

## **CAPITULO I - ANTECEDENTES**

### **1.1 El Problema.-**

El crecimiento poblacional de la ciudad de Tarija en la última década representa el 30% según el último censo realizado el año 2012, por lo cual se nota claramente la llegada de mucha migración por el auge del gas y por los recursos económicos asignados al departamento de Tarija debido a las regalías del IDH, entre otros, factores que hablan claramente de un aumento considerable de la población, echo que afecta directamente al hacinamiento o saturación de las aulas en los colegios de la ciudad de Tarija, entre ellos, el colegio en estudio llamado San Jorge II.

Además de las causas mencionadas con anterioridad se suma que las construcciones de infraestructuras para colegios realizados hace unos 20 años no responden a las nuevas exigencias de la reforma educativa actual.

En este sentido con el fin de reducir el hacinamiento ocasionado en las aulas del Colegio San Jorge II es que se desarrollará una ampliación de dicha Unidad Educativa con el fin de brindar mayor comodidad en los estudiantes logrando una mejor formación y aumentando el nivel académico de los mismos.

#### **1.1.1 Planteamiento**

El Barrio San Jorge II donde se encuentra la Unidad Educativa funciona en el turno de la mañana y en el turno de la tarde, dicho colegio cuenta con los servicios básicos y con equipamiento, pero esto no quiere decir que el mencionado establecimiento sea apropiado para la educación debido a que las aulas donde pasan clases no son adecuadas para su educación y también hace falta mejor equipamiento. Con relación a la infraestructura de la unidad educativa, la misma en su mayoría enfrenta problemas para poder cubrir las necesidades de trabajo de los estudiantes, debido a la insuficiencia de ambientes y salas de estudio.

De seguir en estas condiciones con la infraestructura que cuenta el colegio ocasionará una pérdida de nivel académico en los alumnos, ya que al haber un hacinamiento en las aulas se prestará menor atención y será más difícil el control profesor – alumno para el aprendizaje,

también se provocará pérdida de motivación en los niños y jóvenes en general ante la escasez de personal para su enseñanza, por lo que es necesario plantear una solución donde se tiene las siguientes alternativas:

- Reducir la cantidad de estudiantes por curso, teniendo como preferencia a alumnos que sean del lugar en este caso del Barrio San Jorge II.
- Que los alumnos que se vean afectados por la reducción de alumnado en el colegio se los traspare a Unidades Educativas cercanas dentro del distrito N°10.
- Limitar la matriculación en la gestión 2014 en adelante.
- Ampliación de la unidad educativa mediante un diseño final y construcción de una nueva infraestructura para el Colegio San Jorge II.

### **1.1.2 Formulación**

El reducir y/o traspasar alumnos a unidades educativas cercanas, podría ser una opción viable pero a corto o largo plazo podría tener efectos secundarios como peleas internas entre la junta vecinal de barrio con la directora del establecimiento, por lo que también poner un límite en la matriculación causaría los mismos efectos ya que no se le puede privar el derecho de la educación a niños y jóvenes vecinos de dicha unidad educativa.

Teniendo en cuenta que la misión del colegio es ser partícipe de dar respuestas importantes, trascendentes y por lo tanto cruciales a las necesidades de la sociedad mejorando la calidad académica, y contribuyendo al desarrollo de la sociedad como también de la institución con equipamiento, calidad en el plantel de profesores y un mejoramiento importante en la tecnología es que se considera y es más viable la construcción o ampliación del colegio San Jorge II con un bloque nuevo de aulas y espacios para talleres, laboratorios, etc., brindando así mayor comodidad y evitando el hacinamiento existente en la actualidad.

En consecuencia con el perfil de proyecto de grado, se ha elegido la alternativa “Ampliación y construcción de una nueva infraestructura para el colegio San Jorge II”

### **1.1.3 Sistematización**

Siendo la alternativa de ampliación de la Unidad Educativa San Jorge II la más viable debido a su importancia para comodidad de los estudiantes, a continuación se considerara las alternativas de planteo estructural:

#### **Cubierta**

- Cercha de madera
- Cercha metálica

#### **Edificación**

- Estructura aporticada
- Muros portantes

#### **Entrepiso**

- Losa maciza
- Losa alivianada

#### **Cimientos**

- Zapatas aisladas de H°A°.
- Losas de cimentación o zapata corrida.

