

1. ANTECEDENTES

Para el desarrollo del presente proyecto en primera instancia se realizó el Informe del Perfil de la Propuesta donde, desarrollando un análisis de las alternativas, se determinó la mejor alternativa viable técnica, económica y social. Con lo establecido en el perfil de proyecto se conformó la propuesta de proyecto en base a la cual se desarrolló el presente Diseño. Con fines académicos, el Proyecto “Construcción del Núcleo Educativo Emborozú” se dividió en dos módulos, dos bloques el primero y tres bloques el segundo. Dividido de la siguiente manera:

- **Módulo I Núcleo Educativo Emborozú Aulas y Talleres**

(Univ. Rodrigo Sánchez Gallardo)

- **Módulo I Núcleo Educativo Emborozú**

- Bloque 1 (Aulas)
- Bloque 2 (Talleres)

(Univ. Pablo Oscar Aparicio Cata)

- **Módulo II Núcleo Educativo Emborozú Complejo Socio Recreativo**

- Bloque 1 (Albergue)
- Bloque 2 (Comedor)
- Bloque 3 (Minicoliseo)

1.1. PROBLEMA.-

El problema es la carencia de ambientes para el desarrollo de labores educativas, y la falta de ambientes socio-recreativos acordes a la necesidad de los estudiantes en la zona de emborozú y comunidades aledañas.

1.1.1. PLANTEAMIENTO.-

De acuerdo al último censo realizado en el municipio de Padcaya se registra un acelerado crecimiento de la población estudiantil del distrito 9 El Baden que comprende las comunidades de: El Baden, Emborozú, Isla Grande, Limal, Salado Norte, Sidras y Naranjo Agrio.

Debido a la existencia de solamente 4 unidades que brindan los servicios educativos hasta el nivel secundario, ubicados en las comunidades de Padcaya, Rosillas, Cañas y La Mamora, la mayor parte de la población estudiantil del Distrito 9 están impedidos de continuar sus estudios porque deben recorrer largas distancias a los centros educativos ya que en las comunidades de los distritos más cercanos sólo cuentan con

escuelas tipo multigrado, hasta intermedio un 50% y las otras comunidades solamente hasta primaria lo cual induce al abandono o deserción escolar de la población estudiantil principalmente por la falta de infraestructura adecuada para la educación escolar.

Las principales causas que originan la deserción y emigración son:

- Inexistencia de infraestructura para educación secundaria.
- Población dispersa distrito N°9.
- Aumento de la población en edad estudiantil en el distrito.

En caso de no dar una solución inmediata, se mantendrá un bajo porcentaje de educación a nivel secundario, además de otros posibles problemas que pueden haber entre los pobladores y las autoridades; entonces se plantea como solución las siguientes alternativas:

- Construcción del “Núcleo Educativo para la Comunidad Emborozú”
- Derivación de estudiantes a otros núcleos educativos.
- Construcción de establecimientos educativos en las comunidades que comprenden el distrito.

De las alternativas anteriormente propuestas se tomo la primera por ser la más viable.

1.1.2. FORMULACIÓN.

Con la implementación de un núcleo educativo en un lugar estratégico en el distrito que cuente con toda la infraestructura necesaria, se acorta la distancia recorrida por los pobladores de la comunidad a un lugar accesible, de esta manera se puede dar solución al problema y se mejorarían las condiciones de estudio, facilitando de esta manera la regular asistencia de los estudiantes e incentiva la conclusión de los estudios con regularidad. Por consiguiente la propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil, plantea como alternativa de solución la “Construcción del Núcleo Educativo Emborozú”.

1.1.3. SISTEMATIZACIÓN

La alternativa de propuesta definida “Construcción del Núcleo Educativo Emborozú” cuenta ya con diseño arquitectónico aprobado en la alcaldía de Padcaya de manera modular .En esta propuesta se propondrá el diseño estructural del Módulo II: “Núcleo Educativo Emborozú” pudiendo escoger alternativas diferentes en el uso de materiales, según corresponda en las actividades que formen parte del planteamiento estructural.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. GENERAL

Diseñar la estructura de sustentación para la construcción de albergue, comedor y minicoliseo que comprenden el Módulo II del Núcleo Educativo Emborozú. Aplicando las normativas CBH-87 para el diseño del H°A°, Pacto Andino para el diseño de estructuras de madera, AISI y AISC para el diseño de elementos metálicos.

1.2.2. ESPECÍFICOS

- Realizar el estudio de la capacidad portante del suelo de fundación.
- Realizar el levantamiento topográfico.
- Idealizar la estructura de manera que su comportamiento estructural sea lo más cercano posible al de funcionamiento real.
- Determinar las posibles hipótesis de carga, tanto en magnitud como su lugar de aplicación.
- Localizar las secciones sometidas a esfuerzos máximos envolventes.
- Aplicar la normativa CBH-87 para el diseño de vigas, columnas, zapatas en hormigón armado; normativa AISI, AISC para el diseño de la estructura de sustentación metálica y la Norma del Pacto Andino para el diseño de cerchas de madera de construcción con la que se dimensionará.
- Realizar el diseño de planos estructurales de los respectivos bloques de acuerdo a las escalas que correspondan.
- Realizar el análisis de precios unitarios y especificaciones técnicas del proyecto.
- Determinar el costo total del emplazamiento del proyecto.
- Determinar cronograma de actividades y plazo de ejecución.

1.3. JUSTIFICACIÓN

1.3.1. ACADÉMICA

Con la realización del proyecto pretende profundizar conocimientos adquiridos por el estudiante y aplicarlos en el diseño de estructuras aperticadas, diseño de cubiertas, cimentaciones superficiales, estructuras metálicas tipo celosías. Lo anterior permitirá

dimensionar las estructuras desarrollando el criterio apropiado y mejor conocimiento del comportamiento de las mismas.

1.3.2. TÉCNICA

Se empleará el programa de cálculo CYPECAD 2010 para el diseño estructural de las edificaciones de hormigón armado con base en la normativa ACI 318-05 (American Concrete Institute), y también el SAP-2000 (versión 14) en el cálculo de cerchas para cubiertas con estructura de madera, estructuras metálicas según la norma AISI y la obtención de la magnitud de los esfuerzos máximos envolventes a los que se encuentran sometidos cada uno de los elementos mediante simulación de posibles hipótesis de carga. Se verificarán los elementos más solicitados en hojas de cálculo en EXCEL 2007.

1.3.3. SOCIAL - INSTITUCIONAL

Se contribuirá en la solución del problema fundamental de educación secundaria, brindando a la comunidad condiciones favorables de asistencia regular y conclusión de la formación educativa, ya que el centro de enseñanza se ubicará en un lugar estratégico cercano a las viviendas de los pobladores. Se dará solución a la demanda de la población y la exigencia del derecho a la educación, se incrementará el número de estudiantes asistentes con regularidad, incentivando de manera indirecta y brindando la oportunidad de que los estudiantes se sientan capaces de continuar con estudios de formación profesional en casas superiores de estudio de su conveniencia.

1.4. ALCANCE DEL PROYECTO

Análisis de Alternativas de solución.-

Estudio topográfico del terreno

Los estudios topográficos fueron proporcionados por la alcaldía con un plano de curvas de nivel del terreno de emplazamiento del proyecto.

Estudios de suelos

Los estudios de suelos se los realizó utilizando el equipo de SPT para determinar el número de golpes; la clasificación del suelo usará un juego tamices para la granulometría y para los límites usaremos el equipo de Casagrande.

Análisis estructura Albergue

- Diseño de la cubierta con cercha de madera debido a que las luces son relativamente cortas.
- Para una estructura de dos plantas lo óptimo es una estructura aporticada económica y técnicamente.
- Y para las fundaciones la mejor opción son zapatas aisladas por su economía.

Análisis estructura Bloque Comedor

- La estructura de cubierta será con cerchas metálicas ya que las luces son mayores a 10 metros.
- La cimentación será zapatas aisladas por no haber colindancias con otras edificaciones.

Análisis estructura Minicoliseo

- Diseño de la cubierta de la cancha polifuncional con tinglado metálico, siendo ésta la alternativa más viable técnicamente por la luz existente la misma será con perfiles metálicos laminados en frío.
- La fundación será con zapatas aisladas.

1.5. RESULTADOS A LOGRAR

En el desarrollo de la Propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil “Diseño Estructural Unidad Educativa Emborozú Módulo II” que se ejecutará en la asignatura CIV502 se plantean los siguientes resultados:

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en el Gobierno Municipal de Padcaya Primera Sección de la Provincia Arce.
- La capacidad portante del suelo de fundación.
- Hipótesis de carga, análisis y determinación de comportamiento de la estructura ante las cargas actuantes.
- Esfuerzos envolventes a los que se encuentra sometida la estructura con la aplicación de programas estructurales computarizados.
- Elementos estructurales con secciones que cumplan con los esfuerzos establecidos en las normas.
- Infraestructura de sustentación que comprende el Modulo II desde el tipo de fundación, estructura de sustentación del edificio hasta el tipo de cubierta a ser empleado en el proyecto.
- Planos estructurales.
- Plan de construcción, especificaciones constructivas, cubicaciones.
- Precios unitarios y presupuesto.
- Informe final del proyecto.
- Presentación, defensa y aprobación del informe final de proyecto.

1.6. APORTACIONES DEL ESTUDIANTE

- Una de las aportaciones del estudiante será una planilla Excel para el cálculo de vigas columnas y zapatas de H°A°.
- Planilla de cálculo para elementos de estructuras reticuladas con perfiles.
- Planilla de cálculo para las placas de anclaje o placa base.
- Planilla de cálculo para el diseño de elementos de madera.

1.7. LOCALIZACIÓN

El proyecto de Núcleo Educativo Emborozú se emplazará en la comunidad de Emborozú de la provincia Arce del Municipio de Padcaya en el distrito N° 9.

Geográficamente donde se emplazará el proyecto entre las coordenadas.

"Latitud Sur =22.2791839359, longitud Oeste=64.5027946939



2. MARCO TEÓRICO.-

Para el logro del objetivo general del proyecto “Diseñar la estructura de sustentación para la construcción del bloque de albergue, comedor y minicoliseo Núcleo Educativo Emborozú.” se debe tener conocimiento de las características físico-mecánicas del suelo de fundación, idealizar el comportamiento estructural, definir el tipo de infraestructura y superestructura de sustentación, definir los materiales a emplear en el emplazamiento físico y realizar los diseños correspondientes.

En consecuencia, con lo señalado en el anterior párrafo se pueden nombrar las siguientes referencias teóricas:

2.1. ESTUDIO DE SUELOS.-

El estudio de suelos es procedimiento indispensable a la hora de emplazar cualquier estructura ya que se debe conocer las características físico – mecánicas del suelo de fundación para realizar un correcto diseño de la estructura a emplazarse. Para ello el estudio de suelos está conformado por dos etapas:

- En campo donde se debe realizar el ensayo del SPT. (Ensayo de Penetración Estándar)
- En gabinete donde se debe determinar la granulometría y límites para la clasificación del suelo. Las normativas más comúnmente utilizadas en el medio son para la clasificación: AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y S.U.C.S. (Unified Soil Clasification System, conocido como Sistema unificado de clasificación de suelos).

Y finalmente se combina los resultados de la clasificación y SPT para caracterizar el suelo de fundación en cuanto a la resistencia portante del terreno se refiere. A continuación se hacen referencia los ensayos necesarios para el estudio de suelos con mayor detalle.

2.1.1. GRANULOMETRÍA.-

Es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo. El método mecánico se usa en caso de que los suelos sean granulares lo que permite fácilmente determinar los porcentajes de grava y arena mediante el uso de un juego de tamices. Estos tamices con aberturas calibradas, varían desde 10.16 cm. que

equivale a $4'$ hasta 0.074 mm.; equivalente al tamiz No 200 y significa que una pulgada está dividida en 200 partes iguales, los cuales pertenecen a la serie de tamices de U.S. Bureau of Standard.

El análisis granulométrico consiste en pasar el suelo por una serie de tamices, previo conocimiento del peso total de la muestra; la parte del suelo retenido por cada tamiz se calcula en forma individual con relación al peso total y seguidamente se determinan los porcentajes que pasan por cada tamiz. En los comienzos de la investigación de las propiedades de los suelos se creyó que las propiedades mecánicas dependían directamente de la distribución de las partículas constituyentes según sus tamaños; por ello era preocupación especial de los ingenieros la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución. Aún hoy, tal parece que todo técnico interesado en suelos debe pasar a modo de etapa de iniciación, por una época en que se siente obligado a creer que, con suficiente experiencia, es posible deducir las propiedades mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica o descripción por tamaños. Solamente en suelos gruesos, cuya granulometría puede determinarse por mallas, la distribución por tamaños puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material; en efecto, la experiencia indica que los suelos gruesos bien graduados, o sea con amplia gama de tamaños, tienen comportamiento ingenieril más favorable, en lo que atañe a algunas propiedades importantes, que los suelos de granulometría muy uniforme. En suelos finos en estado inalterado, las propiedades mecánicas e hidráulicas dependen en tal grado de su estructuración e historia geológica, que el conocimiento de su granulometría, resulta totalmente inútil.

2.1.2. CLASIFICACIÓN DE SUELOS BASADOS EN CRITERIOS GRANULOMÉTRICOS.-

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Tal criterio fue usado en Mecánica de Suelos desde un principio e incluso antes de la etapa moderna de esta ciencia. Originalmente, el suelo se dividía en tres o cuatro fracciones debido a lo engorroso de los procedimientos disponibles de separación por tamaños. Posteriormente, con el advenimiento de la técnica del cribado, fue posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con

agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes. Actualmente se pueden ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicación de técnicas de análisis de suspensiones. Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según su tamaño, son las siguientes:

Tabla 1: Clasificación Granulométrica Según el Tamaño

Material	Características	Tamaño mm.
Piedra	---	Mayor de 70
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0,2 a 1
	Fina	0,1 a 0,2
Polvo	Grueso	0,05 a 0,1
	Fino	0,02 a 0,05
Limo	Grueso	0,006 a 0,02
	Fino	0,002 a 0,006
Arcilla	Gruesa	0,0006 a 0,002
	Fina	0,0002 a 0,0006
Ultra arcilla	---	0,00002 a 0,0002

Tabla 2: Descripción Aproximada de Partículas

Material	Tamaño
Piedra Bolón	12 pulgadas
Cantos Rodados	6 a 12 pulgadas
Grava	2 mm. a 6 pulgadas
Arena	0,06 mm. a 2 mm.
Limo	0,002 mm. a 0,06
Arcilla	Menores a 0,002 mm.

Debido a la gran variedad de tamaños, de granos se ha tratado de dividir en secciones toda la escala de tamaños existiendo para esto varios tipos de proporciones y el más aceptable es la adoptada por A.S.T.M. (American Society of Testing and Materials). En esta escala las gravas corresponden a las partículas más gruesas que incluyen a los granos mayores al tamiz No 4 (4.76 mm.), la arena está comprendida entre el tamiz No 200 (0.074 mm.). Los granos finos menores que el tamiz No 200 se subdividen en limos que son mayores a 0.002 mm. y menores a 0.002 mm. se encuentran las denominadas arcillas. Puede notarse que las clasificaciones anteriores y otras existentes se contradicen en ocasiones, y a un intervalo que se nombra de una manera en una clasificación, le corresponde otra palabra en otro sistema. Pero sin duda, la objeción más importante que puede hacerse a estos sistemas es el uso que hacen de las palabras *limo* y *arcilla* para designar fracciones de suelo definidas exclusivamente por tamaños. Estos términos se han usado en ingeniería como nombres para designar tipos de suelo con propiedades físicas definidas; la razón por la que estos nombres se introdujeron para ciertas fracciones de tamaños fue la idea errónea de que tales tamaños eran las causas de aquellas características típicas. Sin embargo, hoy se sabe que las características de una arcilla típica se deben en forma muy preponderante a las propiedades de su fracción más fina.

Tamaño patrón de tamices.-

Todos los tamices de tipo U. S. pueden conseguirse en un diámetro de 20 cm. la mayoría en

30.5 cm. Los tamices son hechos de malla de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían en tamaños desde 101.6 mm. (4") en la serie más gruesa hasta el No 400 (0.038 mm.) en la serie correspondiente al suelo fino.

Tabla 3: Serie de Tamices A.S.T.M.

Tamiz	3"	2"	1 ½"	1"	¾"	½"	⅜"	Nº4	Nº10	Nº40	Nº200
φ mm.	75,00	50,00	37,50	25,00	19,00	12,50	9,50	4,75	2,00	0,425	0,075

Representación de la distribución granulométrica.-

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas. La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren al porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semi-logarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala.

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical (pues el 100% de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquier mayor que el que el suelo posea); una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado). Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

D_{60} : Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : Llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad es un coeficiente de *no uniformidad*, pues su valor numérico decrece cuando la

uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se considera muy uniforme; aún las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente

de curvatura del suelo con la expresión.
$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$$

Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

2.1.3 LÍMITES DE ATTERBERG.-

Se define Límites de Atterberg o Límites de Consistencia como las diferentes fronteras convencionales entre cualquier de los estados o fases que un suelo pueda estar, según su contenido de agua en orden decreciente; los estados de consistencia definidos por Atterberg son: *estado líquido*, *estado semilíquido*, *estado plástico*, *estado semisólido* y *estado sólido*. Llamándose *límites de plasticidad* a las fronteras (límite líquido y límite plástico) que definen el intervalo plástico.

Existen suelos que al ser remoldeados, cambiando su contenido de agua si es necesario, adoptan una consistencia característica, que desde épocas antiguas se ha denominado *Plástica*. Estos suelos han sido llamados arcillas, originalmente por los hombres dedicados a la cerámica; la palabra pasó a la Mecánica de Suelos, en épocas recientes, con idéntico significado. La plasticidad es, en este sentido, una propiedad tan evidente que ha servido desde antaño para clasificar suelos en forma puramente descriptiva. En Mecánica de Suelos puede definirse la *plasticidad* como la *propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse*.

El ensayo se denomina "*Límites de Atterberg*" y es posible estudiar más a fondo el suelo designado, es decir con la información del análisis granulométrico y los límites líquido y plástico poder clasificar un suelo por cualquier sistema de clasificación.

En Mecánica de Suelos el concepto de plasticidad se ha introducido a partir como queda dicho, de ideas antiguas, resultando muy útil manejar en nuestros días dicho concepto simple de plasticidad, basado en ideas con un sentido físico inmediato, pero al tratar de definir en términos simples la plasticidad de un suelo, no resulta suficiente decir que un

suelo plástico puede deformarse y remodelarse sin agrietamiento, pues una arena fina y húmeda tiene esas características cuando la deformación se produce lentamente y, sin embargo, no es plástica en un sentido más amplio de la palabra; hay entre el comportamiento de la arcilla y el de la arena en cuestión una importante diferencia: el volumen de la arcilla permanece constante durante la deformación, mientras que el de la arena varía, además, la arena se desmorona en deformación rápida.

