro elemento rigidizado.

Figura 4.4. Secciones con elementos comprimidos rigidizado.

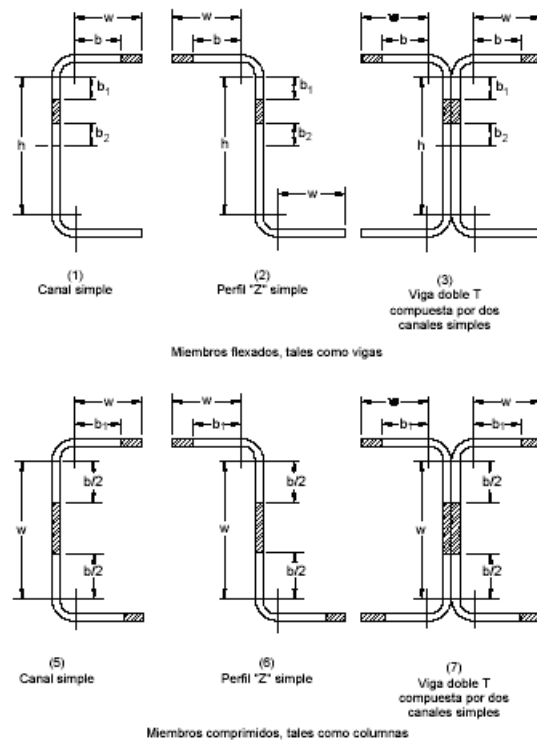


Fuente: AISI 1996.

4.2.3.4.1.1.2. Elementos comprimidos no rigidizados.

En la Figura 4.5. se ilustran elementos no rigidizados con diferentes secciones transversales, siendo las secciones (1) a (4) para miembros flexados y las secciones (5) a (8) para miembros comprimidos. Las secciones (1), (2) y (3) tienen sólo un alma para rigidizar el elemento correspondiente al ala comprimida. Cada canto de la sección (4) proporciona una acción de rigidización a la otra a lo largo de sus bordes comunes.

Figura 4.5. Secciones con elementos comprimidos no rigidizado.



Fuente: AISI 1996.

Cuando las secciones (5), (6) y (7) actúan como columnas, tienen elementos rigidizados verticalmente (almas) que proporcionan apoyo para un borde de los elementos no rigidizados correspondientes a las alas. Cada canto de la sección (8) proporciona una acción de rigidización a la otra.

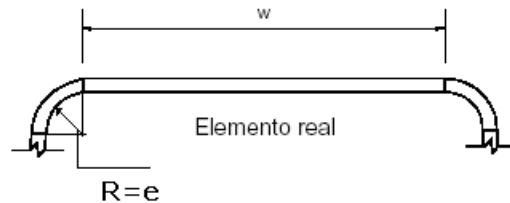
4.2.3.4.2. Definiciones y consideraciones en el cálculo.

4.2.3.4.2.1. Definición de ancho plano w .

En el cálculo de las propiedades de resistencia de los elementos conformados en frío, se diferencia entre el cálculo del área neta A_n , y el área efectiva A_e , la cual se calcula con los anchos efectivos b_1 y b_2 del elemento definido más adelante para cada perfil.

En el cálculo del A_e se introduce el concepto de ancho plano w , que se define como el ancho totalmente plano de un elemento en compresión, como muestra la figura 4.6.

Figura 4.6. Ancho plano.



Fuente: AISI 1996.

Donde R es el radio del doblado de la lámina de acero galvanizado, que en el caso de los perfiles usados en este propósito es igual al espesor de la lámina, por lo tanto los anchos planos del elemento sin rigidizar serían:

$$w = B - 2e$$

Y para un elemento rigidizado y los anchos planos w están definidos como:

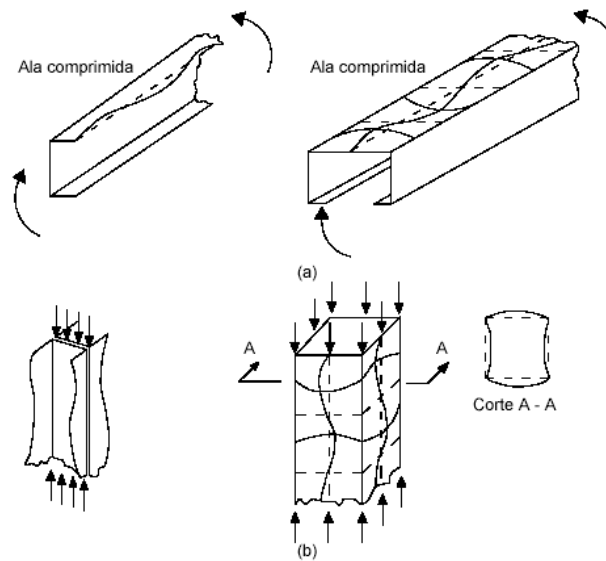
$$w = B - 4e$$

4.2.3.4.2.2. Definición de ancho efectivo.

En las construcciones de acero conformado en frío los elementos individuales de los miembros estructurales de acero son de poco espesor y las relaciones ancho-espesor son elevadas en comparación con los perfiles laminados en caliente.

Estos elementos de poco espesor pueden pandear de forma localizada a un nivel de tensiones menor que el límite de fluencia del acero si están sometidos a compresión en flexión, compresión axial, corte o apoyo. La Figura 4.7. Ilustra algunos patrones de pandeo localizado para determinadas vigas y columnas.

Figura 4.7. Pandeos locales.



Fuente: Elaboración propia.

Como el pandeo localizado de los elementos individuales de las secciones de acero conformado en frío es un criterio de diseño de la mayor importancia, el diseño de estos miembros debería proporcionar suficiente seguridad contra la falla por inestabilidad localizada considerando debidamente la resistencia posterior al pandeo de los componentes estructurales.

4.2.3.5. Elementos sometidos a cargas axiales.

En las cerchas fabricadas con acero galvanizado, entre las funciones estructurales, la del elemento sometido a la compresión se usa en los montantes, diagonales y cuerdas superiores, elementos sometidos solamente a la acción de cargas axiales.

También dentro de los elementos sometidos a esfuerzos axiales, encontramos los tirantes o diagonales, que son pletinas que resistirían, según el cálculo, los esfuerzos laterales producto de situaciones particulares, estos elementos estarían sometidos a esfuerzos de tracción.

4.2.3.5.1. Definición de Área Total (A_g), Área Neta (A_n) y Área Efectiva (A_e).

- **Área Total:** Área total, A_g , de un elemento en cualquier sección es la suma de los productos del espesor (e) y el ancho de cada componente medidos en la dirección normal al eje del elemento.

- **Área Neta:** El área neta A_n de un elemento es la suma de los productos del espesor (e) y el ancho neto (b_n) de cada componente, calculado de acuerdo a la siguiente expresión general para una cadena de perforaciones dispuestas en una línea cualquiera, recta diagonal o zig-zag:
- **Área Neta Efectiva:** El área neta efectiva, A_g , donde la carga es transmitida a todos o algunos de los elementos de la sección transversal del miembro mediante conectores (pernos, soldaduras), será calculada de acuerdo a lo siguiente, según corresponda:

Para conexiones apernadas o soldadas usando miembros de acero formados en frío en que el espesor menor de los miembros a unir es inferior a 4.76 mm (3/16”), A_e se determina de acuerdo a lo siguiente;

Cuando la carga es transmitida a cada uno de los elementos de la sección transversal del miembro:

- ✓ Por soldaduras $A_e = A_g$
- ✓ Por pernos alineados $A_e = A_n$
- ✓ Por pernos en zig-zag $A_e = 0.9 A_n$

4.2.3.5.2. Elementos sometidos a la tracción.

La resistencia requerida por tracción T_r , debe ser menor o igual a la resistencia de diseño $\phi_t T_n (LRFD)$ ó $\frac{T_n}{\Omega_t} (ASD)$ determinada como el mínimo valor de fluencia en la sección total, rotura de la sección neta fuera de la conexión y rotura de la sección neta efectiva en la conexión.

Resistencia nominal y de diseño, para los estados límites de fluencia en la sección total y rotura de la sección neta fuera de la conexión, según tabla 4.1.

Tabla 4.1. Resistencia nominal y diseño por tracción.

| Estado limite | Resistencia nominal a tracción | ϕ_t | Ω_t |
|--|--------------------------------|----------|------------|
| Fluencia en la sección total | $T_n = A_g F_y$ | 0.90 | 1.67 |
| Rotura en la sección neta de la conexión | $T_n = A_n F_u$ | 0.75 | 2.00 |

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

A_n = Área neta de la sección, cm^2

A_g = Área bruta del Miembro, cm^2

F_y = Tensión de fluencia mínima específica del tipo de acero utilizado, kg/cm²

F_u = Tensión última mínima especificada del tipo de acero utilizado, kg/cm²

Para uniones soldadas o apernadas que no sean planchas planas, la resistencia nominal y de diseño está dada según la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Resistencia Nominal y de Diseño por tracción, para el estado límite de Rotura de la Sección Neta Efectiva en la conexión.

| Tipo de conexión | ϕ_t | Ω_t | Resistencia Nominal a Tracción |
|------------------|----------|------------|--------------------------------|
| Soldada | 0.60 | 2.50 | $T_n = A_e F_u$ |
| Apernada | 0.65 | 2.22 | |

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

A_e = Área neta efectiva en la conexión, cm².

F_u = Tensión última mínima especificada del tipo de acero utilizado, kg/cm²

Para uniones apernadas de planchas planas con patrón de perforaciones alineadas. La resistencia nominal y de diseño según tabla 4.3.