La desventaja de usar una cercha de madera es que presenta inconvenientes ante la humedad y es vulnerable al ataque de insectos pero eso sí es más económica que una metálica, pero con el transcurrir del tiempo las cerchas metálicas resultan ser más económicas ya que son más durables y no necesitan de mucha mantenimiento en relación a las cerchas de madera.

En el caso del entrepiso la ventaja de realizarlo con losas alivianadas con viguetas pretensadas es que es mucho más económica que la losa maciza la cual resulta ser muy costosa, debido a que el método constructivo permite optimizar materiales como el acero de refuerzo y en especial la cantidad de madera para encofrado.

La edificación contemplará una estructura aporticada ya que hará que la estructura sea menos robusta reduciendo su costo y además la ventaja que los pórticos presentan es que resisten mucho mejor que los muros portantes.

La fundación se la realizara con zapatas aisladas de H°A° por la ventaja del costo económico que esta presenta en relación a una losa de cimentación.

Finalmente la elección para el diseño estructural de la nueva edificación es la siguiente: Estructura aporticada como estructura de sustentación que contempla columnas y vigas, losa alivianada de vigueta pretensada para el entrepiso, cercha metálica para la cubierta, y los cimientos serán de zapatas aisladas de H°A°.

## **1.2 Objetivos.-**

### **1.2.1 Objetivo General**

Diseñar estructuralmente un nuevo bloque de aulas para el colegio San Jorge II que tendrá pórticos como estructura de sustentación, losa alivianada de vigueta pretensada para el entrepiso, cercha metálica como cubierta y zapatas aisladas para los cimientos, cumpliendo y aplicando la normativa CBH-87 para la estructura del H°A° y el método LRFD para la cubierta metálica.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Realizar el diseño estructural de la cubierta que estará formada por cerchas metálicas.
- Realizar el diseño estructural del entrepiso compuesto por losas alivianadas de vigueta pretensada.
- Estudio de suelos para así conocer las características y capacidad portante del suelo sobre el cual se va a construir el nuevo bloque.
- Realizar el diseño estructural de las zapatas aisladas y los pórticos que serán la estructura de sustentación.

## **1.3 Justificación.-**

### **1.3.1 Académica**

Estudiar, analizar y aplicar los conocimientos adquiridos en el análisis de planteo estructural de sustentación en la ampliación de la unidad educativa San Jorge II acompañado de todo lo aprendido en la formación académica del estudiante a lo largo de la carrera universitaria.

### **1.3.2 Metodológica**

Aplicar los programas computarizados SAP 2000 y CYPECAD para resolver la alternativa seleccionada.

### **1.3.3 Técnica**

Determinar la alternativa que sea más conveniente para el diseño y construcción de la ampliación de la unidad educativa San Jorge II, tomando en cuenta las características de la zona en estudio, planos arquitectónicos y sobre todo de las exigencias pedagógicas establecidas por la reforma educativa actual brindando así un mejor aprovechamiento y rendimiento por parte de los alumnos.

### **1.3.4 Social**

Tomando en cuenta de que toda persona tiene derechos y obligaciones es que se desea contribuir a la solución del problema de hacinamiento del alumnado en la unidad educativa San Jorge II ofreciendo ambientes amplios y cómodos para el buen aprendizaje de sus estudiantes.

## **1.4 Alcance del proyecto.-**

Teniendo ya clara la idea de qué es lo que se pretende realizar, es de vital importancia, definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para así poder encarar satisfactoriamente las actividades propuestas.

Como alcance primordial se destaca el diseño estructural de todos los elementos de sustentación del nuevo bloque de aulas, como así también el de la cubierta, plasmando el diseño en planos estructurales para su posterior utilización, acompañado de sus especificaciones técnicas para la buena ejecución del proyecto.

También se realizará un presupuesto de la obra y el plazo de ejecución de la misma.

En lo que respecta a las instalaciones de agua potable y alcantarillado, se realizará sólo una estimación de los costos no llegando a elaborar el diseño final debido a que el proyecto está enfocado al diseño estructural, como prioridad.