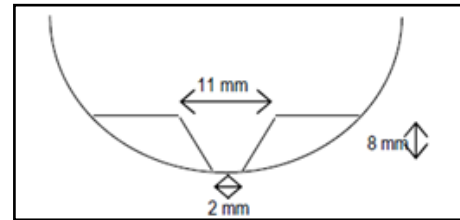


Figura 1: Ensayo de Casagrande

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia:

- *Estado líquido*, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- *Estado semilíquido*, con las propiedades de un fluido viscoso.
- *Estado plástico*, en que el suelo se comporta plásticamente.
- *Estado semisólido*, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- *Estado sólido*, en que el volumen del suelo no varía con el secado.



Figura 2: Ensayo de límite

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre general de *límites de consistencia*.

• **Límite Líquido.-**

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg *límite líquido*, nombre que hoy se conserva. Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remodelado en una capsula, formando en él una ranura, según se muestra en la figura 2, y en hacer cerrar la ranura golpeando secamente la capsula contra una superficie dura, el suelo tenía el contenido de

agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg, cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes.

• **Límite Plástico.-**

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg *límite plástico* y está definido también en términos de una manipulación de laboratorio. Atterberg colaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado; el agrietamiento y desmoronamiento del rollito, en un cierto momento, indicaba que se había alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en tal momento era la frontera deseada.

• **Índice de Plasticidad.-**

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado *límites de plasticidad*. Atterberg consideraba que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena, que podía ser agregada al suelo, estando éste con el contenido de agua correspondiente al límite líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada *índice plástico*, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de más fácil determinación, por lo que sugirió su uso, en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad.

$$I_p = LL - LP$$

Además de los límites de plasticidad (líquido y plástico) ya señalados, Atterberg definió otros límites de consistencia, que se mencionan a continuación:

• **El límite de adhesión**, definido como el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica, por ejemplo, una espátula. Es de importancia en agricultura.

• **El límite de cohesión**, definido como el contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.

• **El límite de contracción**, frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido, definido con el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

La diferencia que existe entre el límite líquido y límite plástico es que, el límite plástico es el contenido de humedad por debajo del cual se puede considerar el suelo como material no plástico. Y límite líquido es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico.

Los límites líquidos y plásticos han sido ampliamente utilizados en las regiones del mundo, principalmente con el objetivo de identificar y clasificar los suelos. El límite de contracción ha sido utilizado en varias áreas geográficas donde el suelo sufre grandes cambios de volumen entre el estado seco y su estado húmedo. La localización relativa de los límites de contracción W_s , plástico W_p y líquido W_l , se muestra sobre una escala de humedad en la siguiente figura.

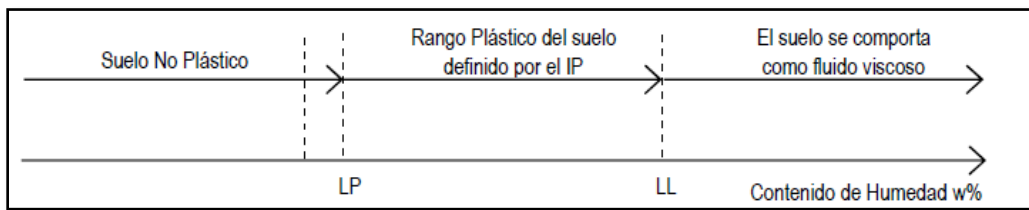


Figura 3: Escala de Humedad

CLASIFICACIÓN DE SUELOS.-

Tabla 4: Clasificación Unificada de Suelos

CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO			SÍMBOLOS DEL GRUPO
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS MÁS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO EN LA MALLA Nº 200 (φ) (ÚSESE LA CURVA GRANULOMÉTRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO)	GRAVAS MÁS DE LA MITAD DE LA FRACCIÓN GRUESA ES RETENIDA EN LA MALLA Nº 4 (ÚSESE LA CURVA GRANULOMÉTRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO)	GRAVAS LIMPIAS (POCO O NADA DE PARTÍCULAS FINAS)	GW
		GRAVAS CON FINOS (CANT. APRECIABLE DE PART. FINAS)	GP
		ARENAS LIMPÍAS (POCO O NADA DE PARTÍCULAS FINAS)	GM
		ARENAS CON FINOS (CANT. APRECIABLE DE PART. FINAS)	GC
		ARENAS LIMPÍAS (POCO O NADA DE PARTÍCULAS FINAS)	SW
		ARENAS CON FINOS (CANT. APRECIABLE DE PART. FINAS)	SP
SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS MÁS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA Nº 200 (ÚSESE LA CURVA GRANULOMÉTRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO)	LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MENOR DE 50	ARENAS LIMPÍAS (POCO O NADA DE PARTÍCULAS FINAS)	SM
		ARENAS CON FINOS (CANT. APRECIABLE DE PART. FINAS)	SC
		LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MENOR DE 50	ML
		LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MAYOR DE 50	CL
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MAYOR DE 50	LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MENOR DE 50	OL
		LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MAYOR DE 50	MH
		LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MAYOR DE 50	CH
		LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LÍQUIDO MAYOR DE 50	OH
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS			P _t

DETERMINENSE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRA - NULOMÉTRICA DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCIÓN QUE PASA LA MALLA Nº 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUEN MENOS DE 5% : GW, GP, SW, SP MÁS DE 12% : GM, GC, SM, SC	COEF DE UNIFORMIDAD (C _u) COEF DE CURVATURA (C _c) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, MAYOR DE 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$, ENTRE 1 y 3 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW LÍMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LÍNEA "A" O I _p MENOR QUE 6 LÍMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LÍNEA "A" CON I _p MAYOR QUE 6 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, MAYOR DE 6 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$, ENTRE 1 y 3 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA SW LÍMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LÍNEA "A" O I _p MENOR QUE 6 LÍMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LÍNEA "A" CON I _p MAYOR QUE 6
---	---

EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS G. GRAVA M. LIMO O. SUELOS ORGÁNICOS W. BIEN GRADUADOS L. BAJA COMPRESIBILIDAD S. ARENA C. ARCILLA P _t TURBA P. MAL GRADUADA H. ALTA COMPRESIBILIDAD
COMPARANDO SUELOS A IGUAL LÍMITE LÍQUIDO, LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL ÍNDICE PLÁSTICO
CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS EN EL LABORATORIO

☞ TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS US. STANDAR

Tabla 5: Clasificación de Suelos por el Método AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos, pasa el tamiz N° 200)							Material limo-arcilloso (Más del 35% pasa el tamiz N°200)				
GRUPOS	A - 1	A - 3		A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7	
SUBGRUPO	A-1-a	A-1-b		A -2-4	A -2-5	A - 2-6	A -2-7				A -7-5	
											A -7-6	
Porcentaje que pasa el tamiz:												
N° 10	50max	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
N° 40	30max.	5max.	51min.	-	-	-	-	-	-	-	-	-
N° 200	15max.	25max.	max..	35max.	35max.	35max.	35max.	36min.	36min.	36min.		
Características del material que pasa el tamiz N° 40:												
Límite Líquido	-	-		40max.	41min.	40max.	41min.	40max.	41min.	40max.	41min.	41min.
Índice de Plasticidad	6max.		NP	10max.	10max.	11min.	11min.	10max.	10max.	11min.	11min.*	
Suelo de Fundación	Excelente Bueno	a	Excelente a Bueno	Excelente a Bueno				Regular a Malo				

* El Índice de Plasticidad del Subgrupo A - 7 - 5, Es Igual o Menor A LI*30

El Índice de Plasticidad del Subgrupo A - 7 - 6, Es Mayor A LI*30°

El índice de grupo se calcula con la ecuación.-

$$IG = (F - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(F - 15)(IP - 10)$$

Donde:

IG = Índice de grupo.

F = Porcentaje del suelo que pasa el tamiz N° 200, expresado como número entero.

LL = Límite Líquido [%]

IP = Índice de Plasticidad [%]

El índice de grupo siempre se reporta aproximándolo al número entero más cercano, a menos que su valor calculado sea negativo, en cuyo caso se reporta como cero.

2.1.5 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT.-

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

Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo. En 1927 Linston Hart y Gordon A. Fletcher de la sociedad Raymonde Concrete Pile, construyeron una cuchara hendida longitudinalmente, de dos pulgadas de diámetro que más tarde ha sido conocida con el nombre de “Standard Penetration Test” (SPT).

Influencia del nivel freático.- El número de golpes N , necesarios para hincar 30 cm. La cuchara normalizada puede variar en la arena fina según la situación del nivel freático.

Si llamamos N' al número de golpes registrados en un ensayo realizado por debajo del nivel freático, el valor equivalente N que debe considerarse en el cálculo está dado por la expresión siguiente, debida a Terzaghi y Peck.

$$N = 15 + \frac{1}{2} \cdot (N' - 15)$$

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

La tabla precisa estas relaciones:

Tabla 6: Relación de Resistencia

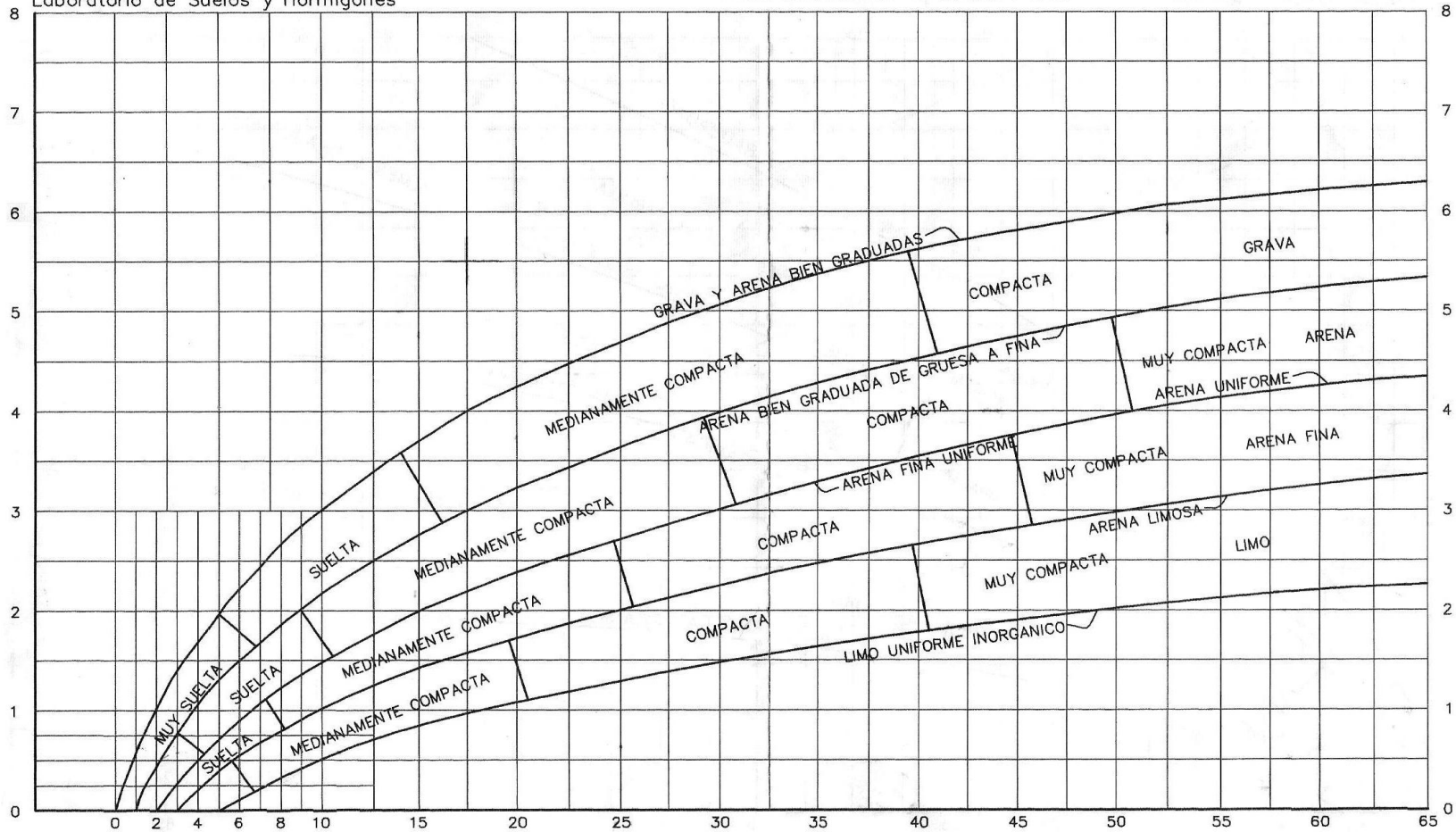
N	Consistencia de la arcilla	Resistencia a compresión simple kg/cm ²
2	Muy blanda	0,25
2 - 4	Blanda	0,25 - 0,50
3 - 8	Media	0,50 - 1
8 - 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

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

Tabla 7: Relación de Resistencia para Las Arenas

N	Compacidad de la Arena
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Medianamente compacta
30 - 50	Densa
Más de 50	Muy densa

A.- DIFERENTES TIPOS DE SUELO



NÚMERO DE GOLPES PARA QUE LA CUCHARA PENETRE 30cm CON UN PESO DE 55Kg Y ALTURA DE 75cm

Figura 4: Capacidad Portante para Diferentes Tipos de Suelo

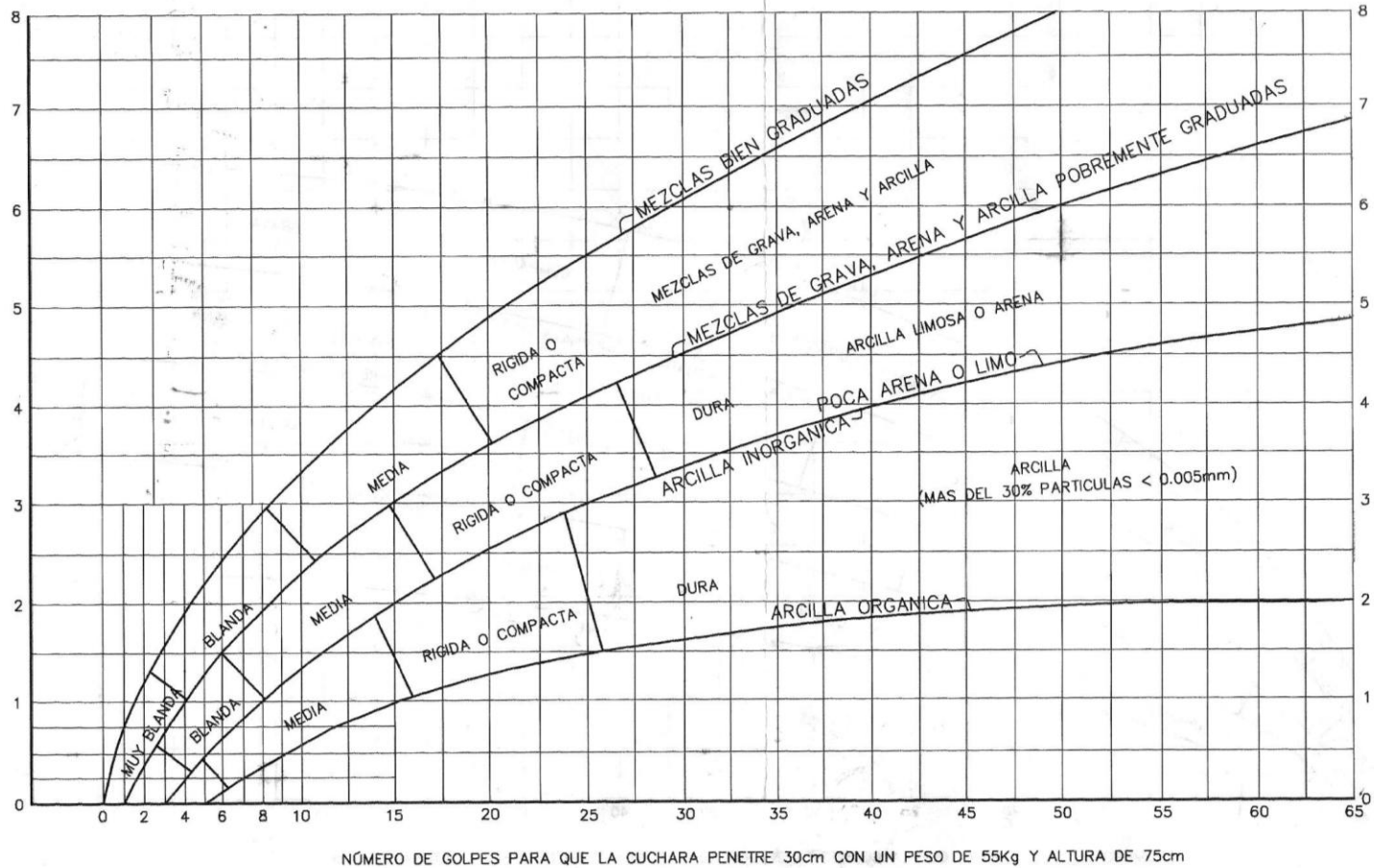


Figura 5: Capacidad Portante para Arcillas y Mezclas de Suelos

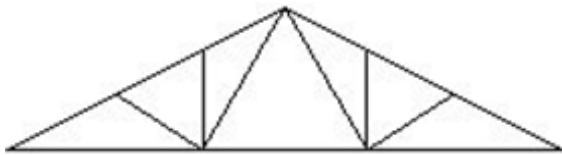
2.2. IDEALIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

2.2.1. SUSTENTACIÓN DE CUBIERTA.-

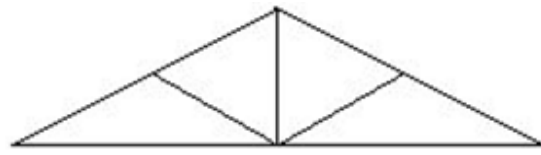
Para la sustentación de cubiertas se utilizan cerchas las cuales se articulan para darle a la cubierta las caídas requeridas en el plano arquitectónico o estructural.

Tipos de Cerchas.- Es posible construir muchos tipos de armaduras de techo completamente de madera o metálica, pero es difícil hacer articulaciones económicas que transmitan eficazmente los esfuerzos de tracción a todas las piezas en el caso de la madera, excepto si se trata de los tipos más sencillos para luces de poca longitud. Por otro lado en lo que se refiere a las cerchas metálicas no se da este problema, las uniones soldadas permiten un adecuado funcionamiento de la cercha rigidizada.