Tabla 4.3. Resistencia Nominal y Diseño a Tracción (Planchas planas-Pernos alineados).

| Condición | Unión | ϕ_t | Ω_t | Resistencia Nominal a Tracción |
|---|-----------------------------|----------|------------|--------------------------------|
| Cuando se disponen golillas bajo la cabeza y la tuerca. | Corte Doble | 0.65 | 2 | $T_n = A_e F_u$ |
| | Corte Simple | 0.55 | 2.22 | |
| Cuando no se disponen golillas solamente se disponen una golilla debajo de la cabeza del perno. | Corte Doble Corte Simple | 0.65 | 2.22 | |

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.5.3. Elementos sometidos a compresión.

Como se explicó anteriormente, los elementos comprimidos (atiesados o no), se ven sujetos a el fenómeno de pandeo local del alma y alas, por lo tanto, para elementos comprimidos se introduce el área efectiva, en vez del área neta en el cálculo de la resistencia nominal a la compresión.

La resistencia requerida por compresión P_r , para miembros con compresión centrada, debe ser menor o igual a la Resistencia de diseño $\phi_c P_n$ (LRFD) ó $\frac{P_n}{\Omega_c}$ (ASD), donde:

$$\phi_c = 0.85, \Omega_c = 1.8 \text{ y } P_n = A_e F_n$$

F_n = Corresponde a la tensión nominal de pandeo determinada, según se muestra en el punto 4.2.3.5.3.2.

4.2.3.5.3.1. Longitud Efectiva.

Un factor relevante en la determinación de la resistencia nominal de un elemento a compresión son sus condiciones de apoyo o restricciones en sus extremos. Ahora bien, como en la práctica las columnas no se presentan como elementos aislados, si no como parte integrante de una estructura, las condiciones de apoyo se refieren entre otras a; condiciones de fijación a la base, rigidez de elementos unidos y la posibilidad de desplazamiento lateral. De este modo surge el concepto de longitud efectiva que en definitiva es un método para estimar los efectos de interacción del total del marco sobre un elemento a compresión. Este concepto se basa en factores K de longitud efectiva, usados para igualar la resistencia de un elemento en compresión de longitud L parte de un marco a un miembro equivalente de longitud KL sometido sólo a carga axial. De esto se desprende que deben considerarse dos condiciones, opuestas en efecto sobre la resistencia de columnas bajo carga axial, condiciones que tienen relación con la posibilidad de desplazamiento lateral del marco pues en un caso se obtendrán valores de $KL > L$ (desplazamiento permitido) y en el otro $KL \leq L$ (desplazamiento impedido).

4.2.3.5.3.2. Cálculo de la tensión nominal de pandeo F_n para elemento comprimido uniformemente.

La tensión nominal de pandeo de los elementos comprimidos con carga concéntrica se determina de la siguiente manera.

Debemos calcular primero los valores de F_e y σ_{ex}

El valor de F_e se calcula de la siguiente forma:

$$F_e = \sigma_t * \sigma_{ex} / (\sigma_t + \sigma_{ex})$$

F_e = La tensión de pandeo de elementos de simetría doble o simple sometidas a pandeo torsional o pandeo flexo torsional.

El valor de σ_{ex} se calcula de la siguiente manera

$$\sigma_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KLx}{rx}\right)^2}$$

Y σ_t, r_o

$$\sigma_t := \frac{1}{A \cdot r_o^2} \cdot \left(G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{KLm^2} \right)$$

$$r_o := \sqrt{rx^2 + ry^2 + xo^2}$$

Donde:

A = Superficie total de la sección.

G = Es el modulo de elasticidad transversal.

xo = Distancia del baricentro.

J = Constante de torsión de St Venant.

C_w = Constante de alabeo torsional de la sección transversal.

E = Modulo de elasticidad longitudinal.

Para calcular el valor de λ_c , primero debemos comparar los valores de σ_{ex} y Fe ,

$$\text{Si } \sigma_{ex} \leq Fe, \quad \text{entonces } \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{\sigma_{ex}}}$$

$$\text{Si } Fe < \sigma_{ex}, \quad \text{entonces } \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{Fe}}$$

Cada uno de estos valores son específicos a la sección, son propiedad geométrica de este.

Luego, con el valor de tenemos λ_c , tenemos el valor de F_n

$$\text{Si } \lambda_c \leq 1.5 \quad \text{entonces } \lambda_c = \left(0.658 \lambda_c^2 \right) * F_y$$

$$\text{Si } \lambda_c > 1.5 \quad \text{entonces } \lambda_c = \frac{0.877}{(\lambda_c^2)} * F_y$$

4.2.3.5.3.2.1. Cálculo de áreas efectivas.

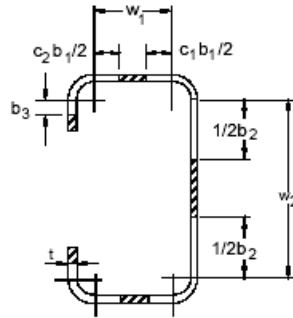
Las secciones están conformadas por diferentes elementos que se ven sometidos a distintos esfuerzos, almas, alas no rigidizadas, rigidizadores de borde, etc.

Para calcular el área efectiva ya definida con anterioridad, se debe calcular los anchos efectivos de trabajo para cada uno de estos elementos.

4.2.3.5.3.2.1.1. Cálculo de A_e para perfil C sometido a compresión uniforme.

Para el cálculo del área efectiva del perfil C sometido a esfuerzos de compresión uniforme, se deben calcular los anchos efectivos b_1 , b_2 y b_3 tales como se muestran en la siguiente figura:

Figura 4.8. Anchos efectivos perfil C.



Fuente: AISI 1996.

Se calcula primero el factor de esbeltez λ definido de la siguiente manera:

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{e}} * \frac{w}{e} * \sqrt{\frac{f}{E}}$$

Donde:

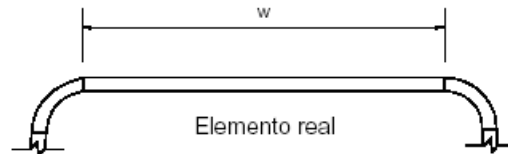
w = Ancho plano como se ilustra en la figura 4.9.

e = Espesor de los elementos uniformemente comprimidos.

E = Modulo de elasticidad longitudinal.

k = Coeficiente de pandeo de los elementos a compresión

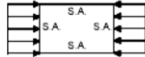
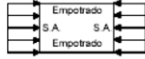
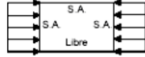

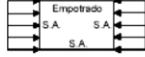



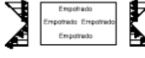
Figura 4.9. Ancho plano elemento en compresión.



Fuente: AISI 1996.

En este caso como el elemento es comprimido uniformemente $f = F_n$.

Figura 4.10. Coeficiente de pandeo k.

| Caso | Condición de borde | Tipo de esfuerzo | Valor de k para placa larga |
|------|---|------------------|-----------------------------|
| (a) |  | Compresión | 4,0 |
| (b) |  | Compresión | 6,97 |
| (c) |  | Compresión | 0,425 |
| (d) |  | Compresión | 1,277 |
| (e) |  | Compresión | 5,42 |
| (f) |  | Corte | 5,34 |
| (g) |  | Corte | 8,98 |
| (h) |  | Flexión | 23,9 |
| (i) |  | Flexión | 41,8 |

Fuente: elaboración propia.

La tabla anterior da los valores del coeficiente de pandeo de placas, valores que estarán incluidos en las ecuaciones de los diagramas de flujo que continúan según sea el caso.

En el caso del perfil C, sus elementos comprimidos (alma y alas, están simplemente apoyados en todos sus lados, lo que según la tabla 4.10. tenemos que $k = 4.0$, y el valor para el labio rigidizador $k = 0.425$ valores que son reemplazados en el diagrama de flujo para determinar los anchos efectivos b .

El ancho efectivo, b , se debe determinar utilizando las siguientes ecuaciones:

$$b = w \text{ Cuando } \lambda \leq 0.673$$

$$b = \rho w \text{ Cuando } \lambda > 0.673$$

Donde:

$\lambda =$ Es el factor de esbeltez.

$$\rho = \left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right) * \lambda$$

Luego con los valores de b_1 , b_2 y b_3 , podemos calcular el área efectiva del perfil C sometido a la compresión de la siguiente forma:

$$Ae = e*(2b_1 + b_2 + 2b_3)$$

Obteniendo así el Ae para el perfil C.

4.2.3.5.4. Elementos sometidos a flexión.

La resistencia requerida a flexión M_r , debe ser menor o igual a la resistencia de diseño $\phi_b M_n(LRFD)$ ó $\frac{M_n}{\Omega_b}(ASD)$, en que M_n corresponde a la resistencia nominal a flexión determinada para el estado límite de pandeo torsional.

La resistencia nominal a flexión para segmentos no arriostrados lateralmente de secciones de simetría simple, doble o puntual es:

$$M_n = S_c F_c ; \phi_b = 0.9 (LRFD) ; \Omega_b = 1.67 (ASD)$$

Donde:

S_c = Modulo resistente elástico de la sección efectiva, calculado a una F_c relativa a la fibra extrema comprimida.

F_c = Tensión elástico o inelástico crítica por pandeo lateral- torsional,

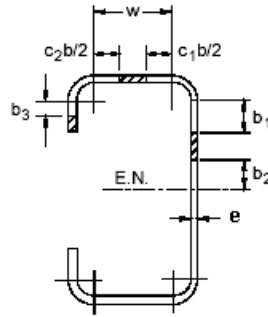
4.2.3.5.4.1. Cálculo Ae para perfil C sometido a flexión.

Para la determinación de los anchos efectivos b de una sección C sometida a flexión pura como se muestra en la figura 4.11.

Se toma como consideración que el elemento a compresión y a tracción, debido a la manera en que se calcula el Momento (explicado más adelante) la tensión máxima en la sección será la de fluencia F_y , tensión a usar en las siguientes ecuaciones.

Para el alma se procede de la siguiente manera en el cálculo de los anchos efectivos b_1 y b_2 que se muestran en la figura 4.11.