Así mismo, de manera referencial se incluye la instalación eléctrica en la parte del presupuesto final.

### 1.4.1 Aporte académico del estudiante

Como aporte académico se realizara una planilla Excel para el cálculo de zapatas aisladas:

- Obtención de datos extraídos del resumen de resultados CYPECAD.
- Cálculo y diseño para zapatas aisladas tomando en cuenta el CBH-87.
- Armadura necesaria para la zapata aislada con su respectiva verificación.

### 1.5 Localización del proyecto.-

La ubicación de la unidad educativa San Jorge II se encuentra en la provincia Cercado del departamento de Tarija, distrito N°10 entre las calles Julio La Faye Sanjinez, la Avenida Jorge Paz Galarza, Avenida el periodista y un pasaje sin nombre.



**Figura 1:** Localización

### 1.6 Información socioeconómica relativa al proyecto.-

Dentro de los aspectos económicos, se analizará la tenencia de la tierra y las actividades económicas de las familias, los mismos que se describen y analizan a continuación.

#### 1.6.1 Tendencia de la tierra y uso de suelos

El espacio territorial se clasifica en: área urbana y no edificada, vías, áreas verdes, área

productiva, equipamiento de educación, salud, deportivo, administrativo, comercio, transporte, industrial, servicios públicos y equipamiento diverso.

### **1.6.2 Principales actividades económicas de las familias**

Las pequeñas industrias o empresas presentes dentro del distrito N°10 cercanas a la Unidad Educativa San Jorge II se caracterizan por un comercio formal, es decir, que la venta de los productos es directa al consumidor en las que se destacan la importante presencia de empresas grandes como son Coca Cola y Aranjuez entre otras.

Aparte de importantes y reconocidas empresas presentes en el Barrio San Jorge II, se observa pequeñas tiendas de abarrotes, que abastecen con diversos productos a la población, que por lo general son compras realizadas al por menor.

### **1.7 Servicios básicos existentes.-**

Entre los servicios a considerar que tienen relación con la sostenibilidad del proyecto se tiene lo siguiente: servicio de agua potable, saneamiento básico, energía eléctrica, salud, transporte y comunicaciones y centros de comercialización.

#### **1.7.1 Agua potable y alcantarillado sanitario**

El servicio y administración del sistema de agua potable y alcantarillado en la zona de emplazamiento y colindantes está a cargo de la Cooperativa de Saneamiento, Agua y Alcantarillado de Tarija (COSALT).

En relación a la calidad y estado en que se encuentra la red de alcantarillado no es de las óptimas pero presenta un estado regular debido a que dicha red tiene varios años de uso.

#### **1.7.2 Energía Eléctrica**

Al igual que el servicio de agua potable y alcantarillado sanitario existe un ente matriz encargado de regular y administrar el servicio de energía eléctrica el cual está a cargo de la empresa de Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR).

## **CAPITULO II – MARCO TEORICO**

### **2.1 Levantamiento Topográfico.-**

La topografía es uno de los estudios más importantes dentro del diseño de las estructuras. Para este proyecto se pretende realizar el levantamiento topográfico de toda la zona. Mediante la topografía se puede realizar el estudio de la superficie en donde se construirá la edificación.

El levantamiento topográfico de la zona será realizado con una estación total de manera que los datos obtenidos sean procesados por el instrumento de trabajo. El levantamiento topográfico abarcará la zona de emplazamiento del proyecto.

Para realizar este trabajo se trasladara el equipo al lugar de estudio, se ubicara la estación en un lugar desde donde se pueda en lo posible divisar la mayor parte del terreno a levantar, se nivelara correctamente el instrumento y posteriormente se procederá al levantamiento topográfico.

Los objetivos del estudio topográfico son:

- Realizar trabajos de campo que permitan elaborar planos topográficos.
- Posibilitar la definición de la ubicación y las posibles dimensiones de los elementos estructurales.

Se definirá la topografía de la zona de emplazamiento, con planos a escalas entre 1/100 y 1/250; considerando curvas de nivel a intervalos no mayores a un metro.