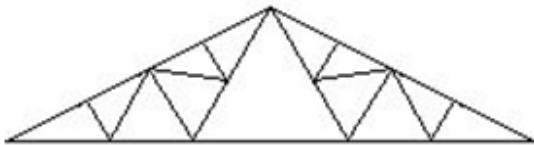
Los tipos comunes de cerchas empleadas en construcción de edificios son los siguientes:



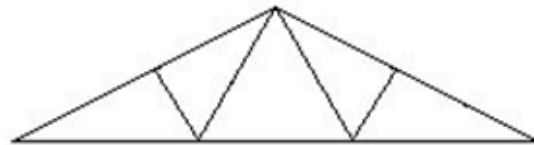
Armadura Fan



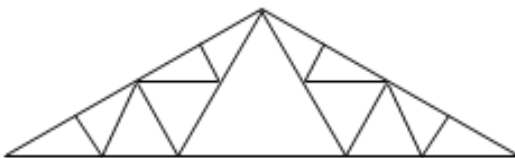
Armadura Post



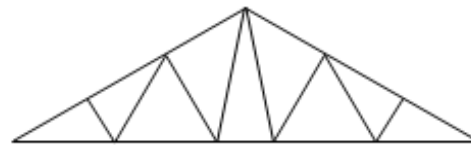
Armadura Fink Simple



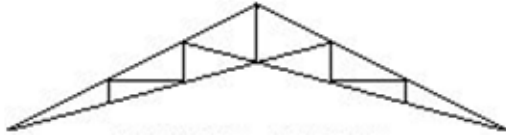
Armadura Fink



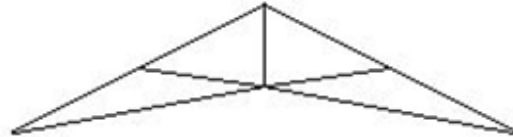
Armadura Fluk



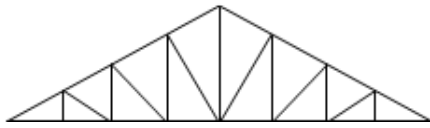
Armadura Belga



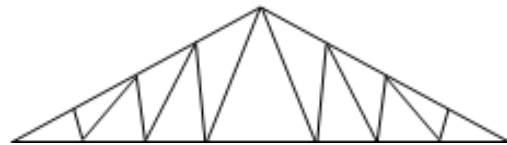
Armadura de Tijera



Armadura de tijera Simple



Armadura Howe



Armadura Pratt

Figura 6: Tipos de Cerchas

Aunque hay muchas clases de estructuras, las mostradas aquí se adaptan al tipo de estructura conectada por pasadores, que son conjuntos de barras y vigas unidas por pasadores lisos que actúan como articulaciones. Y en el caso de las cerchas metálicas las soldaduras son uniones rígidas.

Componentes de una Cercha.- Los componentes típicos de una cercha y la nomenclatura utilizada, son mostrados a continuación.

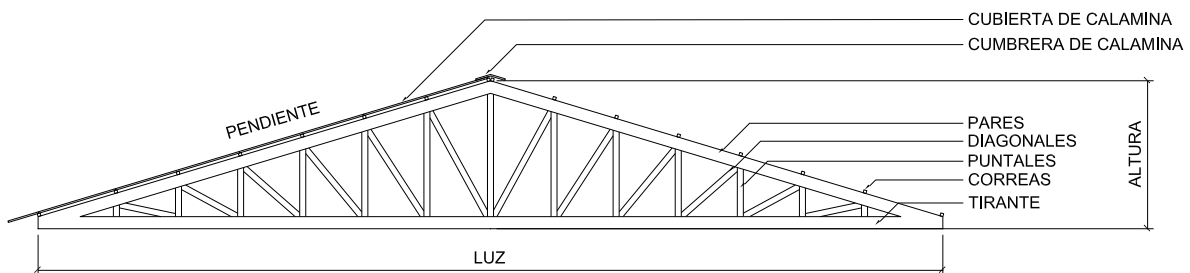


Figura 7: Cercha Tipo HOWE

2.2.2. SUSTENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.-

La estructura aporricada del presente proyecto se idealiza como una formación de barras unidas entre sí por nudos rígidos, es decir compuesta por vigas y pilares de hormigón armado, sometidas a cargas gravitacionales o de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento.

Análisis Estructural.- El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos originados por las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, con objeto de efectuar comprobaciones en los Estados Límite Últimos.

El análisis estructural proporciona resultados a nivel global (reacciones, desplazamientos), a nivel seccional (esfuerzos, curvaturas, elongaciones), o a nivel local (tensiones, deformaciones), que servirán para el dimensionamiento o para la comprobación de los diferentes Estados Límite.

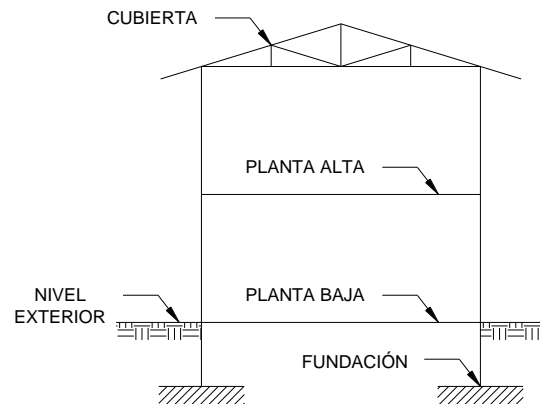


Figura 8: Estructura Idealizada

Idealización de la estructura

Modelos estructurales.- Para la realización del análisis, se idealizaron tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo físico adecuado. El modelo elegido deberá ser capaz siempre de reproducir el comportamiento estructural dominante.

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

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

Otra clasificación de los modelos estructurales, quizás más ajustada, puede hacerse atendiendo al estado de tensiones normales. Así, esquemas unidimensionales son aquéllos en los que se tienen tensiones normales en una dirección, de forma preferente respecto de las restantes, ortogonales a ella. Esquemas bidimensionales son aquéllos en los que se tienen tensiones normales en dos direcciones ortogonales, de forma preferente respecto de la tercera, ortogonal a ellas. Esquemas tridimensionales son aquellos en los que las tensiones normales no son predominantes en ninguna de las tres direcciones ortogonales.

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

MÉTODO DE CÁLCULO

Principios básicos

Las condiciones que, en principio, debe satisfacer todo análisis estructural son las de equilibrio y las de compatibilidad de deformaciones teniendo en cuenta el comportamiento tensión-deformación de los materiales.

Generalmente, las condiciones de compatibilidad o las relaciones tensión-deformación de los materiales resultan difíciles de satisfacer estrictamente, por lo que pueden adoptarse soluciones en que estas condiciones se cumplan parcialmente, siempre que sean equilibradas y que se satisfagan *a posteriori* las condiciones de ductilidad apropiadas.

Análisis lineal

Es el que está basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar. En este caso se puede utilizar la sección bruta de hormigón para el cálculo de las solicitaciones.

Este método es el más utilizado para el análisis de estructuras de hormigón. Esta aproximación implica que la respuesta estructural es lineal y que se aceptan la reversibilidad de las deformaciones y la superposición de los efectos originados por diversas acciones. Dado que se utilizan, en general, las secciones brutas, este método exige conocer la geometría, pero no necesariamente el armado de la estructura.

Método matricial de Rigidez.-

Conceptos e hipótesis básicas:

- Comportamiento lineal.
- Movimientos pequeños comparados con las dimensiones de la estructura.
- Se desprecian los fenómenos que afectan y varían la rigidez.

- Materiales homogéneos e isotrópos.

Relaciones fundamentales del cálculo estructural.-

- Las ecuaciones de equilibrio:

$$\sum F = 0 \quad \sum M = 0$$

Cumplir dentro de la estructura, en cualquier elemento, sección, nudo, barra, conjunto y con las cargas exteriores.

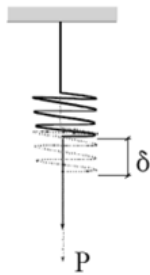
- Las ecuaciones de compatibilidad de movimientos:

- Compatibilidad entre los elementos de la estructura y con las condiciones de contorno; en uniones rígidas tendremos los ángulos y movimientos solidarios; en uniones articuladas tan solo los movimientos serán solidarios.

- La ley de comportamiento elástico:

- Relaciona las tensiones con las deformaciones (leyes de Hooke, ecuaciones de Lamé)

Coefficientes de Rigidez y Flexibilidad:



$$P = K \cdot \delta \quad [1]$$

$$\delta = \frac{P}{K} = \frac{1}{K} \cdot P = K^{-1} \cdot P \quad [2]$$

$$M = K \cdot \theta \quad [3]$$

$$\theta = \frac{M}{K} = \frac{1}{K} \cdot M = K^{-1} \cdot M \quad [4]$$

Si en [1] o [3] causamos el alargamiento o giro unitario, respectivamente:

$$\delta = 1 \rightarrow P = K \quad \theta = 1 \rightarrow M = K$$

Rigidez: Fuerza o par de fuerzas, que se genera ante un alargamiento o giro unitario.

Si en [2] o [4] aplicamos la fuerza o momento unitario, respectivamente:

$$P = 1 \rightarrow \delta = K^{-1} \quad M = 1 \rightarrow \theta = K^{-1}$$

Flexibilidad: Alargamiento o giro producido por una fuerza o par.

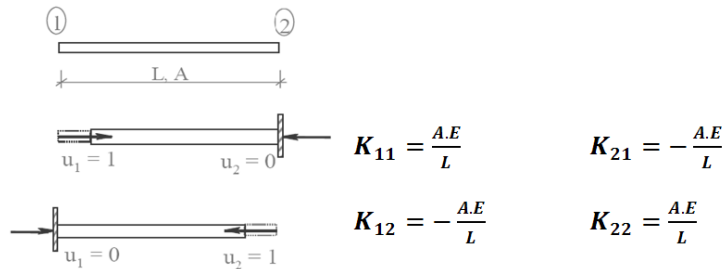
Características de la matriz rigidez:

- Un elemento k_{ij} , representa, la fuerza que aparece en la coordenada i cuando se comunica un movimiento unidad en la coordenada j , manteniendo nulos todos los demás.
- El pilar j ($k_{1j}, k_{2j}, \dots, k_{nj}$), se genera, analizando las fuerzas que van apareciendo en todas las coordenadas ($1, 2, \dots, n$) al comunicar un movimiento unidad en la coordenada j , manteniendo nulos todos los demás.
- La fila i ($k_{i1}, k_{i2}, \dots, k_{in}$), se genera, analizando las fuerzas que aparecen en la coordenada i , al comunicar un movimiento unidad, sucesivamente, a las n coordenadas, manteniendo en cada caso nulos todos los demás.
- Los elementos de la diagonal principal no pueden ser negativos pues representan las fuerzas que aparecen en una coordenada al dar justamente movimiento unidad en ella misma.
- La matriz de rigidez es simétrica debido al principio de reciprocidad ($k_{ij} = k_{ji}$).

Rigideces de Barras Elementales:

a) Barra de celosía, estructuras planas (Cerchas)

$$\text{Ley de Hooke} \rightarrow \Delta L = \frac{L \cdot F}{A \cdot E} \rightarrow \text{Si: } \Delta L = 1 \rightarrow F = \frac{A \cdot E}{L} = K$$



Generalizando para ambos nudos

$$F_1 = K_{11} \cdot u_1 + K_{12} \cdot u_2$$

$$F_2 = K_{21} \cdot u_1 + K_{22} \cdot u_2$$

En forma matricial

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{A \cdot E}{L} & -\frac{A \cdot E}{L} \\ -\frac{A \cdot E}{L} & \frac{A \cdot E}{L} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix}$$

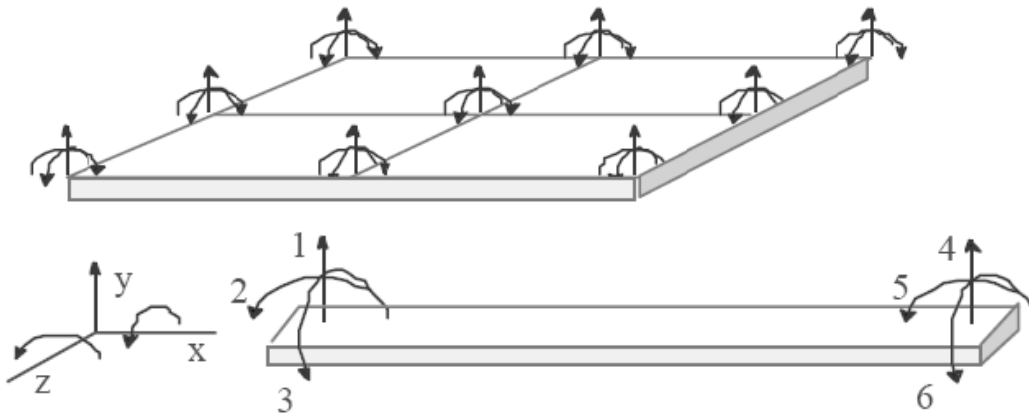
$$[F] = [K] \cdot [\delta]$$

b) Barra de estructura plana (extensible)



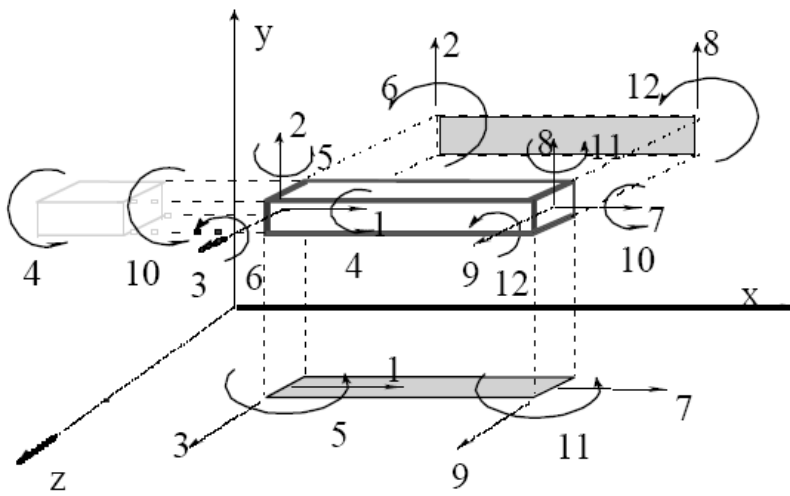
$$\begin{array}{c|ccc|ccc|c}
 \begin{array}{c} N1 \\ V2 \\ M3 \\ \hline N4 \\ V5 \\ M6 \end{array} & = & \begin{array}{ccc|ccc}
 \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\
 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\
 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\
 \hline
 -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\
 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\
 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L}
 \end{array} & \cdot & \begin{array}{c} u1 \\ v2 \\ \theta3 \\ \hline u4 \\ v5 \\ \theta6 \end{array}
 \end{array}$$

c) Elemento de emparrillado (Losas)



$$\begin{array}{c|ccc|ccc|c}
 \begin{array}{c} V1 \\ M2 \\ T3 \\ \hline V4 \\ M5 \\ T6 \end{array} & = & \begin{array}{ccc|ccc}
 \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 \\
 \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 \\
 0 & 0 & \frac{GI_p}{L} & 0 & 0 & -\frac{GI_p}{L} \\
 \hline
 -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 \\
 \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 \\
 0 & 0 & -\frac{GI_p}{L} & 0 & 0 & \frac{GI_p}{L}
 \end{array} & \cdot & \begin{array}{c} u1 \\ \theta2 \\ \theta3 \\ \hline u4 \\ \theta5 \\ \theta6 \end{array}
 \end{array}$$

d) Elemento de pórtico tridimensional.



$\frac{EA}{L}$											
0	$\frac{12EIz}{L^3}$										
0	0	$\frac{12EIy}{L^3}$									
0	0	0	$\frac{GIp}{L}$								
0	0	$-\frac{6EIy}{L^2}$	0	$\frac{4EIy}{L}$							
0	$\frac{6EIz}{L^2}$	0	0	0	$\frac{4EIz}{L}$						
$-\frac{EA}{L}$											
0	$-\frac{12EIz}{L^3}$										
0	0	$-\frac{12EIy}{L^3}$									
0	0	0	$-\frac{GIp}{L}$								
0	0	$-\frac{6EIy}{L^2}$	0	$\frac{2EIy}{L}$							
0	$\frac{6EIz}{L^2}$	0	0	0	$\frac{2EIz}{L}$						
						$\frac{EA}{L}$					
						0	$\frac{12EIz}{L^3}$				
						0	0	$\frac{12EIy}{L^3}$			
						0	0	0	$\frac{GIp}{L}$		
						0	0	$\frac{6EIy}{L^2}$	0	$\frac{4EIy}{L}$	
						0	$-\frac{6EIz}{L^2}$	0	0	0	$\frac{4EIz}{L}$

SIMETRÍA

2.2.3. CIMENTACIONES.-

Es el caso de zapatas y encepados que cimentan soportes aislados o lineales, aunque su filosofía general puede ser aplicada a elementos combinados de cimentación en el caso de elementos de cimentación continuos para varios soportes (losas de cimentación).

También incluye las vigas de atado, pilotes y zapatas de hormigón en masa.

Clasificación de las cimentaciones

Los encepados y zapatas de cimentación pueden clasificarse en rígidos y flexibles.

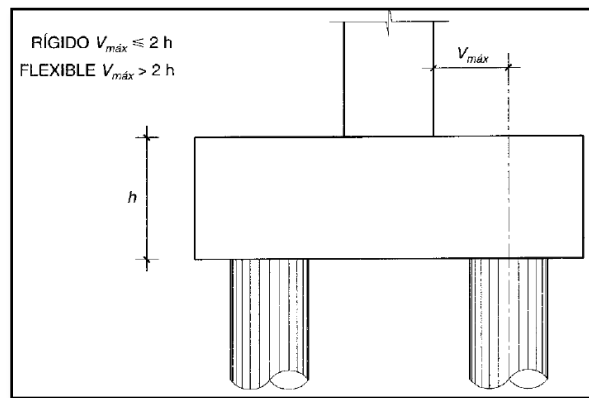


Figura 9: Clasificación de Cimentación

El concepto de rigidez a que se refiere el articulado es relativo a la estructura y no presupone comportamiento específico alguno sobre la distribución de tensiones del suelo.