Figura 4.11. Anchos efectivos perfil C sometido a flexión.



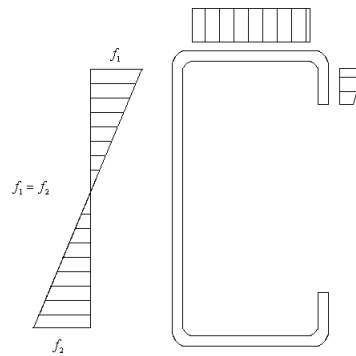
Fuente: AISI 1996.

Se deben tener en consideración el siguiente parámetro:

$$\psi = f_2 / f_1$$

Donde f_2 y f_1 son las tensiones en el alma del elemento C producto de la flexión pura como muestra la figura siguiente:

Figura 4.12. Diagrama de tensiones perfil C.



Fuente: elaboración propia.

Debido a la simetría simple del perfil C, como el hecho de que está sometido a flexión pura, se deduce de ahí que $f_1 = -f_2$, lo cual simplifica algunos valores.

Los anchos efectivos de la figura 4.10. b_1 y b_2 se calculan de la siguiente manera:

$$b_1 = bc / (3 - \psi)$$

Donde el valor $\psi = -1$, porque $f_1 = -f_2$, y como $\psi = -1$, según el AISI, para $\psi \leq -0.236$, tenemos que:

$$b_2 = \frac{bc}{2}$$

Donde:

b_c = Ancho efectivo b determinado de acuerdo con 4.2.2.1 para esto sustituyendo el valor k por:

$$k := 4 + 2 \cdot (1 - \psi)^3 + 2 \cdot (1 - \psi)$$

Con el valor de $\psi = -1$, tenemos que:

$$k = 24$$

Para el ala comprimida de un elemento en flexión, los valores de sus anchos efectivos son como se muestran en la figura 4.13., y se calculan de la siguiente manera:

$$S = 1.28 \sqrt{\left(\frac{E}{F_y}\right)}$$

Caso I: Para $w/e \leq S/3$

$$b = w$$

Caso II: Para $S/3 < w/e < S$

$$I_a := 399 \cdot \left(\left(\frac{w}{t} \right) \cdot \frac{1}{S} - \sqrt{\frac{Kn}{4}} \right)^3 \cdot t^4$$

$$n = 1/2$$

$$C_2 := \frac{I_s}{I_a}$$

$$C_1 := 2 - C_2$$

Entonces el ancho b se calcula con sección 4.2.2.1 y se reemplaza k con:

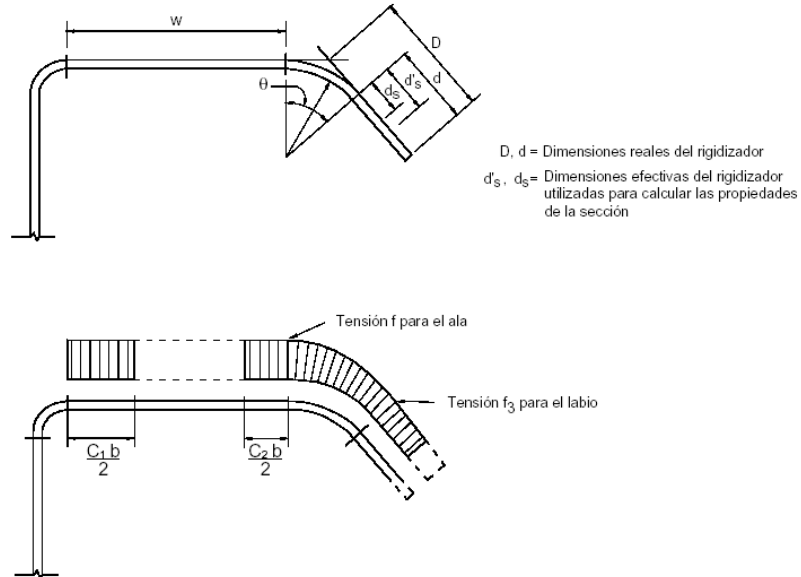
$$k := C_2^n \cdot (ka - kn) + kn$$

Donde :

$$kn=0.43$$

$$Y \text{ con } ka = 5.25 - \left(\frac{D}{w}\right) \leq 4.0$$

Figura 4.13. Tensiones en el ala comprimida perfil C.



Fuente: AISI 1996.

Ahora por simplicidad, y reemplazando los valores en las ecuaciones tenemos que:

$$I_a := 399 \cdot \left(\left(\frac{w}{t} \right) \cdot \frac{1}{S} - \sqrt{\frac{Kn}{4}} \right)^3 \cdot t^4$$

Como $\theta = 90^\circ$, según la figura 4.3., y la definición de

$$I_s := \frac{1}{12} \cdot d^3 \cdot t \cdot (\sin(\theta))^2$$

Y reemplazando los valores tenemos

$d = c - 2e$, Según figura 4.13.

En esta sección se utiliza la siguiente notación.

$$S := 1.28 \cdot \sqrt{\frac{E}{f}}$$

k = Coeficiente de pandeo

d, w, D = Dimensiones definidas en la figura 4.13.

$C1, C2$ = Coeficiente definidos en la figura 4.13.

I_a = Momento de inercia adecuado del rigidizador, de manera que cada elemento componente se comporte como un elemento rigidizado.

I_s = Momento de inercia de la sección total del rigidizador respecto a su propio eje baricéntrico paralelo al elemento a rigidizar.

Para los rigidizadores de borde, la esquina redondeada entre el rigidizador y el elemento a rigidizar no se debe considerar parte del rigidizador.

La distancia D que se muestra en la figura 5.4, corresponde a c como se muestra en la figura 4.4, por lo que las ecuaciones quedan como:

Para el caso III: $w/e \geq S$

$$I_a := \left(\left(115 \cdot \left(\frac{w}{t} \right) \cdot \frac{1}{S} \right) + 5 \right) \cdot t^4$$

Y los valores de $C1, C2, b, k$ se calculan como en el caso II solo que $n = 1/3$.

Y para el cálculo del ancho efectivo para el labio rigidizador como muestra la figura 5.3, su ancho efectivo se calcula de la misma forma como se indica en sección 4.2.3.4.2.2. y reemplazando los valores de $y f = F_y$, y $k = 0.43$.

4.2.3.5.5. Elementos sometidos a esfuerzos combinados.

En el diseño de elementos sometidos a distintos tipos de esfuerzos generalmente se diseñan considerando un solo tipo de esfuerzo en forma idealizada pero lo que en realidad ocurre es que estos esfuerzos actúan en forma combinada, dentro de los cuales se encuentra.

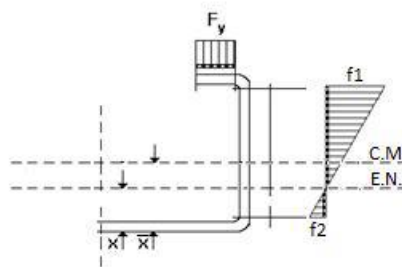
- Esfuerzos Axiales y Flexión Combinados.
- Esfuerzos de Tracción y Flexión Combinados.
- Esfuerzos de Compresión axial y Flexión combinados.
- Esfuerzos de Flexión y Corte Combinados.
- Esfuerzos de Flexión y Pandeo de Alma.

En este proyecto solo existen elementos sometidos a esfuerzos de compresión axial y flexión combinadas por lo que no se tomara los demás tipos de esfuerzos.

4.2.3.5.5.1. Cálculo del momento nominal de la sección C sometida a flexo-compresión en su eje débil.

La sección C sometida a flexo-compresión en su eje débil sufre un desplazamiento de su eje neutro paralelamente a su centro de masas de una forma igual a la ya analizada en la sección 4.2.3.5.4. Calculándose de igual manera la profundidad del eje neutro que se muestra en la figura 4.14.

Figura 4.14. Tensiones en la sección C sometida a flexo-compresión en su eje débil.



Fuente: Elaboración Propia.

4.2.3.5.5.2. Condiciones de diseño ASD.

Las resistencias requeridas, P, Mx y My, deben satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\frac{\Omega_c P}{P_n} + \frac{\Omega_b C_{mx} M_x}{M_{nx} \alpha_x} + \frac{\Omega_b C_{my} M_y}{M_{ny} \alpha_y} \leq 1.0$$

$$\frac{\Omega_c P}{P_{no}} + \frac{\Omega_b M_x}{M_{nx}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{ny}} \leq 1.0$$

Cuando $\frac{\Omega_c P}{P_n} \leq 0.15$ en ves de las dos ecuaciones anteriores se puede utilizar la siguiente ecuación.

$$\frac{\Omega_c P}{P_{no}} + \frac{\Omega_b M_x}{M_{nx}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{ny}} \leq 1.0$$

Donde:

P = Resistencia a la compresión axial requerida.

M_x, M_y = Resistencia flexionales requeridas respecto a los ejes baricéntricos de la sección efectiva determinadas solo para la resistencia a la compresión axial requerida. Para las secciones en Angulo, M_y se debe tomar ya sea como la resistencia flexional requerida o como la resistencia flexional requerida más PL/1000, el valor con el cual se obtenga un menor valor admisible par P.

P_n = Resistencia axial nominal

P_{no} = Resistencia axial nominal

4.2.3.5.5.3. Condiciones de diseño LRFD.

Las resistencias requeridas, P, Mux y Muy, deben satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_c M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_c M_{ny} \alpha_y} \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_{no}} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

Cuando $\frac{P}{\phi_c P_n} \leq 0.15$ en ves de las dos ecuaciones anteriores se puede utilizar la siguiente ecuación.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

Donde:

P_u = Resistencia ultima a la compresión axial requerida.

M_{ux}, M_{uy} = Resistencia última flexional requerida respecto a los ejes baricéntricos de la sección efectiva.