### **2.2 Estudio de Suelos**

Para el diseño estructural de la nueva ampliación del colegio San Jorge II se deberá realizar un estudio de suelos para determinar el tipo de suelo sobre el cuál se fundará el nuevo bloque de aulas del establecimiento San Jorge II, de esta manera se podrá conocer la clasificación del suelo y la capacidad portante para su posterior diseño de cimentación.

Los estudios de suelos que se realizarán en laboratorio son: granulometría, límites de atterberg y el ensayo de penetración estándar (S.P.T.).

## **Granulometría**

Se denomina clasificación granulométrica o granulometría, a la medición y graduación que se lleva a cabo de los granos de una formación sedimentaria, de los materiales sedimentarios, así como de los suelos, con fines de análisis, tanto de su origen como de sus propiedades mecánicas, y el cálculo de la abundancia de los correspondientes a cada uno de los tamaños previstos por una escala granulométrica.

El procedimiento que se sigue si se tratase de un suelo granular es el siguiente:

Realizado el cuarteo respectivo se pesa aproximadamente 5000 gr. del material para luego tamizarlo mecánicamente con el Rop-Tap y manualmente con movimientos horizontales y verticales.

### **Método general.**

- Se procede a secar el material, hasta que los granos no se encuentren pegados o formando grumos, en caso de existir grumos hay que buscar la forma de desintegrarlos, pero sin triturar las partículas verdaderas del suelo, para ello se pueden ayudar con rodillos de madera, u otro objeto parecido.
- Los tamices para disponer para la parte gruesa del material son: 2", 1½", 1", ¾", 3/8", N° 4, N° 10.
- Los tamices para la parte más fina del suelo son: N°40 y N°200.
- El método consiste en hacer pasar el material por los tamices de acuerdo a la disposición mencionada, para ello se tiene que realizar un agitado de los tamices por el tiempo de 15 minutos.
- El tamizado puede ser manual o mecánico utilizando el Rop-Tap, aunque luego hay que realizar una revisión para observar si es que ya no pasa material por cada malla.
- Si el tamizado es manual, es muy práctico utilizar bandejas en donde se depositará cada material que pasa, luego estos identificarlos de acuerdo a la malla que se haya utilizado.
- Proceder a realizar el pesaje del material retenido en cada malla y lo que pasa en el tamiz N°200.

## Partiendo por el tamiz N°10

Una vez que se realiza la granulometría del grueso, se tiene un saldo de muestra que pasa el tamiz N°10 (el tamiz N°10 es el que separa lo que es el agregado grueso con el agregado fino). Este a veces, puede ser una cantidad considerablemente grande, por lo que resulta moroso tamizar tanto material por lo tanto se sigue el siguiente procedimiento que consiste en el método del lavado:

- Del material que paso el tamiz N°10, solo se considera pesar solamente 300 gramos, siempre referido al peso total utilizado en el ensayo.
- Luego este material se lo tamiza con el tamiz N°40 y N°200 respectivamente con el método del lavado (consiste en hacer reposar la muestra en agua hasta que esta sature completamente) para que separemos el limo y la arcilla, ya que la granulometría de estos se lo realiza con el hidrómetro.
- Una vez eliminado las partículas finas, la muestra se lo seca al horno por un periodo de 24 horas y al día siguiente de realizada la práctica se recoge la muestra seca del horno y se lo tamiza nuevamente pasando la muestra por los tamices N°40 y N°200, cuya cantidad retenida fue pesada en los tamices mencionados.
- Este trabajo se tiene que corregir en la planilla de columna del porcentaje que pasa con la siguiente regla de tres:

$$\%T_{ci} = \frac{T_i \times T_{10}}{100}$$

Dónde: %T<sub>ci</sub>: Porcentaje que pasa corregido en cada malla del fino.

T<sub>i</sub>: Porcentaje que pasa calculado para cada tamiz en el fino.

T<sub>10</sub>: Porcentaje que pasa en el tamiz N°10 (Dato nexa al peso total)

- Una vez terminado todo esto, se pesa una muestra de suelo para determinar la humedad higroscópica del suelo
- Obtenidos los pesos retenidos en los diferentes tamices, se procederá a calcular los porcentajes retenidos en cada tamiz, los porcentajes retenidos acumulados, y el

porcentaje que pasa a través de cada tamiz; como también determinar en base a la granulometría del suelo los coeficientes de uniformidad y curvatura. Por último se determina la humedad higroscópica del suelo.