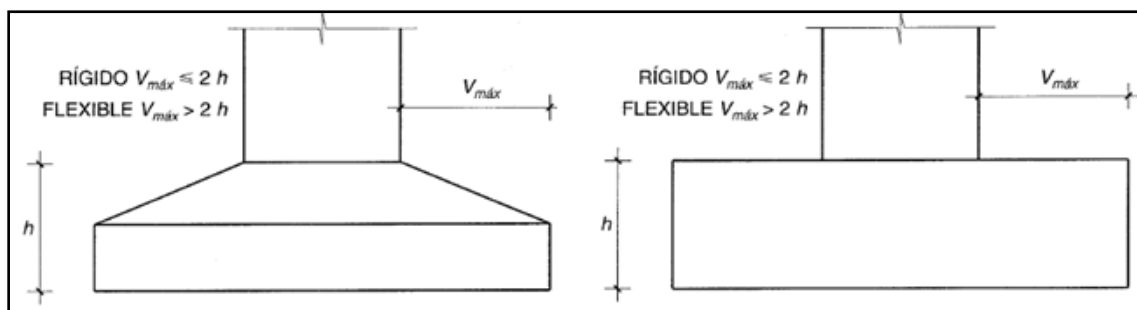


Figura 10: Cimentaciones Aisladas

Cimentaciones rígidas

Dentro del grupo de cimentaciones rígidas se encuentran:

- Los encepados cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es menor que $2h$.

- Las zapatas cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es menor que $2h$.
- Los pozos de cimentación.
- Los elementos masivos de cimentación: contrapesos, muros masivos de gravedad.

En las cimentaciones de tipo rígido, la distribución de deformaciones es no lineal a nivel de sección, y, por tanto, el método general de análisis más adecuado es el de bielas y tirantes.

En este tipo de elementos, para el cálculo de las tensiones en el suelo o de las reacciones en los pilotes, se puede considerar, en general, que el elemento de cimentación se comporta como un sólido rígido sometido a los esfuerzos transmitidos por el soporte y a las tensiones resultantes del suelo o reacciones en los pilotes.

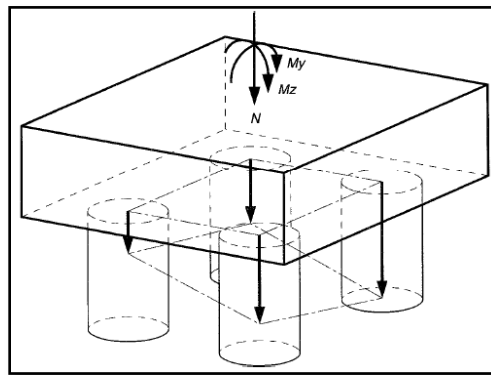


Figura 11: Esfuerzos en Cimentación Rígida

Cimentaciones flexibles

Dentro del grupo de cimentaciones flexibles se encuentran:

- Los encepados cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es mayor que $2h$.
- Las zapatas cuyo vuelo v en la dirección principal de mayor vuelo es mayor que $2h$.
- Las losas de cimentación.

En las cimentaciones de tipo flexible la distribución de deformaciones a nivel de sección puede considerarse lineal, y es de aplicación la teoría general de flexión.

En este tipo de cimentaciones, los esfuerzos de cimentación y la respuesta del suelo de fundación dependen de la flexibilidad relativa de la cimentación y el suelo; para su evaluación deberá considerarse un modelo de interacción suelo-cimiento adecuado.

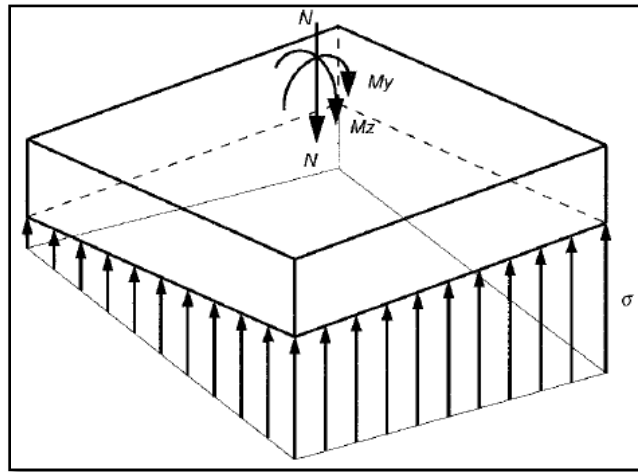


Figura 12: Esfuerzos en Cimentación Flexible

2.3.DISEÑO ESTRUCTURAL.-

2.3.1. ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE CUBIERTA

2.3.1.1. CUBIERTA DE ALBERGUE

El diseño de los elementos de madera se hizo para cargas de servicio o “Método de Esfuerzos Admisibles” prescritos en el “Manual de Diseño Para Maderas Del Grupo Andino”

La madera estructural se divide en tres grupos de acuerdo a su calidad:

-Madera del Tipo A.- Son maderas pesadas, duras, de un peso específico entre 0.88 y 1.12 grs/cm³, son de gran durabilidad y generalmente no necesitan de tratamientos. Se las usa en pisos, escaleras.

-Madera del Tipo B.- Son maderas medianamente pesadas y duras, de un peso específico entre 0.72 y 0.88 grs/cm³, son maderas que no tienen gran durabilidad. Se las usa generalmente en carpintería (puertas, ventanas, marcos) pero con un previo tratamiento preservador.

-Madera del Tipo C.- Son maderas livianas y blandas, de un peso específico entre 0.42 y 0.72 grs/cm³. Son maderas no durables. Se las usa previo tratamiento en carpintería, mueblería.

En cuanto a las normas estructurales de diseño, se deben adoptar y demostrar que se cumplen en todas las piezas de la estructura tomando como lineamientos generales citados en el “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino” lo siguiente:

Tabla 8: Módulo de Elasticidad de la Madera

Módulo de Elasticidad (Kg/cm²)		
Grupo	E min	E prom
A	95000	130000
B	75000	100000
C	55000	90000

Tabla 9: Deflexiones Admisibles de la Madera

Deflexiones Admisibles	C/Cielo Raso	S/Cielo Raso
Cargas permanentes + sobrecargas	L/300	L/250
Solamente sobrecargas	L/350	L/350

Tabla 10: Tensiones Admisibles en la Madera

Grupo	Flexión	Tracción	Compresión	Compresión	Corte
	Fm	Paralela	Paralela	perpendicular	Fv
	(Kg/cm ²)	Ft	Fc	Fc	(Kg/cm ²)
		(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	
A	210	145	145	40	15
B	150	105	110	28	12
C	100	75	80	15	8

Clasificación de columnas (Curva de Euler):

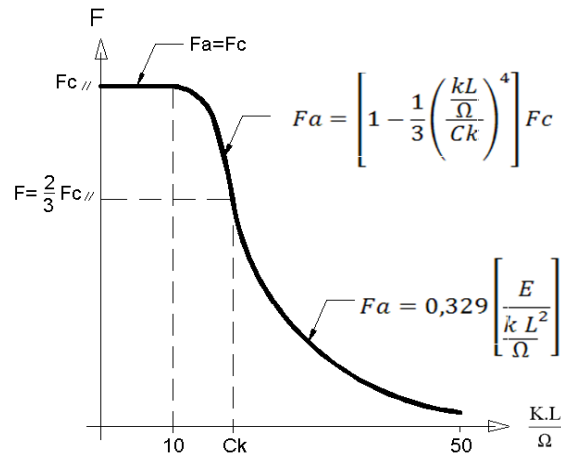


Figura 13: Curva de Euler

Para tener en cuenta los distintos modos de falla que se presentan en las columnas dependiendo de su esbeltez, éstas han sido clasificadas en cortas, intermedias y largas.

La relación de esbeltez $\lambda = 10$ separa las columnas cortas de las intermedias. El límite entre columnas intermedias y largas está dado por la relación de esbeltez $\lambda = Ck$.

Ck es la relación de esbeltez para la cual la columna, considerada como columna larga, tiene una carga admisible igual a dos tercios de la carga de aplastamiento:

$$Ck = 0,7025 \sqrt{\frac{E}{F_c}}$$

E = Módulo de elasticidad promedio según el tipo de madera [kg/cm^2]

F_c = Esfuerzo máximo admisible en compresión paralela a las fibras [kg/cm^2]

Tabla 11: Relación de Esbeltez Límite entre Columnas Intermedias y Largas

Grupo	Ck	
	Columnas	Entramados
A	17,98	21,03
B	18,34	21,18
C	18,42	23,56

2.3.1.2. CUBIERTA COMEDOR Y MINICOLISEO

El diseño de los elementos metálicas se hizo para cargas de servicio o “Método LRFD” prescritos en la normativa “AISI”.

2.3.1.2.1. MIEMBROS ESTRUCTURALES DE ACERO CONFORMADO EN FRÍO:

2.3.1.2.2. Los miembros estructurales de acero conformado en frío son perfiles que se fabrican plegando chapas metálicas, longitudes cortadas de bobinas o planchas, o laminando bobinas o planchas laminadas en frío o laminadas en caliente; siendo ambas operaciones realizadas a temperatura ambiente, es decir, sin agregar calor del modo que sería necesario para un conformado en caliente.

Perfiles de lámina delgada más comunes, disponibles en el mercado son: Canales U, Correas G, Correas Z, Perfiles Ω , Ángulos L, Tubos Circulares O, Tubos rectangulares y tubos cuadrados

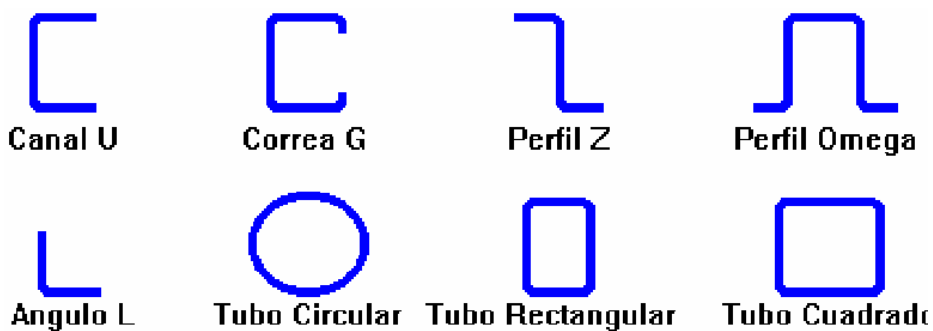


Figura 14: Distintos tipos de perfiles que se encuentran en el mercado

Los perfiles de lámina delgada varían de espesor entre 2 y 10 mm. aunque en la normativa americana se admite espesores de hasta 25 mm.

Los espesores de lámina inferiores a 2 mm. corresponden a perfiles no estructurales, siendo recomendable la utilización de perfiles de al menos 3 mm. de espesor para limitar el efecto de la corrosión. Aunque la norma recomienda esto los perfiles de 2 mm. pueden ser utilizados si ningún inconveniente teniendo los cuidados y protecciones debidas para prevenir la corrosión.

Es posible laminar perfiles con geometrías diferentes a las comerciales, mediante dobladoras y cortadoras de planchas metálicas, pero su costo normalmente es mucho más alto que el de los perfiles comerciales, y el control de calidad es dudoso.

2.3.1.2.3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Los perfiles de laminada delgada dobladas en frío, introducen factores especiales, adicionales a los que suelen ser considerados en el diseño de estructuras de acero tradicionales.

A diferencia de los perfiles laminados en caliente, los perfiles de lámina delgada pandean localmente bajo cargas de compresión de baja intensidad.

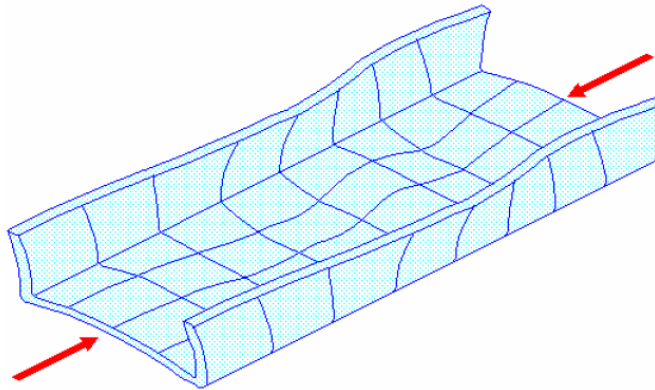


Figura 15: Distintos tipos de perfiles que se encuentran en el mercado

El pandeo local se produce en pequeños sectores de las zonas planas de los perfiles de lámina delgada de acero, teniendo el aspecto de abolladuras. La magnitud de las deformaciones por pandeo local son prácticamente nulas en los dobleces de los perfiles, y crecen conforme se alejan de esos dobleces.

El pandeo local no es un pandeo colapsivo (normalmente no conduce a la falla inmediata de la estructura) como otros tipos de inestabilidad estructural, pero definitivamente si reduce la capacidad resistente máxima de los miembros metálicos.

Inicialmente el pandeo local provoca deformaciones transversales en los sectores sensibles del perfil, pero a la vez que esto ocurre se produce un incremento progresivo de la inercia local, lo que conduce a una recuperación parcial de su capacidad resistente. Las

deformaciones por pandeo local crecen conforme se incrementa la magnitud de las cargas de compresión que actúen sobre el perfil.

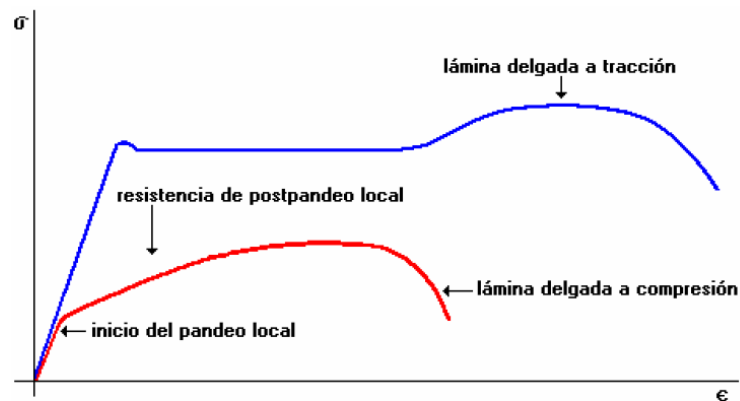


Figura 16 (Curva esfuerzo deformación para elementos de lamina delgada)

Para tomar en consideración este comportamiento poco usual, en el diseño en el diseño de estructuras de lámina delgada se toma en cuenta la resistencia de post-pandeo local de las laminas (resistencia posterior al pandeo local.)

En el diseño de miembros a compresión se introducen el factor de forma Q , que condensa una reducción de sección transversal y una disminución de esfuerzos máximos admisibles, al tomar en cuenta el pandeo local de los miembros. El factor de medida Q es una medida de reducción de capacidad de un perfil debido al efecto exclusivo de pandeo local.

Las propiedades geométricas de los miembros, utilizadas en el análisis estructural, deben basarse en secciones transversales reducidas debido al efecto de pandeo local.

Adicionalmente a causa del comportamiento inelástico del material a partir del inicio del pandeo local las deformaciones reales de la estructura son siempre mayores que las deformaciones que predice el análisis elástico tradicional.

Otro aspecto importante de los perfiles de lámina delgada es que generalmente constituyen secciones abiertas, lo que implica un comportamiento poco adecuado ante cargas torsionales, redundando en la posibilidad de que se produzcan problemas de pandeo torsional o pandeo torsio-flexionante de miembro, aún en el caso en que no existan solicitaciones torsionales directas.

Por otro lado, al igual que en el caso de los perfiles laminados en caliente, los miembros de lámina delgada sometidos a esfuerzos de tracción pueden desarrollar su capacidad completa sobre la sección neta (sección geométrica menos sección agujereada), alcanzando sin problemas los máximos esfuerzos admisibles. Además de la reducción de sección transversal por la presencia de los agujeros, en el diseño de estos miembros deberá tomarse en cuenta la reducción de capacidad por posibles concentraciones de esfuerzos en las zonas con orificios.

2.3.1.2.4. ESFUERZO ADMISIBLE BÁSICO:

Cuando la falla del miembro se produce por fluencia del acero, el esfuerzo sobre la sección neta de miembros traccionados o comprimidos, y la tracción y compresión en las fibras extremas de miembros sometidos a flexión no debe exceder del siguiente valor:

$$F = 0.60 F_y$$

Donde:

F_y : esfuerzo de fluencia del acero en Kgr/cm^2 (2400 Kgr/cm^2 para las láminas de acero disponibles en el país)

F : esfuerzo admisible básico (1440 Kgr/cm^2 para $F_y = 2400 \text{ Kgr/cm}^2$)

En caso de que las solicitaciones de miembro incluyan, a más de las cargas gravitacionales (cargas permanentes y cargas vivas), el efecto de cualquier carga ocasional como el viento, el sismo o la máxima granizada esperada, los esfuerzos permisibles pueden ser incrementados en un 33.33% o, en su defecto, se puede reducir la magnitud de las cargas en un 25% ($1/1.3333 = 0.75$).

2.3.1.2.5. DEFINICIONES:

Elementos Planos: Los perfiles doblados en frío están compuestos por sectores planos que reciben el nombre de elementos planos. Los elementos verticales planos se suelen identificar como almas del perfil y los elementos horizontales planos se identifican como alas. En ángulos L los dos elementos se identifican como alas.

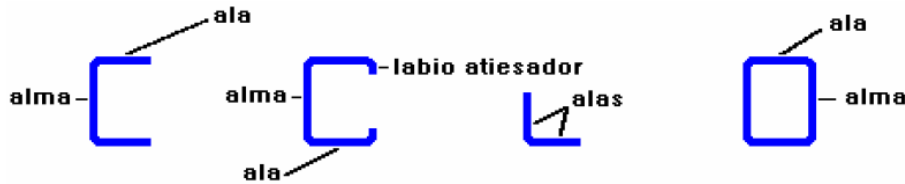


Figura 17: Elementos que componen un perfil

2.3.1.2.6. ELEMENTOS COMPRIMIDOS ATIESADOS

Son elementos planos sometidos a compresión (ala comprimida de un miembro sometido a flexión; ala o alma de un miembro a compresión), en el cual ambos extremos, paralelos a la dirección de los esfuerzos, están rigidizados transversalmente mediante un alma, un ala, un atiesador intermedio, un atiesador extremo o un labio atiesador. Dentro de los perfiles más utilizados en nuestro medio, los elementos que caen en esta categoría son: las almas de canales U, las alas y las almas de las correas G, las alas y las almas de tubos cuadrados y rectangulares.

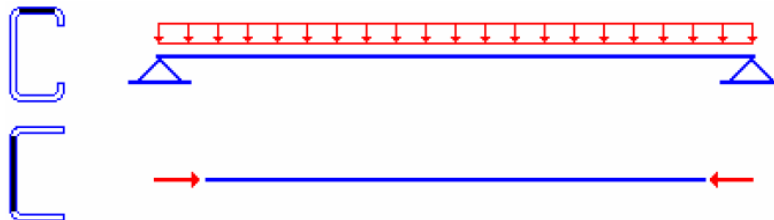


Figura 18: Elementos Comprimidos Atiesados

2.3.1.2.7. ELEMENTOS COMPRIMIDOS NO ATIESADOS

Son elementos planos sometidos a compresión, rigidizados con elementos perpendiculares solamente en un extremo, y libres en el otro extremo.