P_n = Resistencia axial nominal

P_{no} = resistencia axial nominal

M_{nx}, M_{ny} = Resistencia flexional nominales requerida respecto a los ejes baricéntricos de la sección efectiva C3 según normativa AISI

4.2.3.6. Diseño de uniones en perfiles conformados en frio.

El tipo de unión para el diseño de las cerchas según recomendaciones de SYNERGY y Manual de ingeniería de Steel Framing son conexiones de tornillos de cabeza lenteja autopercutor.

4.2.3.6.1. Uniones apernadas.

Las especificaciones del AISI se utilizan para uniones en que los elementos a conectar presentan un espesor igual o inferior a 5 mm, sin embargo, es posible diseñar elementos plegados de espesores mayores y por tanto tener que ocupar la especificación correspondiente del AISC. La especificación de diseño del AISI de 1996, indica que es aplicable en elementos

de hasta 25 mm de espesor, correspondiendo las disposiciones normativas de uniones sólo para elementos de espesor inferior a 5 mm.

En las uniones apernadas existen por lo menos cuatro tipos de fallas más frecuentes que controlan el diseño, estas son:

- Arranque de la placa al borde
- Aplastamiento de la placa frente al conector.
- Fractura de la placa.
- Corte del conector.

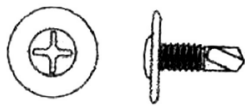
4.2.3.6.2 Tornillos autoperforantes.

Los tornillos autoperforantes para ser utilizados en las uniones entre perfiles galvanizados de acero de bajo espesor y sus revestimientos estructurales deben cumplir como mínimo las siguientes condiciones:

- Penetrar los componentes individuales de la unión sin causar separación permanente entre ellos.
- Su longitud debe ser tal que deje expuestos un mínimo de tres hilos.
- Los tornillos autoperforantes deben ser instalados de manera que los hilos y/o perforaciones no estropeen o desgarran el acero de los perfiles.
- Todos los tornillos autoperforantes dispuestos en uniones metal-metal deben ser galvanizados de acuerdo a lo estipulado en el código ASTM B633 o tener una protección equivalente, a su vez, deben tener una calidad mínima de acuerdo con el código SAE J78.
- Los tornillos autoperforantes en uniones metal-metal cuya superficie será revestida, deben tener cabeza de lenteja plana, para facilitar la colocación de dichos revestimientos, tales como yeso cartón o contrachapados estructurales de madera.
- Los tornillos autoperforantes en uniones madera-metal deben tener cabeza del tipo trompeta con un diámetro mínimo de 8 mm.
- Los tornillos autoperforantes en uniones metal-metal deben ser como mínimo N°8 y la distancia mínima entre centros no debe ser inferior a los tres diámetros.
- La distancia desde el centro de un tornillo autoperforante al borde de cualquiera de los elementos fijados no debe ser inferior a tres veces su diámetro (3d), si la unión

está sujeta a carga de corte en una sola dirección, la mínima distancia puede reducirse a 1.5 veces su diámetro (1.5d) en la dirección perpendicular a la carga.

Figura 4.15. Tipo de tornillo.



Tornillo de cabeza de lenteja autoperforante
N° 8
Para fijación de metal con metal, de solera con los montantes, bajo el revestimiento

Fuente: Manual de Ingeniería de Steel Framing

4.3. Análisis, cálculo y diseño estructural.

Se realizó con ayuda del programa informático ZAP 2000 v19.

4.3.1. Normas consideradas.

Todos los elementos estructurales fueron diseñados con las especificaciones de la AISI-1996

4.3.2. Acciones consideradas.

- **Gravitatorias.** - Se tomaron cargas vivas y muertas, todas ellas prescritas en la norma.

Tabla 4.4. Sobrecargas de uso y cargas permanentes.

| Tipo de Servicio | Carga |
|---------------------------------|-------------------|
| <i>Cubierta principal</i> | kg/m ² |
| Sobrecarga de Uso | 100 |
| Cielo falso (plaquetas de yeso) | 25 |
| Calamina galvanizada N°28 | 3,30 |

Fuente. Elaboración propia

Viento. - Para una velocidad de 83.33 Km/hr una carga de 23.15 kg/m².

4.4. Hipótesis de carga

4.4.1. Estructura Metálica

- **E.L.U. de rotura Acero Método LRFD.** -

Hipótesis I: $U_1 = 1.4 D$

Hipótesis II: $U_2 = 1.2D + 0.5 (Lr)$

Hipótesis III: $U_3 = 1.2D + 1.6(Lr) + (0.8W)$

Hipótesis IV: $U_4 = 1.2D + 0.5(Lr) + (1.3W)$

Donde:

D= Cargas muertas.

L= Cargas vivas.

W= Fuerzas de viento.

R= Carga de lluvia o hielo.

- **E.L.U. de rotura Acero Método ASD.-**

Hipótesis I: $U1 = D$

Hipótesis II: $U2 = D + Lr$

Hipótesis III: $U3 = D + W$

Hipótesis IV: $U4 = D + Lr + W$

Donde:

D= Cargas muertas.

L= Cargas vivas.

W= Fuerzas de viento.

R= Carga de lluvia o hielo.

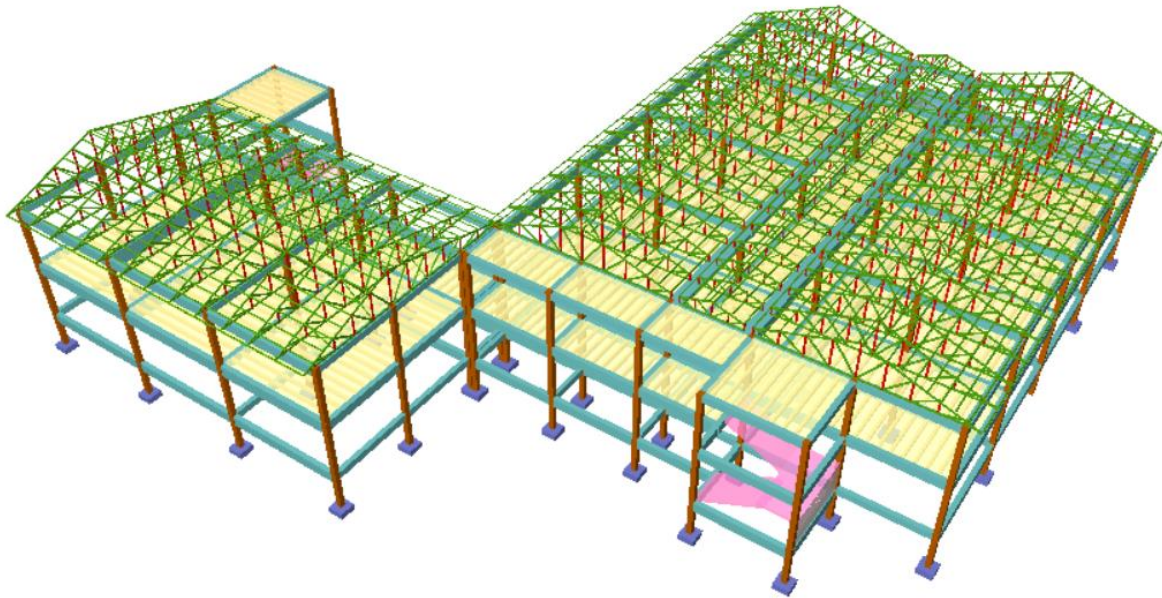
4.5. Hipótesis de Cálculo:

Para la determinación de los esfuerzos en las barras (perfiles que componen la cercha), se consideró lo siguiente:

- El material es homogéneo e isotrópico.
- Los cordones superior e inferior son continuos.
- Las diagonales y montantes están articulados en sus extremos.
- El cordón inferior tiene impedidos los desplazamientos perpendiculares al plano de la cercha en coincidencia con cada nudo.
- Se dejará ambos en apoyo fijo. Por temas de diseño.

4.6. Diseño de la estructura metálica.

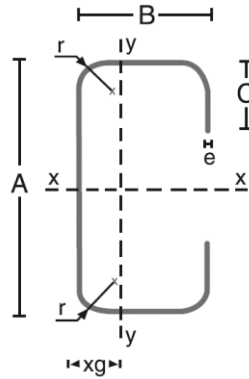
Figura 4.15. Esquema estructural de la Nueva Unidad Educativa.



Fuente. Elaboración propia

- **Perfiles de acero:** Se utilizaron perfiles de acero galvanizado de bajo espesor conformados en frío Distribuidos por Synergy-Tarija. Estos perfiles son fabricados en acero estructural galvanizado de alta resistencia ASTM A653-94 Grado 40. Los perfiles utilizados para la fabricación de las cerchas tienen las siguientes características geométricas.

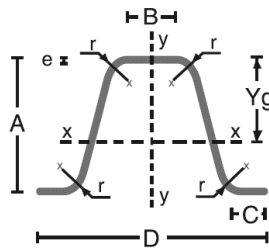
Figura 4.16. Perfiles que componen la estructura de cubierta, PGC perfil C.



| Perfil | Altura del Alma "A" (mm) | Ancho del Ala "B" (mm) | Atiesador "C" (mm) | Espesor "e" (mm) |
|--------|--------------------------|------------------------|--------------------|------------------|
| PGC | 63 | 41 | 10 | 0.94 |
| PGC | 90 | 41 | 12 | 0.94 |

Fuete: Elaboración propia

Figura 4.17. Perfil que componen la estructura de cubierta en Correa PGO perfil Omega.



| Perfil | Altura del Alma "A" (mm) | Altura de Rama "B" (mm) | Ancho de Rama "C" (mm) | Espesor "e" (mm) |
|--------|--------------------------|-------------------------|------------------------|------------------|
| PGO | 40 | 25 | 13 | 0.94 |

Fuete: Elaboración propia

4.6.1. Resultados del diseño de la cubierta con perfiles conformados en frio.

4.6.1.1. Cubierta tipo I.

4.6.1.1.1. Diseño Final.

Después de verificar cada uno de los elementos de la cercha sometidos a los distintos esfuerzos producidos por las combinaciones de carga para los métodos ASD y LRFD se obtiene el diseño final el cual está ilustrado en la Tabla 4.5 donde se indica un resumen del diseño y el perfil a utilizar para cada elemento componente de la cercha.