### **Límites de Atterberg**

Para hacer un estudio de estos límites es de suma importancia comprender o conocer la definición de plasticidad ya que el estudio de ésta va ligado al de los límites de Atterberg.

La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable. Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg, quien por medio de ellos separó los cuatro estados de consistencia de suelos coherentes, los cuales son: líquido, plástico o sólido. Estos límites, llamados límite líquido (L.L.), límite plástico (L.P.) y límite de contracción (L.C.), y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio. Todos los límites de consistencia se determinan empleando suelo que pase la malla N<sup>o</sup> 40. La diferencia entre los valores del límite líquido (L.L.), y del límite plástico (L.P.), da el llamado índice plástico (I.P.) del suelo. Los límites líquido y plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla del suelo, pero el índice plástico depende generalmente de la cantidad de arcilla. Cuando no se puede determinar el límite plástico de un suelo se dice que no es plástico (N.P.), y en este caso el límite plástico es que es igual a cero.

El índice de plasticidad indica el rango de humedad a través del cual los suelos con cohesión tienen propiedades de un material plástico.

La plasticidad de un suelo depende no de los elementos gruesos que contienen, sino únicamente de sus elementos finos.

### **Límite Líquido**

Límite líquido es el contenido de humedad que corresponde al límite arbitrario entre los estados de consistencia líquido y plástico de un suelo. El límite líquido se define por la humedad cuando con 25 golpes ligeros contra un aplaca de goma dura de una vasija especial,

se cierra el surco de sección trapecial que se había abierto en la masa húmeda de suelo colocada en dicha vasija.

El límite líquido de un suelo da una idea de su resistencia al corte cuando tiene un determinado contenido de humedad. Un suelo cuyo contenido de humedad sea aproximadamente igual o mayor a su límite líquido, tendrá una resistencia al corte prácticamente nulo.

Los materiales granulares (arena, limo) tienen límites líquidos bajos (25% a 35% aproximadamente), y las arcillas, límites líquidos altos (mayores del 40%).

### **Límite Plástico**

El límite plástico ( $L_p$ ), es el contenido de humedad que tiene un suelo en el momento de pasar del estado plástico al semi sólido, se ha convenido en que esta humedad sea la que permita amasar un suelo a mano, en cilindros de 3 milímetros de diámetro, aproximadamente, sin que presente signo de ruptura.

Las arenas no tienen plasticidad. Los limos la tienen, pero muy poca; en cambio, las arcillas, y sobre todo aquellas ricas en materia coloidal, son muy plásticas.

Un índice de plasticidad elevado, indica mayor plasticidad. Cuando un material no tiene plasticidad (arena por ejemplo), se considera el índice de plasticidad como cero y se indica:  $I_p = NP$  (no plástico).

**El índice de grupo se calcula con la ecuación.-**

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

Dónde:

$IG$  = 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.

**Tabla 1: 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)			
	A - 1		A - 3	A - 2			A - 4	A - 5	A - 6	A - 7	
GRUPOS	A-1-a		A-1-b	A - 2-4			A - 2-5	A - 2-6	A - 2-7		
SUBGRUPO										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:	-		-	40max.	41min.	40max.	41min.	40max.	41min.	40max.	41min.
Límite Líquido	6max.		NP	10max.	10max.	11min.	11min.	10max.	10max.	11min.	11min.*
Índice de Plasticidad											
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°

### **Penetración estándar (S.P.T.)**

Este procedimiento para conocer la capacidad portante del suelo es entre todos los existentes, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y probablemente es también el más ampliamente usado.