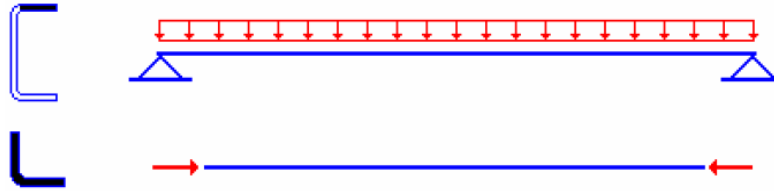


Figura 19: Elementos Comprimidos No Atiesados

2.3.1.2.8. RELACIÓN ANCHO / ESPESOR DE UN ELEMENTO PLANO:

Es la razón entre el ancho plano y el espesor de un elemento o subelemento (w/t).

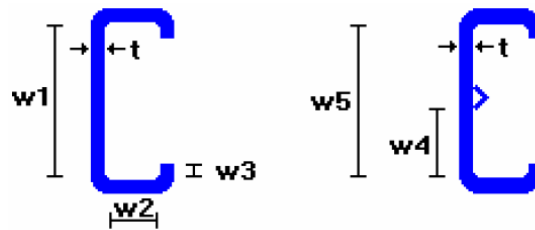


Figura 20: Relaciones Ancho Espesor

2.3.1.2.9. ANCHO EFECTIVO DE DISEÑO:

El ancho geométrico w de un elemento plano atiesado es reducido, con propósitos de diseño, a un ancho b , pues no toda la sección transversal es efectiva resistiendo cargas de compresión debido al pandeo local. Esta nueva dimensión recibe el nombre de ancho efectivo de diseño.

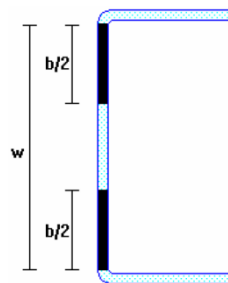


Figura 21: Ancho Efectivo de Diseño

2.3.1.2.10. ANCHO EFECTIVO PARA ELEMENTOS CONFORMADOS EN FRÍO, RIGIDIZADO, SUJETOS A PANDEO LOCAL

Para diseñar tales elementos, se calcula las propiedades de la sección. De acuerdo a la condición que se cumpla

Si cumple que:

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{lim} = \left(\frac{w}{t}\right) = \frac{1\ 434}{\sqrt{f}}$$

Entonces $b = w$ de donde b es el ancho efectivo de la sección.

Cuando:

$$\frac{w}{t} > \left(\frac{w}{t}\right)_{lim}$$

Entonces el ancho efectivo de la sección se calculará con:

$$\frac{b}{t} = \frac{2\ 122}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{464}{\left(\frac{w}{t}\right)\sqrt{f}} \right]$$

Excepción: los patines de secciones tubulares cerradas, cuadradas o rectangulares son totalmente efectivos hasta un valor de:

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{lim} = \frac{1\ 544}{\sqrt{f}}$$

Entonces $b = w$ de donde b es el ancho efectivo de la sección.

Para patines:

$$\frac{w}{t} > \left(\frac{w}{t}\right)_{lim}$$

El ancho efectivo b se puede calcular con la fórmula:

$$\frac{b}{t} = \frac{2122}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{422}{\left(\frac{w}{t}\right)\sqrt{f}} \right]$$

Sólo para verificar el ancho efectivo con el ancho real.

Cuando se requiera hallar el ancho efectivo b para hacer la verificación por flexión este ancho efectivo se debe calcular de la siguiente manera propuesta en la norma AISI:

Si se cumple que:

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{lim} = \frac{221}{\sqrt{f}}$$

Entonces $b = w$ de donde b es el ancho efectivo de la sección.

Para patines:

$$\frac{w}{t} > \left(\frac{w}{t}\right)_{lim}$$

El ancho efectivo b se puede calcular con la fórmula:

$$\frac{b}{t} = \frac{326}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{71.3}{\left(\frac{w}{t}\right)\sqrt{f}} \right]$$

Excepción: Los patines de secciones tubulares cerradas, cuadradas o rectangulares son totalmente efectivos hasta un valor de:

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{lim} = \frac{237}{\sqrt{f}}$$

Entonces $b = w$ de donde b es el ancho efectivo de la sección.

Para patines:

$$\frac{w}{t} > \left(\frac{w}{t}\right)_{lim}$$

El ancho efectivo b se puede calcular con la fórmula:

$$\frac{b}{t} = \frac{326}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{64.9}{\left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{f}} \right]$$

2.3.1.2.11. DISEÑO DE MIEMBROS COMPRIMIDOS

La resistencia a la compresión, de un miembro de lámina delgada, es la capacidad de carga del miembro controlada por uno de los siguientes modos de falla:

- Aplastamiento
- Pandeo local
- Pandeo general de flexión
- Pandeo torsional

En la práctica, los miembros de lámina delgada de acero fallan por una combinación de los modos antes señalados.

2.3.1.2.12. FALLA POR APLASTAMIENTO

Este tipo de falla se produce solamente en miembros cortos, con esbelteces $\lambda = kL/r < 20$, y espesores considerables de la lámina. Toda la sección de miembro alcanza a desarrollar el esfuerzo de fluencia el momento del colapso, por lo que el esfuerzo de trabajo de la sección no debe superar el esfuerzo básico admisible.

$$f = \frac{P}{A} \leq 0.60 Fy$$

2.3.1.2.13. FALLA POR PANDEO LOCAL

El pandeo local puro se presenta solamente en miembros cortos con esbelteces $\lambda = kL/r < 20$, y pequeños espesores de lámina. En miembros con esbelteces intermedias $20 < kL/r < 120$ se produce pandeo local por debajo de la carga última, pero debido a la resistencia de post-pandeo de las láminas de acero, la falla está controlada por una combinación de pandeo local con el pandeo de miembro. El pandeo local afecta primordialmente a la sección efectiva en elementos atiesados, y al esfuerzo admisible en elementos no atiesados.

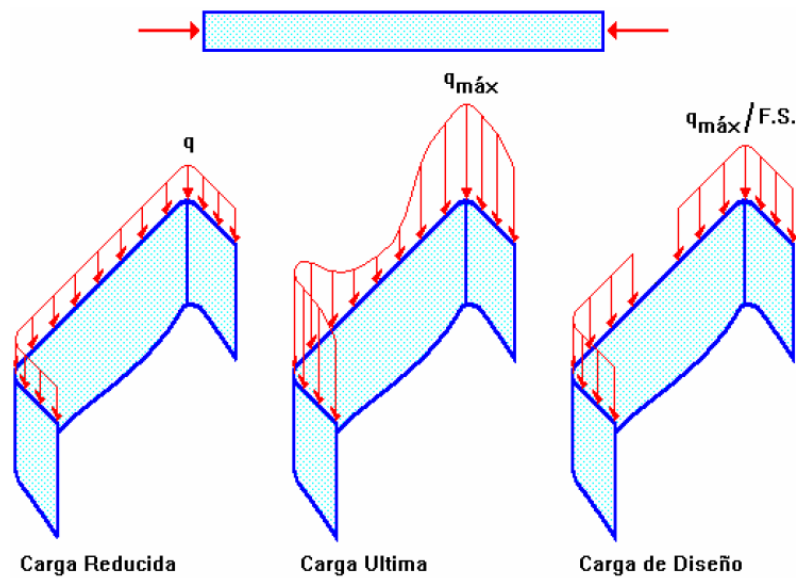


Figura 22: Distribución de Cargas en los perfiles

Donde: F.S.: factor de seguridad

2.3.1.2.14. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES:

Las propiedades de las secciones (área, inercia, módulo resistente, radio de giro, etc.), utilizadas en el análisis y diseño estructural deben ser calculadas con base en la sección reducida por los criterios de diseño es decir con el ancho efectivo de diseño **b**.

Elementos conformados en frío, sin rigidizar no atiesados, sujetos a pandeo local

Para diseñar tales elementos, se calcula las propiedades de la sección.

Para ello se calcula el esfuerzo reducido permisible a compresión (F_c) que se calcula como veremos a continuación.

Dependiendo de la relación w/t tendremos:

$$\text{Para } \frac{w}{t} < \frac{531}{\sqrt{F_y}} \quad \Rightarrow \quad F_c = 0.60 F_y$$

$$\text{Para } \frac{531}{\sqrt{F_y}} < \frac{w}{t} < \frac{1208}{\sqrt{F_y}} \quad \Rightarrow \quad F_c = F_y * \left(0.767 - 3,15 \times 10^{-4} \frac{w}{t} \sqrt{F_y} \right)$$

$$\text{Para } \frac{1208}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{w}{t} < 25 \quad \Rightarrow \quad F_c = \frac{562961}{\left(\frac{w}{t}\right)^2}$$

Para puntales de ángulo con w/t entre 25 y 60

$$F_c = \frac{562961}{\left(\frac{w}{t}\right)^2}$$

Para las demás secciones con w/t entre 25 y 60

$$F_c = 1393 - 19,7 \frac{w}{t}$$

Elementos conformados en frío, rigidizados o atiesados, sujetos a pandeo local

Para esta clase de elementos se aplican las anteriores relaciones pero en vez de w se utilizará el ancho efectivo b .

Relaciones Ancho / Espesor Límites:

Las máximas relaciones ancho / espesor admisibles, debido al efecto del pandeo local, en elementos de lámina delgada, sin considerar la presencia de atiesadores intermedios, son:

Elementos comprimidos atiesados con un extremo conectado a un labio atiesador.....	$(w/t) \leq 60$
Elementos comprimidos atiesados con un extremo conectado a un atiesador exterior.....	$(w/t) \leq 90$
Elementos comprimidos atiesados por almas o alas en los dos extremos...	$(w/t) \leq 200$
Elementos no atiesados.....	$(w/t) \leq 60$

2.3.1.2.15. Falla por Pandeo Torsional

Se produce en perfiles abiertos cuya rigidez a la torsión es considerablemente menor que su rigidez a la flexión.



Figura 23: Perfiles con menor rigidez a la torsión

Factor de Forma:

La influencia del pandeo local sobre el comportamiento de los miembros se traduce en el factor de forma Q , que se calcula de la siguiente manera:

Miembros Compuestos Totalmente por Elementos Atiesados:

$$Q = \frac{A_{EF}}{A_{TOT}}$$

Donde :

A_{EF} : área efectiva de diseño basada en anchos efectivos de los elementos.

A_{TOT} : área total basada en la geometría de los elementos.

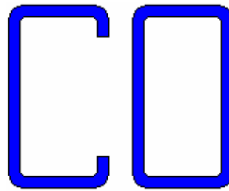


Figura 24: Perfiles elementos atiesados

2.3.1.2.16. ESFUERZOS ADMISIBLES EN MIEMBROS A COMPRESIÓN:

Miembros no Sometidos a Pandeo Torsional o Pandeo Torsio-Flexionante:

En secciones doblemente simétricas, secciones cerradas y secciones arriostradas contra la torsión.

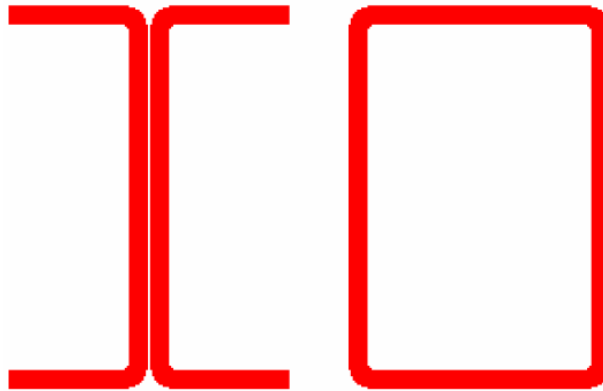


Figura 25: Elementos simétricos

El esfuerzo promedio de trabajo se calcula con la siguiente expresión:

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

Donde:

P : fuerza axial

A : área transversal total

El esfuerzo promedio no debe exceder de los siguientes valores admisibles, según el caso:

$$a) \quad \text{Si } \frac{kL}{r} \leq \frac{Cc}{\sqrt{Q}}$$

$$F_{ADM} = 0.522 * Q * Fy - \left[\frac{Q * Fy * \left(\frac{kL}{r}\right)}{12533} \right]^2$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 * E}{Fy}}$$

Cc : esbeltez crítica por deformación por pandeo

F_{ADM} :esfuerzo admisible

Q :factor de forma

$$b) \quad \text{Si } \frac{kL}{r} \leq \frac{Cc}{\sqrt{Q}}$$

$$F_{ADM} = \frac{10\,689\,000}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

Si Q=1; el espesor t es superior a 2.4 mm; y $\frac{kL}{r} \leq Cc$:

$$F_{ADM} = \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}{2 * (Cc)^2} \right] * Fy}{\frac{5}{3} + \frac{3\left(\frac{kL}{r}\right)}{8Cc} - \frac{\left(\frac{kL}{r}\right)^3}{8(Cc)^3}}$$

2.3.1.2.17. ESFUERZOS DE CORTE EN ALMAS:

El máximo esfuerzo cortante promedio en almas planas no debe exceder de los siguientes valores, según el caso:

$$\text{a) Si } \frac{h}{t} \leq 1988 \sqrt{\frac{kv}{F_y}}$$

$$F_v = \frac{549.7 \sqrt{kv * F_y}}{\frac{h}{t}} \leq 0.40 F_y$$

$$\text{b) Si } \frac{h}{t} > 1988 \sqrt{\frac{kv}{F_y}}$$

$$F_v = \frac{1097772}{\left(\frac{h}{t}\right)^2}$$

Donde:

$kv = 5.34$ para almas sin rigidizadores transversales

$kv = 4.00 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$ para almas con atiesadores transversales, si $\frac{a}{h} < 1.0$

$kv = 5.34 + \frac{4.00}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$ para almas con atiesadores transversales, si $\frac{a}{h} > 1.0$

F_v : esfuerzo cortante promedio máximo en el alma

a : distancia entre atiesadores transversales

h : altura del alma

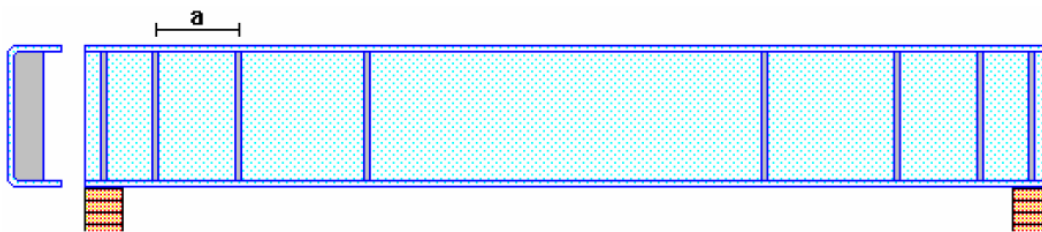


Figura 26: Corte en almas

Flexión en Almas:

a) Vigas con Alas Atiesadas:

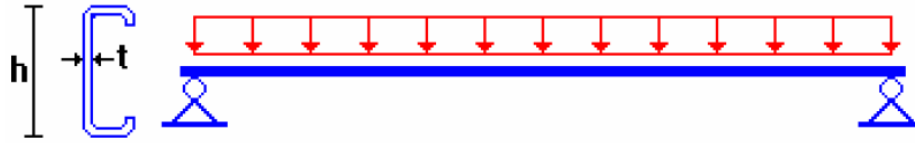


Figura 27: Viga sometida a carga distribuida con alas atiesadas

El mayor esfuerzo admisible de compresión en almas sometidas a flexión es:

$$Fbw = \left[1.21 - 0.0000405 \left(\frac{h}{t} \right) \sqrt{Fy}(0.60Fy) \right] \leq 0.60 Fy$$

b) Vigas con Alas no Atiesadas:

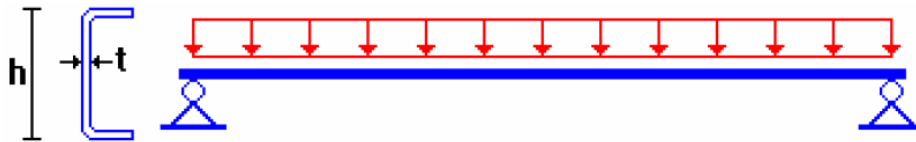


Figura 28: Viga sometida a carga distribuida con alas No atiesadas

El esfuerzo admisible de compresión en las almas es:

$$Fbw = \left[1.26 - 0.0000608 \left(\frac{h}{t} \right) \sqrt{Fy}(0.60Fy) \right] \leq 0.60 Fy$$

2.3.1.2.18. FLEXIÓN Y CORTE EN ALMAS:

En sitios donde existen esfuerzos de flexión y corte combinados, se debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\left[\frac{fbw}{Fbw} \right]^2 + \left[\frac{fv}{Fv} \right]^2 \leq 1.00$$

Donde:

f_{bw} : esfuerzo de compresión por flexión

f_v :esfuerzo de corte promedio en el alma

F_{bw} : esfuerzo admisible de compresión por flexión

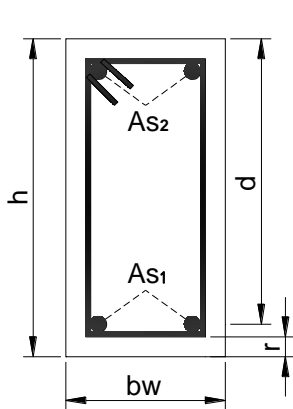
F_v :esfuerzo admisible de corte.

2.3.2.1. ESTRUCTURA DE SUSTENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Todos los elementos de hormigón armado que forman parte de la estructura de sustentación en general serán resueltos y analizados en base a métodos matriciales de rigidez, debido a que son métodos utilizados por el programa de cálculo CYPECAD 2012 con los parámetros de diseño por defecto de la normativa CBH - 87 normativa boliviana .

2.3.2.1.1. DISEÑO A FLEXIÓN DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO.-

Cálculo de la armadura a flexión simple:



$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Donde:

μ_d = Momento reducido de cálculo.

M_d = Momento de diseño (envolvente).

b_w = Ancho de la viga.

d = Canto útil.