Tabla 4.5. Resumen de Diseño cercha tipo I estructura 1.

| Elemento | Tipo Esfuerzo | Esfuerzo solicitante | | Capacidad Admisible. | | Eficiencia "n (%)" | | Tipo de perfil |
|--------------------|------------------|----------------------|------------------|-----------------------|----------------------|--------------------|------|--------------------------------|
| | | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | |
| Cuerda superior CS | Flexo-Compresión | P=1715 M=3940 | P=2551 M=1161 | Pad=2701 Mad=12996 | Pad=1766 Mad=8191 | 77.4 | 80.4 | PGC 90x41x12 x0.94 mm |
| Cuerda inferior CI | Flexo-Tracción | T=697 M=643 | T=472 M=536 | Tad=4755 Mad=12391 | Tad=2998 Mad=7810 | 14.7 | 16.7 | PGC 90x41x12 x0.94 mm |
| Diagonal D1 | Compresión | P=564 | P=375 | Pad=634 | Pad=414 | 76.6 | 78.2 | PGC 63X41X1 0X0.94 mm |
| Diagonal D2 | Tracción | P=1830 | T=1226 | Tad=4300 | Tad=2710 | 46.6 | 49.1 | PGC 63X41X1 0X0.94 mm |
| Montante M | Compresión | P=822 | P=545 | Pad=1684 | Pad=1101 | 44.3 | 45.8 | PGC 63X41X1 0X0.94 mm |

Fuente. Elaboración propia, Las unidades de esta tabla son para momentos [kg·cm] y para axiales [kg].

4.6.1.2. Cubierta tipo II (a).

4.6.1.2.1. Diseño Final.

Después de verificar cada uno de los elementos de la cercha sometidos a los distintos esfuerzos producidos por las combinaciones de carga para los métodos ASD y LRFD se obtiene el diseño final el cual está ilustrado en la Tabla 4.6 donde se indica un resumen del diseño y el perfil a utilizar para cada elemento componente de la cercha.

Tabla 4.6. Resumen de Diseño Cercha tipo II(a) estructura 2.

| Elemento | Tipo Esfuerzo | Esfuerzo solicitante | | Capacidad Admisible. | | Eficiencia "n (%)" | | Tipo de perfil |
|--------------------|------------------|----------------------|------------------|-----------------------|----------------------|--------------------|------|--------------------------------|
| | | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | |
| Cuerda superior CS | Flexo-Compresión | P=1718 M=1958 | P=1164 M=1324 | Pad=2699 Mad=12996 | Pad=1764 Mad=8191 | 94.5 | 96.5 | PGC 90x41x12 x0.94 mm |
| Cuerda inferior CI | Flexo-Tracción | T=609 M=636 | T=409 M=530 | Tad=4755 Mad=12006 | Tad=2998 Mad=7568 | 15.8 | 19.7 | PGC 90x41x12 x0.94 mm |
| Diagonal D1 | Compresión | P=260 | P=177 | Pad=827 | Pad=541 | 25.7 | 26.9 | PGC 63X41X1 0X0.94 mm |
| Diagonal D2 | Tracción | P=1642 | T=1109 | Tad=4300 | Tad=2710 | 43.8 | 44.4 | PGC 63X41X1 0X0.94 mm |
| Montante M | Compresión | P=385 | P=254 | Pad=924 | Pad=604 | 17.6 | 18 | PGC 63X41X1 0X0.94 mm |

Fuente. Elaboración propia, Las unidades de esta tabla son para momentos [kg·cm] y para axiales [kg].

4.6.1.3. Cubierta tipo III (pasillo)

4.6.1.3.1. Diseño Final.

Después de verificar cada uno de los elementos de la cercha sometidos a los distintos esfuerzos producidos por las combinaciones de carga para los métodos ASD y LRFD se obtiene el diseño final el cual está ilustrado en la Tabla 4.7 donde se indica un resumen del diseño y el perfil a utilizar para cada elemento componente de la cercha.

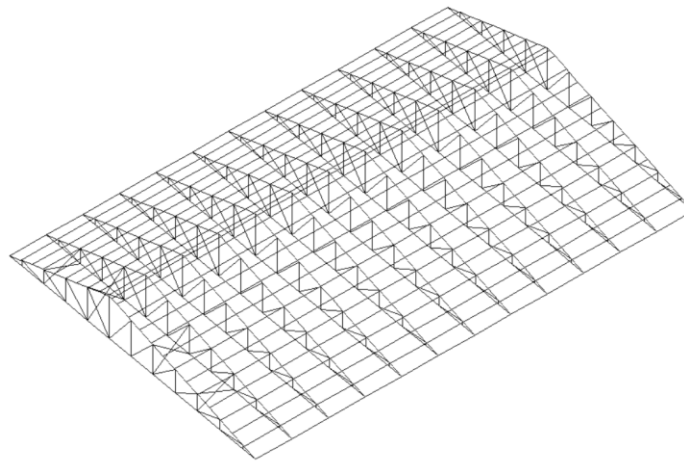
Tabla 4.7. Resumen de Diseño cercha tipo III P. estructura 4.

| Elemento | Tipo Esfuerzo | Esfuerzo solicitante | | Capacidad Admisible. | | Eficiencia "n (%)" | | Tipo de perfil |
|--------------------|------------------|----------------------|-----------------|----------------------|----------------------|--------------------|------|--------------------------------|
| | | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | |
| Cuerda superior CS | Flexo-Compresión | P=788 M=3533 | P=513 M=2245 | Pad=1389 Mad=7832 | Pad=908 Mad=4937 | 55.5 | 55.6 | PGC 63X41X1 0X0.94 mm |
| Cuerda inferior CI | Flexo-Tracción | T=354 M=513 | T=231 M=368 | Tad=3981 Mad=7387 | Tad=2509 Mad=4656 | 11.1 | 11.9 | PGC 63X41X1 0X0.94 mm |
| Diagonal D2 | Tracción | T=803 | T=524 | Tad=4300 | Tad=2710 | 20.3 | 21 | PGC 63X41X1 0X0.94 mm |
| Montante M | Compresión | P=351 | P=222 | Pad=1314 | Pad=858 | 14.3 | 14.9 | PGC 63X41X1 0X0.94 mm |

Fuente. Elaboración propia, Las unidades de esta tabla son para momentos [kg·cm] y para axiales [kg].

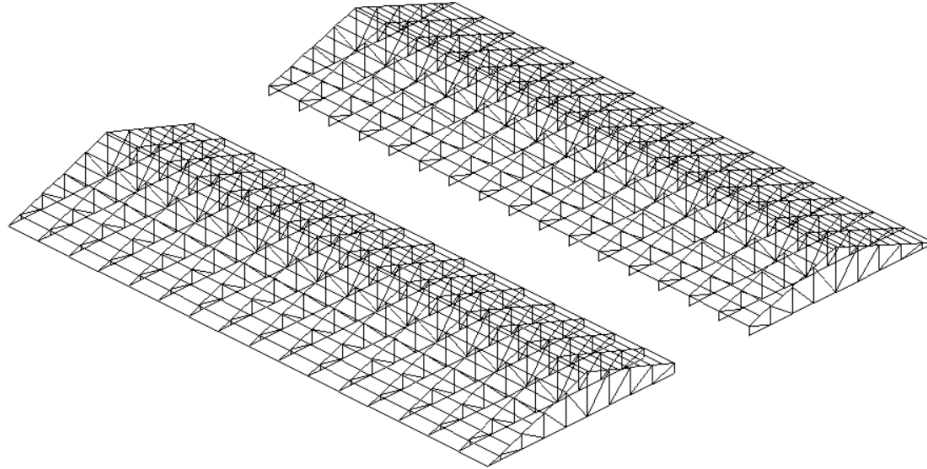
4.6.1.4. Diseño de la correa.

Figura 4.18. Cercha tipo I.



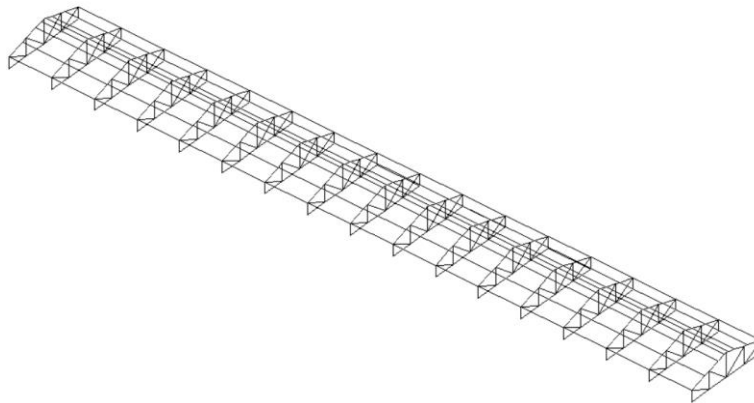
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.19. Cercha tipo II(a,b).



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.20. Cercha tipo III (Pasillo).



Fuente: Elaboración propia

- **Datos generales. -**

$S = 0.60$ m (Separación entre correas)

$L = 1.52$ m (Longitud de la correa)

- **Análisis estructural. -** Se realizó con ayuda del programa Zap 2000 v.19, que utiliza el método de elementos finitos (MEF) para obtener el equilibrio de toda la estructura concluido el análisis estructural se realizó una verificación manual de la correa del elemento más solicitado para los distintos tipos de cerchas que en general tienen los mismos datos, pero distintos tipos de inclinación de la cobertura.