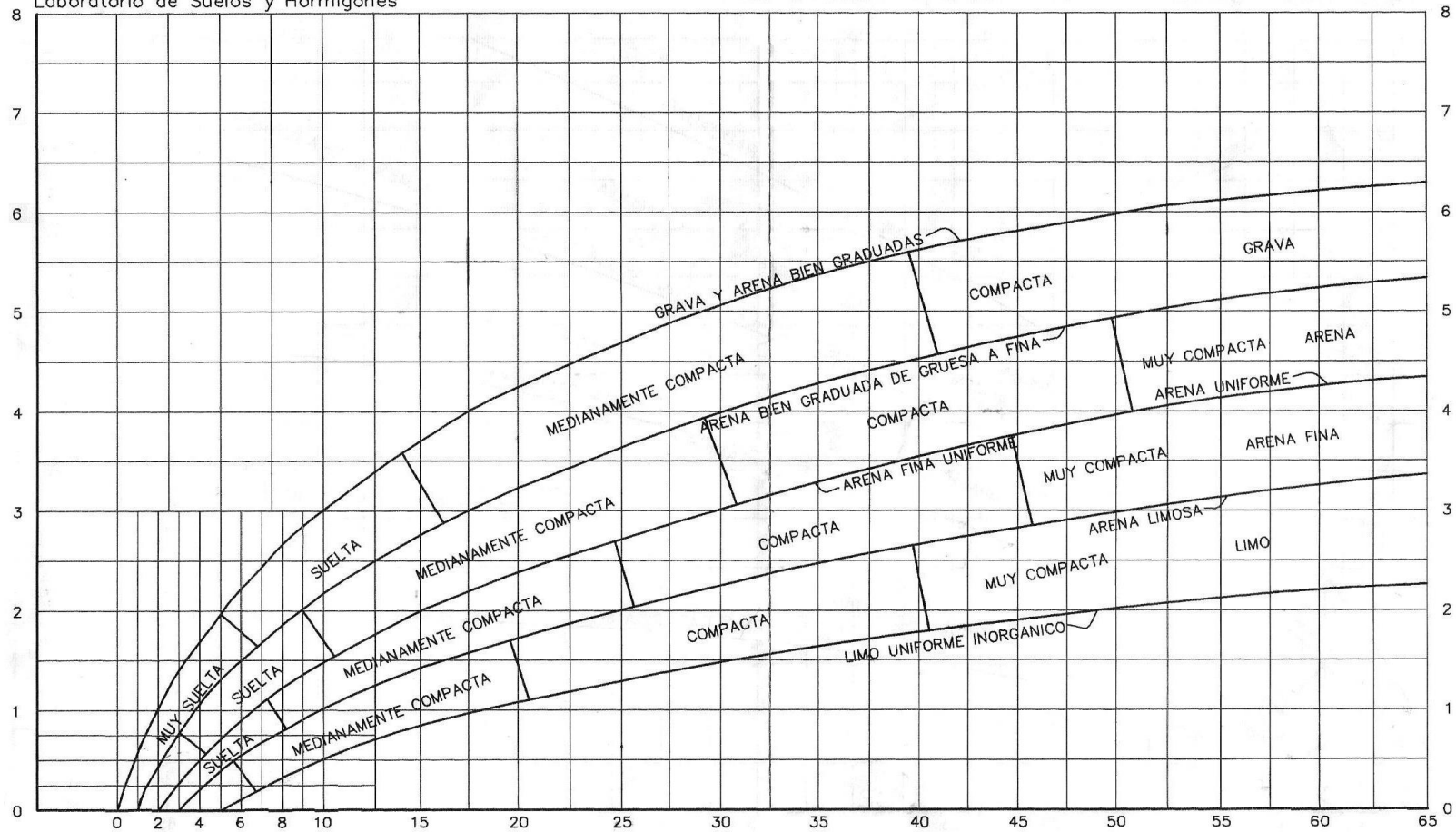
El principio de reconocimiento llamado SPT es el siguiente: Se ejecuta un taladro y a continuación se lleva al fondo de la perforación una cuchara normalizada que se clava 15 cm. en la capa a reconocer. El sondista hace entonces una señal sobre el varillaje y cuenta el número de golpes N necesarios para hincar de nuevo la cuchara a profundidad de un pie (30 cm.). La masa que se utiliza para la hincada pesa 140 lb. Y la altura de caída es de 30 pulgadas lo que corresponde a un trabajo de 0.5 Kg. por golpe aproximadamente.

Si existe agua por encima del nivel de la base de excavación se evacuará el agua utilizando equipos apropiados para el fin. Si el suelo queda saturado se corregirá y detallará más adelante. Son necesarias 5 personas para levantar el peso del martillo y otra para guiar la punta de penetración.