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

Caso 1: $\mu_d < \mu_{lim}$ No requiere armadura en compresión

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite así como indica la condición, la sección no necesita armadura en el área de compresiones, sólo se deberá disponer armadura que resista los esfuerzos de tracción producidos por los momentos flectores envolventes de cálculo en base a la siguiente ecuación:

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

w = Cuantía mecánica (función del momento reducido de cálculo μ_d interpolado en la tabla universal de cálculo para flexión simple o compuesta).

b_w = Ancho del elemento que se analiza.

d = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de las barras de refuerzo.

f_{cd} = Resistencia minorada de diseño del hormigón.

f_{yd} = Resistencia minorada de diseño del acero.

Caso 2: $\mu_d > \mu_{lim}$ Requiere armadura en compresión

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite así como indica la condición, la sección necesita armadura en el área de compresiones, la armadura que resista los esfuerzos de tracción producido por los momentos flectores de cálculo se determina en base a las siguientes ecuaciones:

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - f} \quad w_{s1} = w_{lim} + w_{s2} \quad f = \frac{r}{d}$$

Donde:

w_{lim} = Cuantía geométrica límite (tabla 18)

μ_d = Momento reducido de cálculo

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

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

f = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

$$A_{s1} = w_{s1} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = w_{s2} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

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

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

2.3.2.1.2. CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA.-

$$A_{s_{\min}} = w_{s_{\min}} * A_c$$

A_c = Área total de la sección.

$w_{s_{\min}}$ = Cuantía geométrica mínima en flexión.

Tabla 12: Cuantías Geométricas Mínimas

ELEMENTO	POSICIÓN	AH 215	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares		0.008	0.006	0.005	0.004
Losa		0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Vigas		0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Muros	Armadura horizontal	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura vertical	0.005	0.004	0.0032	0.0028

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Tabla 13: Tabla Universal para Flexión Simple o Compuesta

ξ	μ	w	$\frac{w}{f_y d} \cdot 10^2$		
0.0890	0.0300	0.0310		D O M I N I O 2	
0.1042	0.0400	0.0415			
0.1181	0.0500	0.0522			
0.1312	0.0600	0.0630			
0.1438	0.0700	0.0739			
0.1561	0.0800	0.0849			
0.1667	0.0886	0.0945			
0.1685	0.0900	0.0961			
0.1810	0.1000	0.1074			
0.1937	0.1100	0.1189			
0.2066	0.1200	0.1306			
0.2197	0.1300	0.1425			
0.2330	0.1400	0.1546			
0.2466	0.1500	0.1669			
0.2593	0.1592	0.1785			
0.2608	0.1600	0.1795			
0.2796	0.1700	0.1924			
0.2987	0.1800	0.2055			
0.3183	0.1900	0.2190			
0.3382	0.2000	0.2327			
0.3587	0.2100	0.2468			
0.3797	0.2200	0.2613			
0.4012	0.2300	0.2761			
0.4233	0.2400	0.2913			
0.4461	0.2500	0.3070			
0.4500	0.2517	0.3097			
0.4696	0.2600	0.3231			
0.4938	0.2700	0.3398			
0.5189	0.2800	0.3571			
0.5450	0.2900	0.3750			
0.5722	0.3000	0.3937			
0.6005	0.3100	0.4132			
0.6168	0.3155	0.4244	0.0929	B 500 S	
0.6303	0.3200	0.4337	0.1006		D O
0.6617	0.3300	0.4553	0.1212		
0.6680	0.3319	0.4596	0.1258	B 400 S	
0.6951	0.3400	0.4783	0.1483	M I N I O 4	
0.7308	0.3500	0.5029	0.1857		
0.7695	0.3600	0.5295	0.2404		
0.7892	0.3648	0.5430	0.2765		
0.8119	0.3700	0.5587	0.3282		
0.8596	0.3800	0.5915	0.4929		
0.9152	0.3900	0.6297	0.9242		
0.9844	0.4000	0.6774	5.8238		

Tabla 14: Valores Límites

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

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.3.2.1.3. CÁLCULO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL.-

Vd = Cortante de diseño (Envolvente)

b_w = Ancho del elemento que se analiza

d = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de gravedad de las barras de refuerzo.

fcd = Resistencia minorada de diseño del hormigón.

fyd = Resistencia minorada de diseño del acero.

t = Longitud cualquiera de la pieza en la que se toma A_α (barras inclinadas más estribos).

A_α = Área de barras inclinadas más estribos.

S = Separación entre ejes de los estribos.

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

$$fvd = 0,50 * \sqrt{fcd}$$

Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

$$Vcu = fvd * bw * d$$

Cortante último por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón

$$Vou = 0,30 * fcd * bw * d$$

Si: $Vd \leq Vcu$

$$Asmin = 0,02 * bw * t * \frac{fcd}{fyd}$$

$$\text{Si: } V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

Si no cumple esta condición, entonces se debe cambiar la sección.

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

Armadura necesaria para resistir a cortante:

$$A_s = \frac{V_{su} * S}{0,90 * d * f_{yd}}$$

2.3.2.1.4. DISEÑO DE PILARES DE HORMIGÓN ARMADO.-

Excentricidad Mínima de cálculo.-La excentricidad mínima ficticia en la dirección principal más desfavorable, será igual al mayor de los siguientes valores:

$$e_a = \frac{h}{20}; 2cm$$

Donde:

h = Canto en la dirección considerada

Disposiciones relativas a las armaduras.- Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los pilares deben ser igual o mayor a 20 cm si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular.

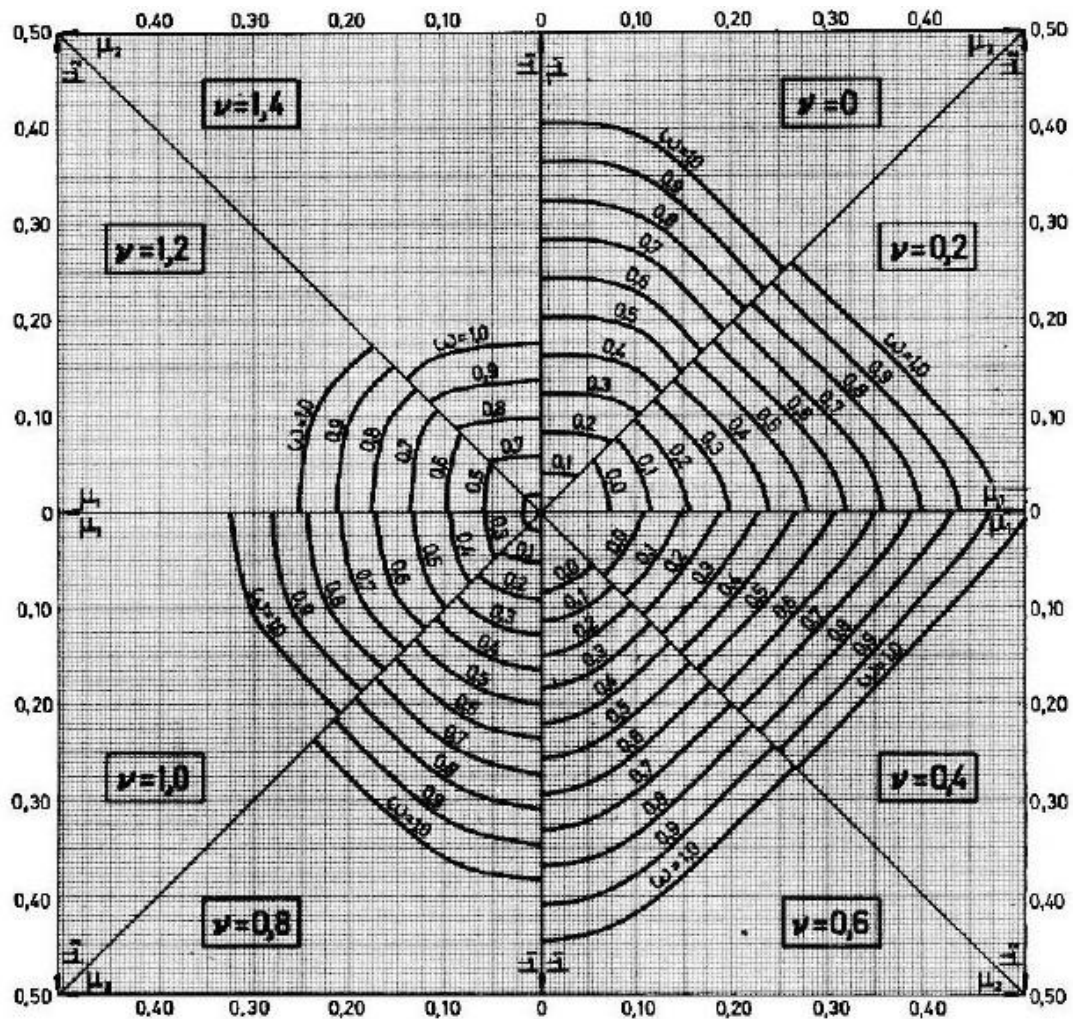
Armaduras longitudinales.- Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12mm y se situarán en las proximidades de las caras de los pilares, debiendo disponerse por lo menos de una barra en cada esquina de la sección.

- La separación máxima entre dos barras de la misma cara, no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm. de sus contiguas, debe arriostrarse mediante estribos, a manera de evitar el pandeo de la misma. Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor a 2 cm. que el mayor diámetro y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.
- Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre 2 y 5 cm., no tienen que ser inferiores al diámetro de las barras ni al tamaño máximo del árido.

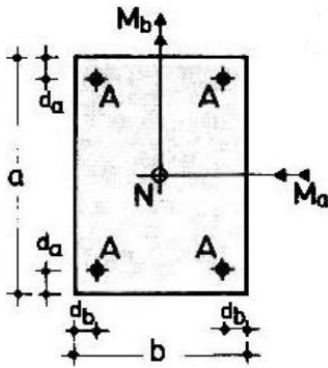
Armadura Longitudinal.-

El uso de los ábacos adimensionales en roseta para flexión esviada, obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x , M_y). Estas superficies pueden representarse mediante curvas que resultan al cortar por los planos $N = \text{cte}$. En cada hoja pueden agruparse 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 (ν , μ_x , μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

Figura 29: Ábaco adimensional en roseta de Grasser



FUENTE: Hormigón Armado (Jiménez Montoya Edición 14°)



Acero de dureza natural

$$f_{yk} = 4078,87 \frac{kp}{cm^2}$$

$$A_c = a \cdot b$$

$$A_{tot} = 4 \cdot A$$

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{A_c \cdot a \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_b = \frac{M_{bd}}{A_c \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad w = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Si: $\mu_a > \mu_b$

$$\mu_1 = \mu_a; \mu_2 = \mu_b$$

Si: $\mu_a < \mu_b$

$$\mu_1 = \mu_b; \mu_2 = \mu_a$$

Armaduras Transversales.- 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, porque 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. De todas formas es aconsejable no adoptar para s valores mayores de 30 cm. Por otra parte, a objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación s entre planos de cercos o estribos debe ser: $s \leq 15\emptyset$.

Siendo \emptyset = El diámetro de la barra longitudinal más delgada. En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgos sísmicos o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación s no debe ser superior a $12\emptyset$. El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro que corresponde a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6mm.

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 o 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. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla en función de la sustentación de la pieza.

Tabla 15: Longitud de pandeo $Lo=K*L$ de las piezas Aisladas

Sustentación de la pieza de longitud f.	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 - Soportes empotrados	0.70
-Otros casos	0.90

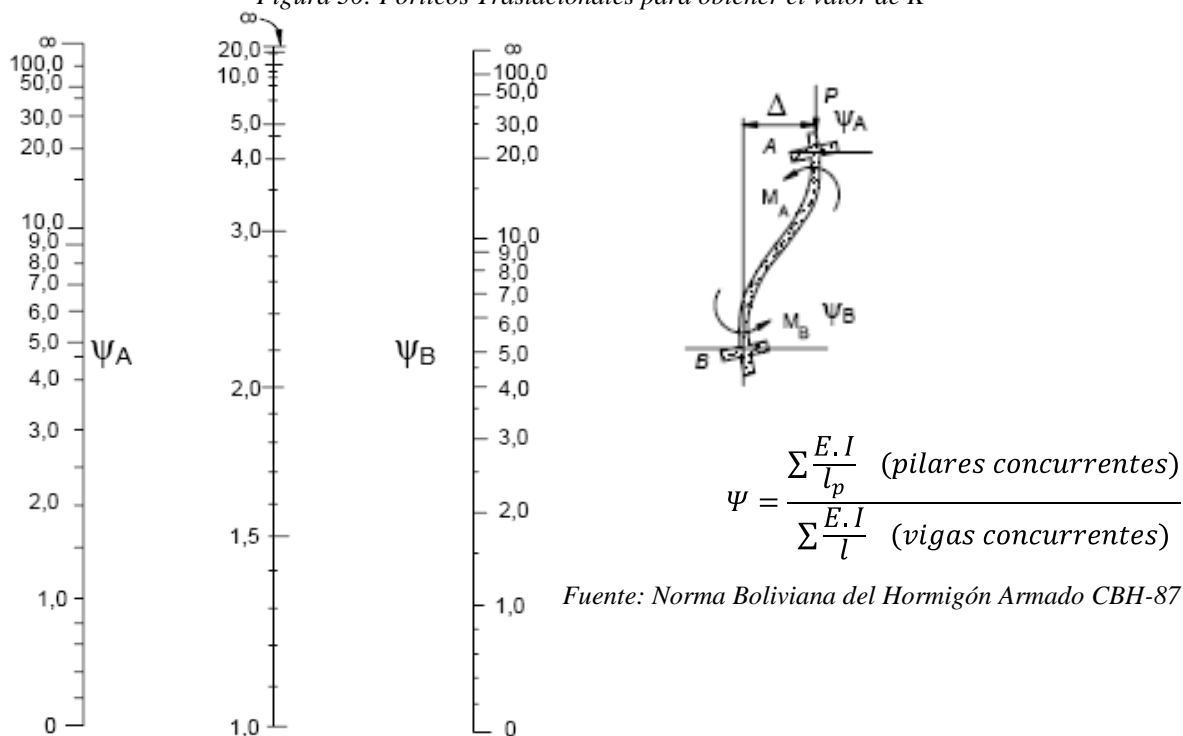
FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

La longitud de pandeo de un pilar está en función de las rigideces de los pilares y vigas que concurren a ésta.

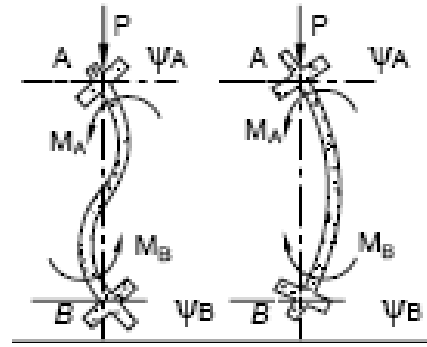
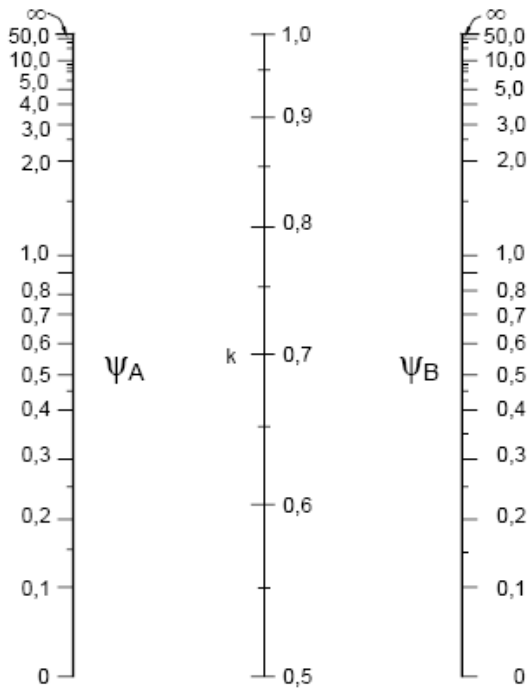
Para poder determinar la longitud de pandeo, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Longitud de pandeo } l_o = k * l \quad (k \text{ se obtiene entrando con } \psi)$$

Figura 30: Pórticos Traslacionales para obtener el valor de K



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87



$$\psi = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{l_p} \text{ (pilares concurrentes)}}{\sum \frac{E \cdot I}{l} \text{ (vigas concurrentes)}}$$

Figura 31: Pórticos Intraslacionales para obtener el valor de K

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.3.2.1.5. CIMENTACIONES.-

Parámetros de cálculo:

N_d = Carga normal transmitida a la cimentación.

a'_1 y b'_1 = Dimensiones del pilar

M_a = Momento de diseño de las zapatas en la dirección X-X

M_b = Momento de diseño de las zapatas en la dirección Y-Y

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón.

f_{yk} = Resistencia característica del acero.

γ_f = Coeficiente de mayoración de las cargas

σ_{adm} = Capacidad admisible del suelo.

$$N^* = N_d * 1.05 \quad (\text{Mayoración de la carga axial de diseño})$$

Verificación al deslizamiento:

δ = Ángulo de rozamiento interno de suelos sin cohesión

φ = Ángulo de rozamiento de diseño

PP = Peso Propio de la zapata

$$\varphi = \frac{2}{3} \delta$$
$$\gamma \leq \frac{N + PP \cdot \tan \varphi}{V_y} < 1,5$$

Verificación y punzonamiento:

v = Distancia entre la cara externa de la columna y la cara externa de la zapata.

$\gamma_f = 1,6$ Coeficiente de mayoración de cargas.

Como: $1,5b > v$ la verificación se debe realizar por punzonamiento:

$$fvd = 0,5 \cdot \sqrt{fcd} \quad \frac{\gamma_f \cdot N \cdot (b+b'+d) \cdot (a-a'-d)}{a' \cdot b'} \leq 2 \cdot fvd \cdot (b' + d) \cdot h$$

Verificación de la armadura:

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \left(\frac{a - a_0}{2} + 0,15 \cdot a_0 \right)^2$$

Verificación de la adherencia:

$$Vd = \frac{\gamma_f \cdot N}{a} \cdot \left(\frac{a - a'}{2} + 0,15 \cdot a' \right)$$

$$\tau_b = \frac{Vd}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \emptyset} \leq \tau_{bd} = 0,69 \cdot \sqrt[3]{fck^2}$$

2.3.3. CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN ARMADO.-

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicaran las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

2.3.3.1. HORMIGÓN.-

Las propiedades más importantes que deben considerarse son:

- Resistencia a la compresión
- Trabajabilidad del hormigón fresco
- Peso Específico

2.3.3.1. 1. RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN.-La resistencia característica de proyecto f_{ck} es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión como base de los cálculos, asociado en este Código a un nivel de confianza del 95 %; se denomina también, resistencia especificada.