El detalle del cálculo se encuentra en el Anexo N° 6 y las distintas correas y cerchas con sus respectivas dimensiones se encuentran en planos estructurales anexo N° 25.

4.6.1.4.1. Diseño Final.

Después de verificar cada uno de los elementos de la cercha sometidos a flexión asimétrica producidos por las combinaciones de carga para los métodos LRFD y ASD se obtiene el diseño final el cual está ilustrado en la Tabla 4.8 donde se indica un resumen del diseño y el perfil a utilizar para cada elemento componente de la cercha.

Tabla 4.8. Resumen de diseño de correas.

| Cercha | Perfil Galera (mm) | Separación (m) | Longitud (m) | Angulo más crítico (°) |
|-----------------------|---------------------------|-----------------------|---------------------|-------------------------------|
| Tipo I | PGO 40x25x13x97x0.94 | 0.60 | 1.52 | 14.13 |
| Tipo II | PGO 40x25x13x97x0.94 | 0.60 | 1.52 | 18.24 |
| Tipo III (pasillo) | PGO 40x25x13x97x0.94 | 0.60 | 1.52 | 16.70 |

Fuente: Elaboración propia

4.6.1.5. Diseño de uniones en perfiles conformados en frío.

Los tornillos utilizados serán tornillos autoperforantes #10x3/4" punta 3, Cabeza Hexagonal, revestimiento cincado de perforación de 5mm

A continuación, se presentan una tabla la distribución de los números de tornillos que se utilizaron en el proyecto.

El detalle del cálculo se encuentra en el Anexo N° 6, calculo de cercha conformado en frío y las distintas cerchas con sus respectivas dimensiones se encuentran en planos estructurales anexo N°24, planos aporte académico.

4.6.1.5.1. Tabla de distribución de número de tornillo autoperforante.

El resumen general se hizo la verificación para los distintos tipos de unión con la cercha más solicitada de los distintos tipos de cerchas

Tabla 4.9. Resumen de diseño de Uniones.

| Tipo de unión | Tipo tornillo | Numero de conectores |
|----------------------|----------------------|-----------------------------|
|----------------------|----------------------|-----------------------------|

| | | |
|--|----------------------------------|---|
| Montante a cuerda inferior | Autoperforante N 10x3/4"HWS#3 | 5 |
| Montante a cuerda superior | Autoperforante N 10x3/4"HWS#3 | 5 |
| Diagonal D1 a cuerda superior y Diagonal D1 a cuerda inferior | Autoperforante N 10x3/4"HWS#3 | 5 |
| Diagonal D2 a cuerda superior y Diagonal D2 a cuerda inferior | Autoperforante N 10x3/4"HWS#3 | 5 |
| Largueros o correas | T1 punta Broca Patta 8x1/2" | 2 |

Fuente: Elaboración propia

4.7. Aporte.

Debido a las condiciones arquitectónicas, se realizó un diseño alternativo al de la cercha de acero galvanizado con perfiles conformados en frío, para posteriormente realizar un análisis comparativo técnico y económico de ambos, puesto que la estructura presenta características para realizar cualquiera de las dos alternativas.

4.7.1 Comparación técnica.

La estructura diseñada con la Alternativa 1 *“cerchas metálicas con perfiles laminadas en caliente”* aplicando la mismas sobre cargas de uso de diseño se pudo verificar que los perfiles C costanera tienen mayores características geométricas, y por tanto mayor resistencia que la alternativa 2 *“cerchas de acero galvanizado con perfiles conformados en frío”* en las que también se realizó la verificación con perfiles C denominados PGC. Por lo tanto, teniendo esas características de mayor resistencia, la alternativa 1 brinda mayor versatilidad en el diseño, esto permite que en el mercado de la construcción mayor sea su demanda de uso en los respectivos diseños de estructuras metálicas para cubierta.

Las ventajas de esta diferencia con la alternativa 2 *“cerchas de acero galvanizado con perfiles conformados en frío”* en la estructura hacen que disminuya la cantidad de perfiles de acero estructural en el diseño.

Los elementos conformados en frío en general son delgados, y presentan relaciones ancho espesor altas por lo cual ocasionan fallas de inestabilidad o pandeo local a tensiones inferiores a las de fluencia. Los elementos laminados en caliente presentan lo contrario estas tienen mayor espesor que eso evita las fallas que presentan los aceros galvanizados.

En cuanto a la dilatación térmica los elementos de acero galvanizado conformados en frío, sus nudos están articulados con uniones empernados eso hace que las fuerzas que ocasionan la dilatación térmica sean igual a cero. Comparando con las cerchas de acero laminado en caliente, este tipo de diseño tiene nudos rígidos con uniones soldadas que generan esfuerzos de deflexión por deformación por temperatura.

En el tema de mantenimiento y ejecución en obra las cerchas de acero galvanizado con perfiles conformados en frío tienen una gran ventaja por ser un acero galvanizado no requiere de mantenimiento en cuanto a ejecución en obra tiene mayor facilidad de manipuleo por ser aceros livianos con uniones empernados que a diferencia con las cerchas de acero laminado en caliente con uniones rígidas soldadas ocurre lo contrario.

Tabla 4.10. Resultado final Análisis Técnico.

| Estructura Tipo | Características Geométricas | Resistencia | Dilatación Térmica | Mantenimiento y Ejecución |
|----------------------------|------------------------------------|--------------------|---------------------------|----------------------------------|
| Estructura + Alternativa 1 | ✓ | ✓ | × | × |
| Estructura + Alternativa 2 | × | × | ✓ | ✓ |

Fuente: Elaboración propia

4.7.2. Comparación económica.

Costo total de la Alternativa 1 “*cubierta metálica con perfiles laminado en caliente*” tiene un costo total que se presenta en la siguiente tabla 4.11, el detalle del cálculo de los precios unitarios y presupuesto general de los distintos tipos de cerchas se encuentra en el Anexo N°19, Precios Unitarios Ítem 11,12,13 y Anexo N°20, Presupuesto General Ítem 11,12,13.

Tabla 4.11. Precios de tipos de cerchas Alternativa 1.

| Cubierta metálica c/estructura metálica | Cantidad (m ²) | Precio Parcial (Bs./m ²) | Precio parcial (Bs.) | Total, de número de cerchas | Costo total de la estructura (Bs.) |
|--|----------------------------|--------------------------------------|----------------------|-----------------------------|------------------------------------|
| Cubierta metálica cercha tipo I | 242.283 | 383.405 | 13,270.367 | 7 | 92,892.570 |
| Cubierta metálica cercha tipo II | 499.865 | 386.864 | 10,743.317 | 18 | 193,379.710 |
| Cubierta metálica cercha tipo III P. | 81.701 | 416.745 | 3,783.163 | 9 | 34,048.470 |
| Costo total de la estructura metálica | | | | | 320,320.750 |

Fuente: Elaboración propia

Costo total de la Alternativa 2 “cubierta metálica de acero galvanizado con perfiles conformados en frío” tiene un costo total que se muestra en la tabla 4.12, el detalle de cálculo de los precios unitarios y presupuesto general de los distintos tipos de cerchas se indica a continuación.

- **Precios Unitarios**

Ítem: Cubierta calamina galv. n° 28 c/ cercha de acero galvanizado tipo I

Unidad: m²

Proyecto: Diseño Estructural Nueva U.E. Bordo El Mollar

Fecha: 15/mar/2018

Tipo de cambio: 6.96

| N° P. | Insumo/Parámetro | Und. | Cant. | Unit. (Bs) | Parcial (Bs) |
|-------------------------------------|--|----------------|---------|--------------|-----------------|
| A | MATERIALES | | | | |
| 1 | - PGC 90x0.64mm | m | 1.3600 | 17.120 | 23.2832 |
| 2 | - PGC 63x0.94mm | m | 1.3400 | 14.200 | 19.0280 |
| 3 | - PGC 40x0.94mm | m | 2.4300 | 12.300 | 29.8890 |
| 4 | - Tornillo cabeza hexagonal patta | pza. | 11.8100 | 0.290 | 3.4249 |
| 5 | - Tornillo T1 punta broca patta 4.2x13 | pza. | 2.1500 | 0.110 | 0.2365 |
| 6 | - Perno de anclaje patta 3/8x2 1/4 | pza. | 0.6400 | 6.600 | 4.2240 |
| 7 | - Plancha metálica 4mm | m ² | 0.0100 | 238.450 | 2.3845 |
| 8 | - Tirafondos de 4" (1/2 * 3/4) | pza. | 3.0000 | 2.000 | 6.0000 |
| 9 | - Calamina ondulada n° 28 | m ² | 1.1800 | 46.530 | 54.9054 |
| > D TOTAL, MATERIALES | | | | (A) = | 143.3755 |
| B | MANO DE OBRA | | | | |
| 1 | - Especialista calificado | hr | 1.6000 | 22.000 | 35.2000 |
| 2 | - Ayudante | hr | 2.0000 | 14.000 | 28.0000 |
| > E SUBTOTAL MANO DE OBRA | | | | (B) = | 63.2000 |

| | | | | |
|---|-----------------------------------|-----------|------------------|-----------------|
| F | CARGAS SOCIALES | 55.00% de | (E) = | 34.7600 |
| O | IMPUESTOS IVA | 14.94% de | (E+F) = | 14.6352 |
| > | G TOTAL MANO DE OBRA | | (E+F+O) = | 112.5952 |
| C | EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS | | | |
| H | HERRAMIENTAS | 5.00% de | (G) = | 5.6298 |
| > | I HERRAMIENTAS | | (C+H) = | 5.6298 |
| > | J SUB TOTAL | | (D+G+I) = | 261.6005 |
| | GASTOS GENERALES Y | | | |
| L | ADMINISTRATIVOS | 10.00% de | (J) = | 26.1601 |
| M | UTILIDAD | 10.00% de | (J+L) = | 28.7761 |
| > | N PARCIAL | | (J+L+M) = | 316.5367 |
| P | IMPUESTOS IT | 3.09% de | (N) = | 9.7810 |
| > | Q TOTAL, PRECIO UNITARIO | | (N+P) = | 326.3177 |
| > | PRECIO ADOPTADO: | | | 326.32 |