2.3.3.1. 2. RESISTENCIA MÍNIMA DEL HORMIGÓN EN FUNCIÓN DE LA DEL ACERO

Tabla 16: Resistencia del Hormigón en Función del Tipo de Acero

Tipo de acero	Solicitación	Valor mínimo de la resistencia de proyecto del hormigón, a los 28 días, f_{ck} , en MPa	Tipo de hormigón
AH 215 L	Estática	12.5	H 12.5
AH 400	Estática	15	H 15
	Dinámica	20	H 20
AH 500	Estática	17.5	H 17.5
	Dinámica	20	H 20
AH 600	Estática	20	H 20
	Dinámica	20	H 20

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

Se considerará como resistencia de cálculo del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción f_{yd}), al valor de la resistencia característica de proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración γ_c .

2.3.3.1. 3. MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial E_0 del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real), a la edad de j días, puede tomarse igual a:

$$E_0 = 6640\sqrt{f_j} : \text{ en MPa} \quad E_0 = 21000\sqrt{f_j} : \text{ en kgf/cm}^2$$

Donde:

f_j = resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad y debe expresarse en kgf/cm^2 o en MPa, según corresponda.

Retracción.-

Es el fenómeno que produce una reducción del volumen de la pieza de hormigón a lo largo del tiempo, por la pérdida del agua entre las fibras externas y las fibras internas de dicha pieza. En general, como valor de retracción para elementos de hormigón armado, y en condiciones medias, puede admitirse 0.25 mm. por metro.

Para una evaluación más precisa del valor de la retracción, habría que tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial: el grado de humedad del ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón, la cuantía de armaduras y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno. Por lo tanto, para la determinación del valor de la retracción se pueden seguir las siguientes fórmulas empíricas:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_1 \times \varepsilon_2 \times \beta_t \quad e = \alpha \times \frac{2 \times A}{\mu} \quad \varepsilon_2 = 0.70 \times \frac{e+16}{e+18} \quad \varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_t}{1 + \eta \times \rho}$$
$$\eta = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho = \frac{A_s}{A_c}$$

Donde:

ε_t = Retracción del hormigón en masa.

ε_{st} = Retracción del hormigón armado.

ε_1 = Coeficiente que depende del medio ambiente donde se va ejecutar la obra

ε_2 = Coeficiente que depende del espesor ficticio.

β_t = Coeficiente que depende de la evolución de la retracción con el pasar del tiempo

μ = Perímetro de lo que está expuesto al medio ambiente.

A = Área de la sección transversal de la pieza.

A_s = Área de acero.

A_c = Área del hormigón en masa.

Tabla 17: Valor Medio de la Retracción y Valor del Coeficiente α

Ambiente	Humedad relativa aproximada	ε_t	α
En el agua	100 por100	$+10 \times 10^{-3}$	30
En atmósfera muy húmeda	90 por100	-13×10^{-3}	5
En ambiente medio	70 por100	-32×10^{-3}	1.5
En atmósfera seca	40 por100	-52×10^{-3}	1.0

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

2.3.3.2. ACERO.-

2.3.3.2. 1. RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL ACERO.-

La resistencia característica del acero f_{yk} , se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción (aparente f_y , o convencional al 0.2% $f_{0.2}$).

2.3.3.2. 2. MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL

Para todas las armaduras tratadas en la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87), como módulo de deformación longitudinal, se tomará:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

2.3.3.2. 3. RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO.-

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

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

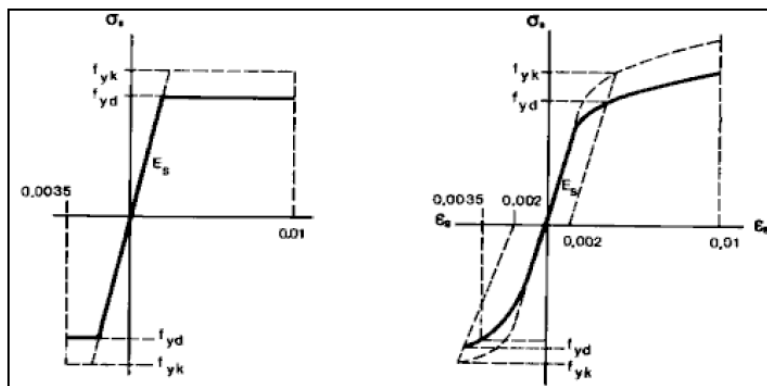
Donde:

f_{yk} = resistencia característica del acero

γ_s = coeficiente de minoración, definido en el tabla 26.

Diagramas de Cálculo Tensión-Deformación

Los diagramas de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón $1/\gamma_s$.(Véase Figura 17)



FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

Figura 32: Diagramas de Cálculo Tensión-Deformación del Acero

Adherencia de las Armaduras

La adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y la armadura a lo largo de toda la longitud de ésta, y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos¹. Si no existiese la 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, con lo que, al fisurarse este, sobrevendría bruscamente la rotura.

Para garantizar la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, la tensión tangencial de adherencia τ_b , producida por el esfuerzo cortante de cálculo V_d , en una viga de canto útil d , con armadura compuesta de n barras, cada una de perímetro u , tiene que cumplirse la limitación:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 \times d \times n \times u} \leq \tau_{bd}$$

Donde:

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia, definida en la Norma Boliviana del Hormigón Armado y para zapatas.

2.3.3.2. 4. COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS.-

2.3.3.2. 4. 1. DISTANCIA ENTRE BARRAS DE ARMADURAS PRINCIPALES.-

La Norma Boliviana del Hormigón Armado recomienda que “La disposición de armaduras debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza, de manera que todas las barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta, en su caso, las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos”.

2.3.3.2. 4. 2. DISTANCIA A LOS PARÁMENTOS.-

El recubrimiento geométrico de una barra es la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. Su objetivo es el de proteger las armaduras, ya sea de la corrosión, como de la posible acción del fuego.

Se recomienda a continuación unas limitaciones de recubrimientos:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a su diámetro o a los 6/5 del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros.

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

Tabla 18: 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	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

2.3.3.2. 4. 3. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS.-

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

$$\ell_{bI} = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm} \quad \ell_{bII} = 1,4 \cdot m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \phi \geq 15 \text{ cm}$$

Donde:

ℓ_{bI} = Longitud de anclaje mínima necesaria para la transmisión de esfuerzos al hormigón en barras en posición de tracción.

ℓ_{bII} = Longitud de anclaje mínima necesaria para la transmisión de esfuerzos al hormigón en barras en posición de tracción.

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

ϕ = Diámetro de la armadura de acero.

f_{yk} = Resistencia de característica del acero.

τ_{bu} = Tensión de adherencia última del hormigón.

Para aceros lisos: $\tau_{bu} = 0.90 \times \sqrt{f_{cd}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)};$ $\tau_{bu} = 0.28 \times \sqrt{f_{cd}} \text{ (MPa)}$

Para aceros corrugados: $\tau_{bu} = 0.90 \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (kgf/cm}^2\text{)};$ $\tau_{bu} = 0.40 \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (MPa)}$

Donde:

f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón.

Para el cálculo de la longitud de anclaje cuando la armadura real es mayor que la necesaria, se utiliza la siguiente fórmula:

$$\ell_{neta} = 0,7. \ell_b \geq 10 \varnothing \geq 15\text{cm}$$

En el caso de barras, usadas juntas, los valores del largo de anclaje, deben ser mayorados:

- Para 2 barras juntas, en un 20 %.
- Para 3 barras juntas o más, en un 33%.

2.3.3.2. 4. 4. EMPALMES DE LAS ARMADURAS.-

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

Los empalmes podrán realizarse por traslapo o por soldadura.

2.3.3.2. 4. 5. EMPALMES POR TRASLAPO.-

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

2.3.3.2. 4. 6. EMPALMES SIN GANCHOS:

$$l_v = \psi \times l b_1$$

El tamaño del empalme es igual al tamaño de anclaje corregido por un coeficiente ψ que lleva en cuenta, la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.

2.3.3.2. 4. 7. EMPALMES CON GANCHOS:

$$l_v = (\psi \times l b - 15 \times \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 15 \times \phi \\ 0.50 \times l b_1 \end{bmatrix} \quad l_v = (\psi \times l b - 10 \times \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 10 \times \phi \\ 0.50 \times l b_1 \end{bmatrix}$$

(Para aceros lisos)

(Para aceros corrugados)

2.3.3.2. 4. 8. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE ψ :

El coeficiente ψ depende de los siguientes factores:

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme, también depende de la distancia “a” que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas, en la misma sección transversal.
- También depende la distancia “b” que la distancia de la barra empalmada desde el extremo hasta la parte externa de la pieza. (Ver Figura 33)

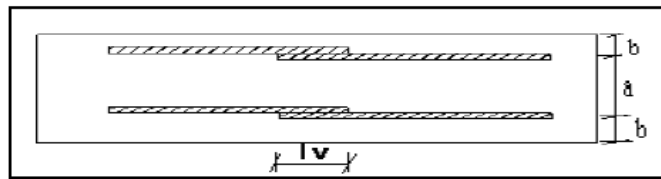


Figura 33: empalme por Traslapeo

Tabla19: Valores del Coeficiente Ψ

Distancia “a”	Distancia “b”	Coeficiente Ψ				
		Porcentaje máximo de barras empalmadas				
		20%	25%	33%	50%	>50%
$a \leq 10 * \emptyset$	$b \leq 5 * \emptyset$	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
$a > 10 * \emptyset$	$b > 5 * \emptyset$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

2.3.3.2. 4. 9. 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 de los utilizados en dicho 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 codo.

Tabla 20: Radios de Curvatura para Ganchos y 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: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

- 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
- 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 de la armadura principal son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 21: Radios de Curvatura de la Armadura Principal

Acero	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
Radio mínimo	5 Ø	6 Ø	6 Ø	7.5 Ø	9 Ø

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

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

- 2 capas de hierro doblado aumentar 50%, 3 capas de hierro doblado aumentar 100%

2.3.3.2. 4. 10. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Para la realización de cálculos para los elementos de hormigón armado, se utilizarán coeficientes de minoración de resistencia de los materiales y coeficientes de mayoración de las cargas y acciones en general.

2.3.3.2. 4. 11. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

Tabla 22: Coeficientes de Minoración

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		intenso	-0.05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0
		intenso	-0.10

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

Tabla 23: Coeficientes de Mayoración

Coeficientes básicos	Nivel de control y daños previsible		Corrección
$\gamma_t = 1,60$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10
	Daños previsible en caso de accidentes	Mínimos	-0.10
		Normal	1
		Intenso	+0.20

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

2.3.3.2. 4. 12. HIPÓTESIS DE CARGA MÁS DESFAVORABLES

Las distintas comprobaciones a realizar, se deben efectuar para la hipótesis de carga más desfavorable, es decir, para aquella combinación de acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzcan los efectos más adversos en relación con cada uno de los estados límites.

SE UTILIZARÁN LAS SIGUIENTES HIPÓTESIS DE CARGA:

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

Donde:

$$\text{Hipótesis II: } 0.90(\gamma_{fg} \times G + y_{fq} \times Q) + 0.90 \times \gamma_{fq} \times W$$

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 nieve, del suelo, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto la sísmicas.

W = Valor característico de la carga del viento.

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad, para el estudio de los estados límites últimos son los siguientes:

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

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

- Coeficiente de ponderación de las acciones:

De efecto desfavorable..... $\gamma_{tg} = \gamma_{tG} = 1,60$

De efecto favorable { Permanente..... $\gamma_{tg} = 0,90$
Variable..... $\gamma_{tG} = 0$

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y el hormigón y de ponderación para las acciones según el nivel de control adoptado y los daños previsibles.

2.3.4. CARGAS PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.-

Tabla 24: Cargas Permanentes

Peso específico de materiales de construcción	Peso específico aparente [kg/m³]
Piedras artificiales	
Ladrillo cerámico hueco	1000
Baldosa cerámica	1800
Yeso y escayola	1250
Hormigones	
Armado	2500
En masa	2300
Peso de elementos constructivos	Peso [kg/m²]
Revestimiento (por cm de grueso)	
Enfoscado o revoco de cemento	20
Guarnecido de yeso	12

Fuente: NBE-AE-88 (Acciones en la Edificación)

Tabla 25: Sobrecargas de Uso

Uso del elemento	Sobrecarga [kg/m²]
A. Azoteas	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
B. Viviendas	
Habitaciones de viviendas	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	Según norma
C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos.	300
Locales de reunión y espectáculo	500
Balcones volados	Según norma
D. Oficinas y comercios	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	Según norma
E. Edificios docentes	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según norma
F. Iglesias, edificios de reunión y espectáculos	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	Según norma

Fuente: NBE-AE-88 (Acciones en la Edificación)

2.3.5. CARGA DE VIENTO

DIRECCIÓN DEL VIENTO

Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Se considerará en cada caso la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables. Las estructuras se estudiarán ordinariamente bajo la actuación del viento en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos.

PRESIÓN DINÁMICA DEL VIENTO

El viento de velocidad v (m/s) produce una presión dinámica w (kg/m²): $w = \frac{v^2}{16}$

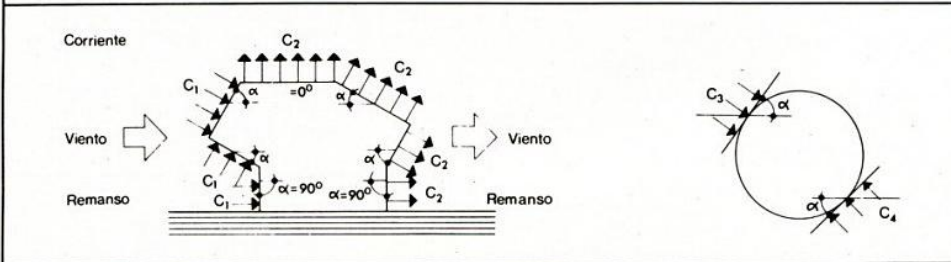
SOBRECARGA DEL VIENTO SOBRE UN ELEMENTO SUPERFICIAL

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria p [kg/m²] en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:

$$p = cw$$

Siendo w la presión dinámica del viento y c el coeficiente eólico, positivo para presión, o negativo para succión, que depende de la configuración de la construcción, de la posición del elemento y el ángulo α de incidencia del viento en la superficie.

Tabla 26: Coeficiente Eólico de Sobrecarga



Situación Angulo de incidencia del viento γ	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 $90^\circ - 0^\circ$	+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

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

Estudios de suelos

Los estudios de suelos fueron realizados en la comunidad de Emborozú en el área de emplazamiento de la infraestructura se propusieron seis pozos para realizar el ensayo; pero debido a que se encontraron piedras bolón en el lugar donde se excavaron los pozos sólo fue posible realizar 2 ensayos.

Por razones técnicas de aplicación y operabilidad del equipo se hizo el ensayo de un pozo cuyo resultado se utilizará para el presente módulo compuesto por tres bloques.

Ensayo de Penetración Normal SPT

De este ensayo realizado en campo obtuvimos un número de golpes corregido de **6**.

Clasificación de suelos:

Realizado los ensayos de granulometría y Límites de Atterberg se determinó el tipo de suelo **A-1 - a (0)** no plástico, y una humedad natural al momento del ensayo de **1,4%**.

Capacidad portante del terreno

Una vez obtenidos el valor de número de golpes corregido y la clasificación del suelo de los ábacos se determinó la capacidad portante con un valor de $2,16 \text{ kg/cm}^2$. Este valor se utilizará como capacidad portante para los tres bloques.

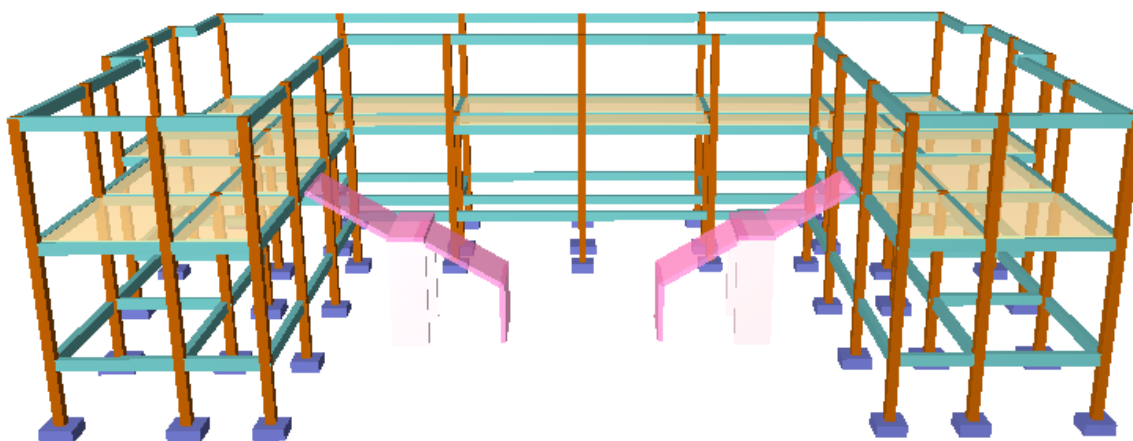
Análisis de Bloques

El Módulo II del proyecto de Unidad Educativa Emborozú está conformado por tres bloques respectivos un albergue, un minicoliseo y un comedor.

Para realizar la ingeniería del proyecto de una forma más enfocada analizaremos cada bloque por separado.

Bloque 1 Albergue

El albergue como se puede ver en los planos arquitectónicos es de dos plantas por ello se escogió una estructura de sustentación aporticada, como se muestra a continuación:

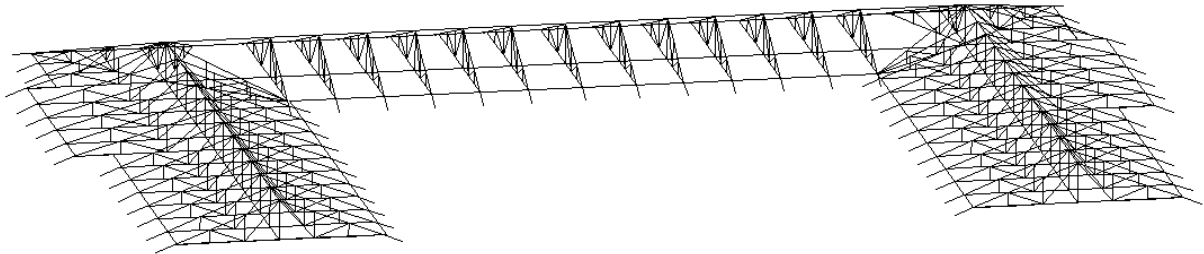


Ya que este tipo de estructura resulta más económica para edificaciones que tienen más de una planta.

Cubierta de Albergue

Para la cubierta del albergue se optó por una estructura de cerchas de madera y cubierta de tejas, porque las luces a cubrir no son muy grandes, ya que las luces no son muy grandes resulta técnica y económicamente factibles el uso de cerchas de madera siendo un material de fácil adquisición en la zona de emplazamiento del proyecto.

Se distribuyó las cerchas de la siguiente manera:



De esta distribución se dieron 7 tipos de cerchas diferentes que se diseñaron con su respectivo análisis estructural utilizando en el software Sap 2000 versión 14, una vez obtenidas las fuerzas internas en cada barra, se diseñó los elementos de las cerchas usando el Manual del Pacto Andino porque las especies de maderas a los cuales hace referencia esta norma son más acordes a nuestro medio.

La pendiente de la cubierta se asumió en **30 %** según recomienda los proveedores de tejas,

Primero analizamos las correas las cuales tendrán una sección de **2"x4"** (ver anexos detalle de diseño de estructuras de madera); los elementos internos con secciones de 2"x3" hasta 2"x4" de sección (ver detallamiento de planos de cerchas de diversos tipos); para las uniones se optó por pernos con placas las cuales son más seguras su y su funcionamiento es verificable (ver anexos de planos detallamiento de pernos y placas utilizados).

Estructura de sustentación

Como se indicó anteriormente se decidió diseñar una estructura aporticada la cual se realizó el diseño utilizando el software CypeCad 2012, y el diseño de los elementos que la componen se utilizó el código ACI 318-05, para la verificación de los elementos de H°A° se analizó también usando el software Sap 2000 versión 14, a fin de tener una perspectiva de si se encuentran bien o mal diseñados los elementos por el primer software utilizado.

Losas

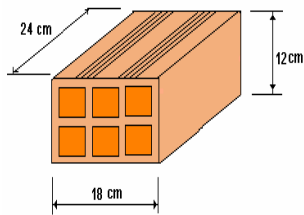
Para las mismas se propone losas alivianadas con viguetas pretensadas y complemento de plastoform por lo económico, y fácil ejecución en obra que resulta en comparación a las losas macizas.

Análisis de cargas en la estructura

Aplicación de Cargas.- Para el diseño de losas macizas se asumió una carga de uso de 200 kg/m² caracterizado en ambientes de viviendas ,50 kg/m² que tendrá el acabado de piso de cerámica esmaltada y el peso del cielo falso de revoque de yeso de 20 kg/ m² .

Debido a que existen muros no apoyados sobre vigas sino sobre losas calcularemos el peso de los mismos y la distribución de éstas entre las losas que se encuentran dichos muros.

PESO DE MURO DE LADRILLO 6 HUECOS. e=12 cm (INTERIOR)



- *Junta Vertical = 1 cm.*
- *Junta Horizontal = 2 cm.*
- *Mortero Dosificación 1 : 6* Número de

ladrillos en 1 ml Horizontal =

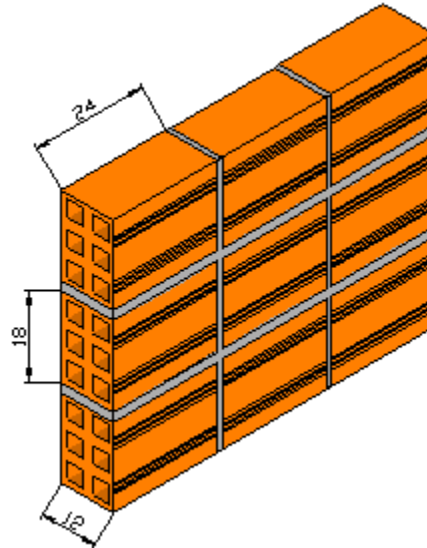
$$\frac{100cm}{25cm + 2cm} = 3.7 \frac{Pza}{ml}$$

Número de ladrillos en 1 ml

$$\text{Vertical} = \frac{100cm}{20cm + 1cm} = 4.76 \frac{Pza}{ml}$$

Número de ladrillos en 1 m² de muro =

$$3.7 * 4.76 = 17.762 \frac{Pza}{m^2} \approx 18 \frac{Pza}{m^2}$$



Volumen de ladrillo en 1 m² de muro = 18*12*24*20 = 103680 cm³/m².

Vol. de mortero en 1m² de muro = 100*100*12 - 103680 = 16320 cm³/m²= 0.0163 m³/m².

Del libro de Jiménez Montoya (7^{ma} edición) tabla 2.5 pag.668.

Peso de revestimiento por cm de espesor

- Enfoscado o revoco de cemento 20 kg/m².

Se sabe por catalogo que 1 ladrillo pesa = 3.7 kg (por unidad), el mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como = 2100 kg/m³, por lo que el peso de muro por m² es:

$$18 \frac{Pza}{m^2} * 3.7 \frac{Kg}{Pza} + 20 \frac{kg}{m^2 cm} * 1cm * 2 + 2100 \frac{kg}{m^3} 0.0163 \frac{m^3}{m^2} = 140.83 \frac{kg}{m^2}$$

Y para hallar el peso por metro lineal solo multiplicamos por la elevación del muro

Como la altura del muro es de 2,85 m. obtenemos:

$$carga\ lineal\ de\ muro = 140.83 * 2.8 = 401.36 \frac{kg}{m}$$

Como se puede apreciar en la figura las losas 5, 7, 18 y 19 tienen muros divisorios.

Resultados obtenidos

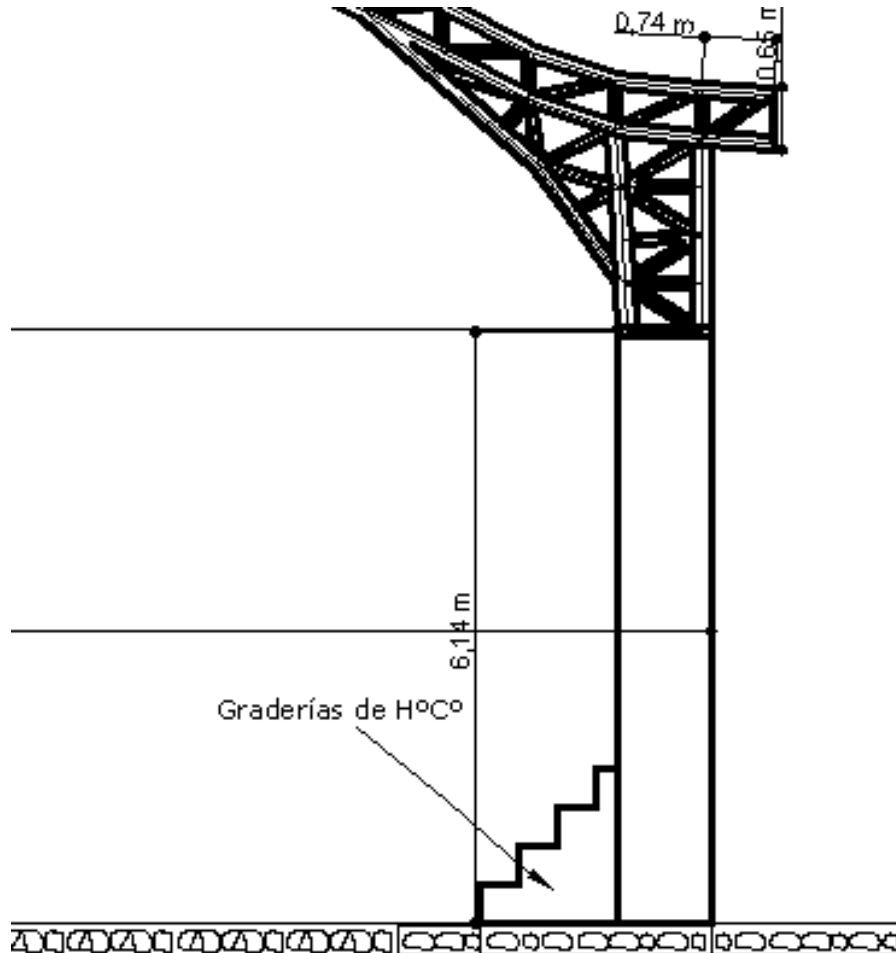
Tras el análisis que ejecutó el programa CypeCad 2012 se obtuvo:

Vigas de 20x30 que verificaron las solicitaciones antes detalladas (ver detalle de cálculo en anexos estructuras de H°A° diseño de vigas y detallamiento de armaduras en planos de albergue).

Columnas de 25x25 que verificaron las solicitaciones (ver detalle de cálculo en anexos estructuras de H°A° diseño de columnas y detallamiento de armaduras en planos de albergue).

Zapatas de 75x75, 80x80, 85x85, 90x90 que verificaron las solicitaciones (ver detalle de cálculo en anexos estructuras de H°A° diseño de columnas y detallamiento de armaduras en planos de albergue).

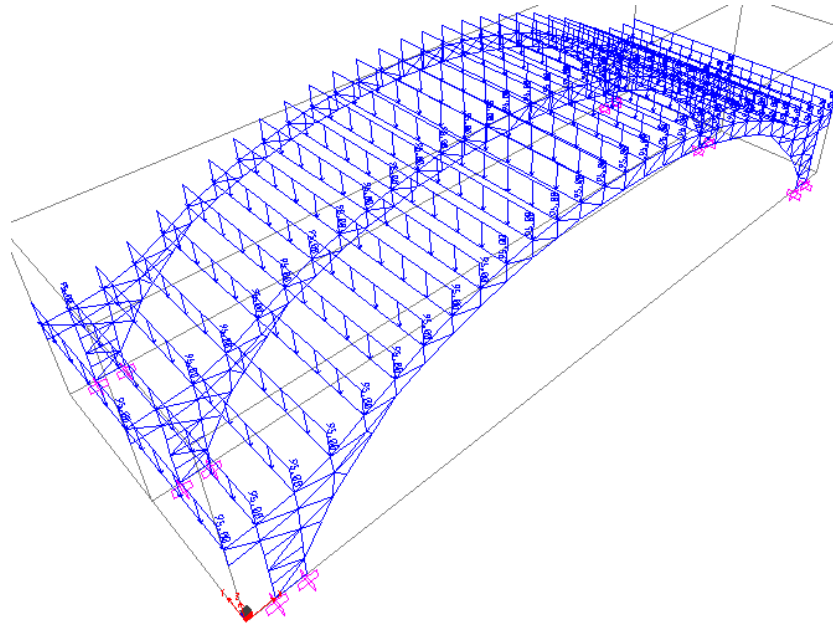
Bloque 2 Minicoliseo



El minicoliseo como se puede ver en el esquema anterior de parte de estructura (ver planos arquitectónicos para más detalle) la misma es bastante elevada por ello se escogió también una estructura aporticada y una cubierta metálica por las luces a cubrir son bastante grandes.

Cubierta de Minicoliseo

La estructura de cubierta se optó por una cubierta metálica en arco con calamina causa de la gran luz que se debe cubrir (ver planos arquitectónicos) la estructura tendrá la siguiente forma:



Para cubrir una luz de 24 m y una separación entre arcos de 4 y 4,5 en los extremos (ver detalle de ubicación y distancias de arco a arco en anexos plano estructural metálico), se hizo el análisis de la estructura utilizando el software Ram Advanced versión 10 y para su verificación se usó el programa Sap 2000 versión del cual se obtuvo las fuerzas internas y se procedió al diseño de algunos elementos de manera manual (ver detalle de cálculo en anexos diseño y verificación de elementos metálicos).

Tras el cálculo y la verificación se decidió por usar perfiles costanera soldados a fin de que cumpla con las solicitaciones máximas que se produjeron en el análisis:

Los perfiles que se usaran son costaneras de 100x50x2, 150x50x2 y 200x50x2 soldado con otro igual de forma cajón (ver anexos detalle de plano estructural metálico minicoliseo). Las uniones se harán con soldadura con arco por ser más económicas que las uniones empernadas.

Resultados obtenidos

Tras el análisis que ejecutó el programa CypeCad 2012 se obtuvo:

Vigas de 20x30 que verificaron las solicitaciones antes detalladas (ver detalle de cálculo en anexos estructuras de H°A° diseño de vigas y detallamiento de armaduras en planos de minicoliseo)

Columnas de 20x20 y 97x20 que verificaron las solicitaciones (ver detalle de armaduras en planos de minicoliseo).

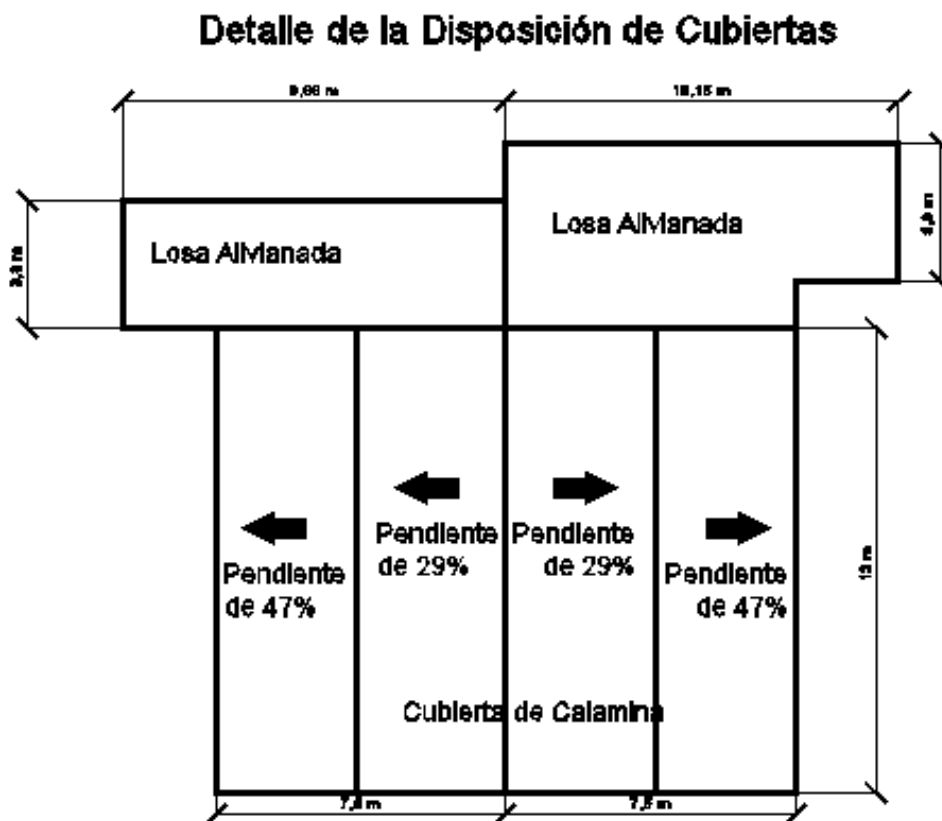
Zapatas de 70x70, 100x150 que verificaron las solicitaciones (ver detalle de armaduras en fundaciones planos de minicoliseo).

Bloque 3 Comedor

El comedor es una estructura de una sola planta por ello se decidió colocar una cimentación corrida en la parte de cocina y baños (ver anexos planos arquitectónicos).

Cubierta de Comedor

El comedor tiene una particularidad con los planos arquitectónicos se opto por una parte de cubierta metálica por la existencia de luz a cubrir relativamente grande de 15 m y para la parte de la cocina y baños por una cubrición de losa alivianada como se muestra a continuación:



Como se ve la cubierta metálica será a doble caída con las pendientes indicadas y se usará también perfiles metálicos laminados en frío por las ventajas que ofrecen.

La separación entre cerchas será de 4 m. y se cubrirá una luz de 15 m., los perfiles utilizados serán:

Costaneras de 100x50x2 y 150x50x2 soldado con otro igual de forma cajón (ver anexos detalle de plano estructural metálico comedor). Las uniones se harán con soldadura con arco por ser más económicas que las uniones empernadas.

Resultados obtenidos

Tras el análisis que ejecutó el programa CypeCad 2012 se obtuvo:

Vigas de 20x20 que verificaron las solicitaciones antes detalladas (ver detalle de cálculo en anexos estructuras de H°A° diseño de vigas y detallamiento de armaduras en planos de comedor).

Columnas de 20x20 y 70x20 que verificaron las solicitaciones (ver detalle de armaduras en planos de minicoliseo).

Zapatas de 150x200 que verificaron las solicitaciones (ver detalle de armaduras en fundaciones planos de comedor).

CONCLUSIONES

- La capacidad portante del suelo es bastante buena por lo que permite el dimensionamiento de fundaciones no demasiado costosas.
- La topografía del terreno no demasiado accidentada por lo cual no hay un movimiento de tierras significativo.
- Se idealizó la estructura de sustentación de cada bloque lo más aproximado a la realidad.
- Los perfiles laminados en frío son una gran alternativa como material de construcción para cubiertas de gran luz por su economía y peso.
- Acerca de la carga de viento; no resultó tan importante a la hora del diseño ya que en la zona no hay registro de grandes corrientes de viento.
- Se aplicó las normativas CBH-87, AISI y pacto Andino de acuerdo a cada caso requerido, con las consideraciones debidas.
- Se realizó con éxito el diseño de planos estructurales de los respectivos bloques de acuerdo a las escalas correspondientes.
- Se determinó el costo del proyecto con los siguientes costos en dólares por m² por bloque :
 - Bloque Albergue 250,30 \$us/m².
 - Bloque Minicoliseo 210,90 \$us/m².
 - Bloque Comedor 267,90 \$us/m².
- Se determinó el cronograma de ejecución de la obra por bloque:
 - Bloque Albergue 238 días.
 - Bloque Minicoliseo 244 días.
 - Bloque Comedor 174 días.
- Se cumplió con el objetivo general del proyecto de realizar el diseño estructural del Núcleo Educativo Emborozú Módulo II.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un nuevo estudio de suelos a la hora de emplazamiento del proyecto, para constatar los resultados de ensayos de suelos obtenidos para la elaboración del presente proyecto.
- Se recomienda realizar otro estudio topográfico a la hora de emplazamiento del proyecto de a fin de constatar la información obtenida del Municipio de Padcaya.
- Se recomienda respetar los planos constructivos para la ejecución de la obra.
- Se recomienda un estricto control de los materiales para la ejecución del proyecto, cemento, arena grava, gravilla y agua; con la finalidad de que los elementos estructurales de H° A° adquieran la resistencia requerida.
- En cuanto a los elementos de H° A° una vez vaciados en obra se recomienda un curado lo más frecuente posible para que los mismos no pierdan su resistencia característica.
- Los aceros deberán ser bastante controlados en cuanto almacenado por el peligro de la oxidación, ya que la región es bastante húmeda.
- De igual manera se debe tener un cuidado especial con las bolsas de cemento por la humedad ambiente de la región para evitar que las mismas fragüen antes de tiempo.
- Se debe hacer un riguroso control en las estructuras metálicas, en las uniones soldadas para que las mismas tengan una buena resistencia.