Ítem: Cubierta calamina galv. n° 28 c/ cercha de acero galvanizado tipo II (a,b)

Unidad: m²

Fecha: 15/mar/2018

Proyecto: Diseño Estructural Nueva U.E. Bordo El Mollar

Tipo de cambio: 6.96

| N° | P. | Insumo/Parámetro | Und. | Cant. | Unit. (Bs) | Parcial (Bs) |
|----|--------------------------------|--------------------------------------|----------------|-----------|--------------|-----------------|
| A | | MATERIALES | | | | |
| 1 | - | PGC 90x0.64mm | m | 1.3200 | 17.120 | 22.5984 |
| 2 | - | PGC 63x0.94mm | m | 1.4000 | 14.200 | 19.8800 |
| 3 | - | PGC 40x0.94mm | m | 2.7300 | 12.300 | 33.5790 |
| 4 | - | Tornillo cabeza hexagonal patta | pza. | 12.2500 | 0.290 | 3.5525 |
| 5 | - | Tornillo T1 punta broca patta 4.2x13 | pza. | 3.6700 | 0.110 | 0.4037 |
| 6 | - | Perno de anclaje patta 3/8x2 1/4 | pza. | 0.5500 | 6.600 | 3.6300 |
| 7 | - | Plancha metálica 4mm | m ² | 0.0100 | 238.450 | 2.3845 |
| 8 | - | Tirafondos de 4" (1/2 * 3/4) | pza. | 3.0000 | 2.000 | 6.0000 |
| 9 | - | Calamina ondulada n° 28 | m ² | 1.1800 | 46.530 | 54.9054 |
| > | D TOTAL MATERIALES | | | | (A) = | 146.9335 |
| B | | MANO DE OBRA | | | | |
| 1 | - | Especialista calificado | hr | 1.6000 | 22.000 | 35.2000 |
| 2 | - | Ayudante | hr | 2.0000 | 14.000 | 28.0000 |
| > | E SUBTOTAL MANO DE OBRA | | | | (B) = | 63.2000 |
| F | | CARGAS SOCIALES | | 55.00% de | (E) = | 34.7600 |

| | | | | |
|---|-----------------------------------|-----------|------------------|-----------------|
| O | IMPUESTOS IVA | 14.94% de | (E+F) = | 14.6352 |
| > | G TOTAL MANO DE OBRA | | (E+F+O) = | 112.5952 |
| C | EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS | | | |
| H | HERRAMIENTAS | 5.00% de | (G) = | 5.6298 |
| > | I HERRAMIENTAS | | (C+H) = | 5.6298 |
| > | J SUB TOTAL | | (D+G+I) = | 265.1585 |
| | GASTOS GENERALES Y | | | |
| L | ADMINISTRATIVOS | 10.00% de | (J) = | 26.5159 |
| M | UTILIDAD | 10.00% de | (J+L) = | 29.1674 |
| > | N PARCIAL | | (J+L+M) = | 320.8418 |
| P | IMPUESTOS IT | 3.09% de | (N) = | 9.9140 |
| > | Q TOTAL PRECIO UNITARIO | | (N+P) = | 330.7558 |
| > | PRECIO ADOPTADO: | | | 330.76 |

Ítem: Cubierta calamina galv. n° 28 c/ cercha de acero galvanizado tipo III P.

Unidad: m²

Fecha: 15/mar/2018

Proyecto: Diseño Estructural Nueva U.E. Bordo El Mollar

Tipo de cambio: 6.96

| N° | P. | Insumo/Parámetro | Und. | Cant. | Unit. (Bs) | Parcial (Bs) |
|----|--------------------------------|--------------------------------------|----------------|---------|--------------|-----------------|
| | A | MATERIALES | | | | |
| 1 | - | PGC 90x0.64mm | m | 1.4420 | 17.120 | 24.6870 |
| 2 | - | PGC 63x0.94mm | m | 1.1900 | 14.200 | 16.8980 |
| 3 | - | PGC 40x0.94mm | m | 7.1400 | 12.300 | 87.8220 |
| 4 | - | Tornillo cabeza hexagonal patta | pza | 18.7300 | 0.290 | 5.4317 |
| 5 | - | Tornillo T1 punta broca patta 4.2x13 | pza | 2.5600 | 0.110 | 0.2816 |
| 6 | - | Perno de anclaje patta 3/8x2 1/4 | pza | 1.6700 | 6.600 | 11.0220 |
| 7 | - | Plancha metálica 4mm | m ² | 0.0260 | 238.450 | 6.1997 |
| 8 | - | Tirafondos de 4" (1/2 * 3/4) | pza | 3.0000 | 2.000 | 6.0000 |
| 9 | - | Calamina ondulada n° 28 | m ² | 1.1800 | 46.530 | 54.9054 |
| > | D TOTAL MATERIALES | | | | (A) = | 213.2474 |
| | B | MANO DE OBRA | | | | |
| 1 | - | Especialista calificado | hr | 1.6000 | 22.000 | 35.2000 |
| 2 | - | Ayudante | hr | 2.0000 | 14.000 | 28.0000 |
| > | E SUBTOTAL MANO DE OBRA | | | | (B) = | 63.2000 |
| F | CARGAS SOCIALES | 55.00% de | (E) = | 34.7600 | | |
| O | IMPUESTOS IVA | 14.94% de | (E+F) = | 14.6352 | | |

| | | | | |
|---|-------------------------------------|-----------|------------------|-----------------|
| > | G TOTAL MANO DE OBRA | | (E+F+O) = | 112.5952 |
| | C EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS | | | |
| | H HERRAMIENTAS | 5.00% de | (G) = | 5.6298 |
| | TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y | | | |
| > | I HERRAMIENTAS | | (C+H) = | 5.6298 |
| > | J SUB TOTAL | | (D+G+I) = | 331.4724 |
| | GASTOS GENERALES Y | | | |
| | L ADMINISTRATIVOS | 10.00% de | (J) = | 33.1472 |
| | M UTILIDAD | 10.00% de | (J+L) = | 36.4620 |
| > | N PARCIAL | | (J+L+M) = | 401.0816 |
| | P IMPUESTOS IT | 3.09% de | (N) = | 12.3934 |
| > | Q TOTAL PRECIO UNITARIO | | (N+P) = | 413.4750 |
| > | PRECIO ADOPTADO: | | | 413.48 |

- **Presupuesto General.**

Proyecto: Diseño Estructural Nueva U.E. Bordo El Mollar

Cliente: San Lorenzo-Bordo El Mollar

Lugar: Bordo El Mollar

Fecha: 15/mar/2018

Tipo de cambio: 6.96

| N° | Descripción | Und. | Cantidad | Unitario | Parcial (Bs) |
|----------------------------|--|----------------|----------|----------|-------------------|
| 1 | Cubierta calamina galv. n° 28 c/ cercha de acero galvanizado tipo I | m ² | 242.28 | 326.32 | 79,060.81 |
| 2 | Cubierta calamina galv. n° 28 c/ cercha de acero galvanizado tipo II (a,b) | m ² | 499.87 | 330.76 | 165,337.00 |
| 3 | Cubierta calamina galv. n° 28 c/ cercha de acero galvanizado tipo III P. | m ² | 81.70 | 413.48 | 33,781.32 |
| Total, presupuesto: | | | | | 278,179.13 |

Son: Doscientos Setenta y Ocho Mil Ciento Setenta y Nueve con 13/100 Bolivianos

Tabla 4.12. Precios de tipos de cerchas alternativa 2.

| Cubierta metálica c/estructura metálica | Cantidad (m ²) | Precio Parcial (Bs./m ²) | Precio parcial (Bs.) | Total, de número de cerchas | Costo total de la estructura (Bs.) |
|--|----------------------------|--------------------------------------|----------------------|-----------------------------|------------------------------------|
| Cubierta metálica cercha tipo I | 242.28 | 326.320 | 6,081.60 | 13 | 79,060.81 |
| Cubierta metálica cercha tipo II | 499.87 | 330.760 | 4,862.85 | 34 | 165,337.00 |
| Cubierta metálica cercha tipo III P. | 81.7 | 413.480 | 1,987.14 | 17 | 33,781.32 |
| Costo total de la estructura metálica | | | | | 278,179.13 |

Fuente: Elaboración propia

El costo total más la alternativa 1 es igual a 3,668,660.89 Bs. la incidencia en porcentaje de la estructura metálica con perfiles laminados en caliente es igual a 8.73 % respecto al costo total.

El costo total más la alternativa 2 es igual a 3,626,519.27 Bs. la incidencia en porcentaje de la estructura metálica con perfiles conformados en frío de acero galvanizado es igual 7.67 % respecto al costo total.

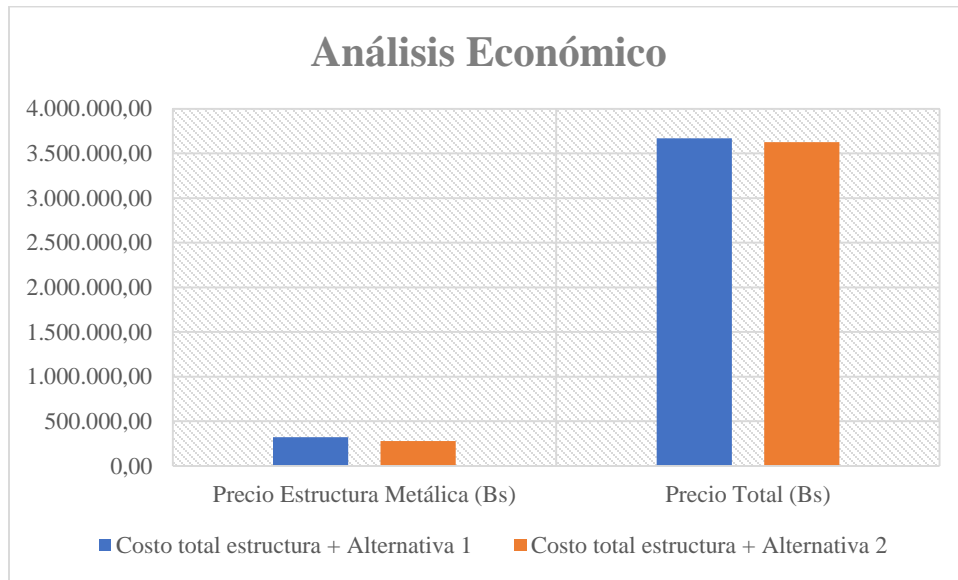
La diferencia económica entre la alternativa 1 “*cubierta metálica con perfiles laminado en caliente*” es 42,141.62 Bs, con respecto de la alternativa 2 “*cubierta metálica de acero galvanizado con perfiles conformados en frío*”.

Tabla 4.13. Resultado final Análisis Económico.

| Costo de Estructura | Precio Estructura Metálica (Bs) | Precio Total (Bs) | Variaciones Presupuesto estructura metálica (%) | Incidencia Presupuesto total (%) |
|--------------------------------------|---------------------------------|-------------------|---|----------------------------------|
| Costo total estructura Alternativa 1 | 320,320.750 | 3,668,660.89 | 13.16 | 8.73 |
| Costo total estructura Alternativa 2 | 278,179.13 | 3,626,519.27 | 15.15 | 7.67 |
| Variaciones | 42,141.62 | 42,141.62 | 1.99 | 1.06 |

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.21. Análisis Económico.



Fuente: Elaboración propia

Aquí se muestra y se verifica que la alternativa 2 “*cercha de acero galvanizado con perfiles conformados en frío*” tiene menor costo entre la alternativa 1, todo esto en base a los cálculos métricos y la obtención del análisis realizado de precios unitarios indicados anteriormente.

4.7.3. Resultados del análisis técnico económico.

El acero galvanizado con perfiles conformados en frío es muy útil a la hora de ejecutar obras que requieran de estructuras de acero, debido a sus propiedades lo hacen muy eficiente fácil de usar, y económico, siendo esto indispensable en obra, ya que garantiza que el cliente pueda ejecutar obras con un menor costo, menor tiempo y menor trabajo y esfuerzo, conservando las mismas características que tiene el acero por naturaleza.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

Realizado el diseño estructural de la “**NUEVA UNIDAD EDUCATIVA BORDO EL MOLLAR**” se generan las siguientes conclusiones:

- Como se ha propuesto en los objetivos generales y específicos se ha llegado a cumplir la realización del diseño estructural de la “**NUEVA UNIDAD EDUCATIVA BORDO EL MOLLAR**” pero no hay que olvidarse que el presente proyecto, permitió la comprensión de lo complejo que puede llegar a ser el diseño al momento de tomar decisiones, basándose en lo económico y la funcionalidad, por lo cual , se debe tomar en cuenta seriamente todos los problemas que se puedan presentar y analizarlos cuidadosamente para poder solucionarlos de la mejor forma posible en el campo de la ingeniería.
- El estudio topográfico facilitado por la alcaldía se concluye que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con muy pocas variaciones de desnivel.
- El estudio de suelo se llevó a realizar en los ambientes de laboratorio de suelos de la UAJMS, en cuanto al cálculo de las tensiones admisibles de valor 1.72 kg/cm^2 se tomó este valor para el diseño de las zapatas aisladas por ser el más más solicitado o crítico correspondiente de las tensiones admisibles de terreno según resultados obtenidos a cada 1 m de estrato de suelo para los pozos, se pudo observar que la uniformidad del terreno es muy variable de suelo granular a fino.
- Con respecto a la estructura metálica de cubierta se trabajó de la siguiente manera:
- En el análisis de cargas para la estructura metálica de cubierta la fuerza de viento en ambos lados trabaja a succión por lo que minimizan la carga de la estructura, en consecuencia se ha tomado las fuerzas de succión para el cálculo de los elementos estructurales de la cubierta con la finalidad, debido a que ambos lados trabajan a succión o minimizan la carga de la estructura, la generación de elevadas fuerzas de succión sobre los techos, por lo cual existen riesgos de la voladura de éstos, lo que puede ser el comienzo de la destrucción total de la construcción.
- Es posible concluir, en la estructura metálica de cubierta, la cercha con perfiles laminados en caliente con uniones soldadas permite reducciones económicas significativas, en el

peso del acero utilizado, además permite eliminar un gran porcentaje de accesorios empernados en la unión y de empalme, necesarias en las estructuras de cerchas de acero galvanizado con perfiles conformados en frío empernados.

- Luego de haber realizado el diseño de las dos alternativas propuestas alternativa N° 1 “cerchas de acero laminado en caliente”, y la alternativa 2 “cerchas de acero galvanizado con perfiles conformados en frío” se puede concluir que entre una y otra alternativa existe tanto desventajas y ventajas, para el presente estudio de las cerchas de acero galvanizado con perfiles conformados en frío resultan más económicos, resultan más rápidos en cuanto a la ejecución, colocación y puesta en obra, y son más estéticas.
- Con el desarrollo del presente Aporte Académico se ha pretendido dar al proyectista en acero conformado en frío y sus derivados como los perfiles de acero galvanizado de bajo espesor, una base técnica que les permita realizara sus proyectos con propiedad y una clara base de sus diseños. Existen manuales de diseño en acero galvanizado como los de Metalcon, pero estos son una serie de tablas exclusivas para el uso de los perfiles de la serie y geometrías predispuestas, en este trabajo se pretendió abarcar el tema en general sin encasillar o tabular los diseños dando las herramientas para el diseño en perfiles conformados en frío, además de una recopilación de las principales especificaciones del código AISI.
- Se concluye que la aplicación de los perfiles de acero galvanizado de bajo espesor conformados en frío en la construcción es relativamente nueva en nuestro país, no se cuenta con una mano de obra del todo especializada.
- En cuanto a los cálculos realizados de los distintos Tipos de cerchas de la alternativa N° 1 “cerchas de acero laminado en caliente”, y la alternativa N° 2 “cerchas de acero galvanizado con perfiles conformados en frío” se puede concluir que los resultados obtenidos a través de los métodos LRFD y ASD de diseño son bastante cercanos en cuanto a la eficiencia de trabajo que se encuentra en un rango mayor de 1-3 % de diferencia con respecto al método LRFD , teniendo en cuenta que el método LRFD proporciona un margen de seguridad más uniforme y confiable bajo diferentes condiciones de carga. Es decir, LRFD permite que el factor de seguridad sea más preciso

para diferentes tipos de carga y combinaciones de las mismas en cuanto al método ASD ocurre lo contrario.

- El nivel de Fundación de la estructura es de 2 m de profundidad por debajo del nivel de terreno natural, 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.
- La columna más solicitada C-16 en el cálculo manual fue verificada 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 no variables de 25x25cm, para la planta baja y planta alta, excepto en el sector de la rampa donde se necesitó columnas de 25x40cm debido a que se diseñó una losa en voladizo que incrementa el peso sobre esas columnas, cumpliendo todas las recomendaciones de la Norma Boliviana de Hormigón Armado, como ser diámetros mínimos, separación entre estribos, recubrimientos, disposición de las armaduras.
- En todos los elementos estructurales se adoptó cuantías de acero lo más cercanos posible a las cuantías mínimas, en estructuras sometidas a flexión se determinó cuantías de acero muy cercanas a la cuantía mínima, por lo que la eficiencia de la viga a flexión estará entre un 85 y 100%.
- El costo estimado del proyecto según el presupuesto es de Bs. 3,668,660.89 que equivale a 526,988.20 \$us, para 1303.13 m² el precio por m² es 404.402 \$us/m², el costo contempla la estructura portante es decir solo obras preliminares, obra gruesa y obra fina.
- El proyecto tiene un plazo de ejecución de 267 días calendario.

RECOMENDACIONES:

Entre las Recomendaciones que se pueden recopilar se mencionan las siguientes:

- Después de verificar la variabilidad de los estratos en el estudio de suelo se recomienda realizar nuevos estudios de suelos en varios puntos para evaluar la capacidad de carga de la cimentación, si el valor obtenido de tensiones admisibles de terreno considerado el más crítico de valor 1.72 kg/cm^2 a 2 m. obtenidos del pozo 2 se llega a repetir el mismo tipo de suelo mencionado anteriormente en otro punto a la hora de emplazamiento del proyecto, para constatar los resultados de ensayos de suelos obtenidos para la elaboración del presente proyecto.
- Como no se cuenta con una mano de obra del todo especializada en la ejecución de cerchas de acero galvanizado con perfiles conformados en frío en nuestro País, razón por lo cual se recomienda que se debe llevar un estricto control de calidad en la ejecución de la misma.
- En la etapa de la construcción de la estructura metálica con perfiles laminados en caliente se recomienda cumplir las especificaciones del reglamento AISC-LRFD y ASD para de esta manera conseguir la buena construcción y el funcionamiento de la estructura.
- Para el armado de la cubierta metálica con perfiles laminados en caliente se recomienda emplear personal técnico especializado o calificado.
- La ejecución del proyecto debe seguir la normativa, especificaciones, control de ejecución, equipos adecuados, todo lo necesario y óptimo para un buen desarrollo del proyecto.
- Aproximadamente un 80% de datos que se deben introducir al programa, tienen que ser calculados o extraídos de la normativa que se esté utilizando, omitir esta recomendación dará cuantías de acero próximas a la cuantía media.
- 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.

- 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
- En la construcción se recomienda seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.