Se debe revisar el equipo y el lugar donde se realizara el ensayo, hasta que cumplan las condiciones mínimas y al momento de ubicar el trípode tenga condiciones estables suficientes para soportar la fuerza del martillo.

Para verificar que equipo de hincado se utilizara (cono diamantado o cuchara partida) se debe observar el suelo, si este contiene grava que exceda los  $\frac{3}{4}$ " se debe utilizar el cono diamantado. En caso de suelos finos es indiferente el uso del equipo aunque la cuchara partida tiene la ventaja de que puede muestrear el suelo del punto de ensayo. Posteriormente se efectuarán los golpes ya mencionados con anterioridad hasta alcanzar los primeros 15 cm, y a partir de ahí se empieza a contar los golpes hasta una profundidad de 30 cm.

Luego se procede a retirar la punta y se consigue un muestreo de al menos 5 Kg en caso de suelos aluviales y 1 Kg si es un suelo limoso. Para la determinación de la resistencia característica del suelo se cuenta con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar a los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicará de inmediato los valores de la capacidad admisible.



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

**Figura 2:** Capacidad portante para diferente tipos de suelos

### **2.3 Diseño Arquitectónico.-**

El diseño arquitectónico fue proporcionado por el Gobierno Municipal de la ciudad de Tarija y la Provincia Cercado (Departamento de Proyectos) y consta de los siguientes ambientes:

Planta baja: Aula 1, aula 2, aula 3, aula 4, aula 5, aula 6, baño 1, baño 2, depósito y una sala de uso múltiple.

Planta alta: Aula 7, aula 8, aula 9, aula 10, aula 11, aula 12, baño 3, baño 4, depósito y laboratorio.

### **2.4 Idealización estructural.-**

La idealización de una estructura es considerar que la misma se encuentra formada por partes ideales.

#### **2.4.1 Sustentación de cubierta**

Para poder realizar el cálculo de los esfuerzos actuantes en una estructura reticulada se idealiza la misma tomando los nodos como articulaciones y las barras como elementos lineales, asimismo los apoyos de la cubierta serán fijos.

Una vez que se tiene ya establecidas las cargas actuantes sobre las cerchas, surge lo que se llama:

- Cercha real: En la cual las cargas pueden estar aplicadas en cualquier lugar, en los tramos elementos o nudos.
- Cercha ideal: Que tiene solamente cargas aplicadas en los nudos. Sólo existen fuerzas normales (fuerza interna perpendicular a la sección)

La obtención de las fuerzas internas en cada barra nos permite realizar el dimensionamiento de las mismas

#### **2.4.2 Sustentación de la edificación**

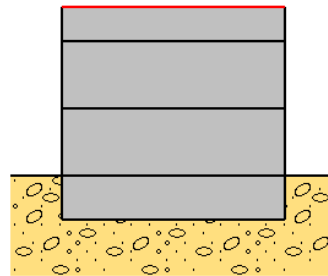
De igual manera, consideramos a las vigas y columnas como "barras" lineales, sin espesor, aunque les asignemos un peso y características geométricas (momento de inercia, altura, etc.). Las losas y cáscaras pasan a ser láminas de espesor infinitesimal, cuando en realidad

tienen espesor. También a los materiales los consideramos ideales: el acero es totalmente elástico; el hormigón (en el caso del hormigón armado) lo acompaña perfectamente en sus deformaciones.

La estructura de sustentación de la edificación es la idealización de columnas y vigas a pórticos los cuales serán diseñados para soportar cargas muertas (su peso propio, la cubierta, losas y muros) y cargas vivas (sobrecarga de uso y carga de viento). Cuando ya se obtengan los resultados se deberá calcular las dimensiones de vigas y columnas para que puedan soportar los esfuerzos máximos transmitidos.

Las vigas deberán ser calculadas a flexión simple y esfuerzo cortante para poder realizar el cálculo de las armaduras transversales.

Las columnas se diseñaran a flexión para que de igual manera se calculen las armaduras correspondientes.



**Figura 3:** Idealización de la estructura

### **Losas de viguetas de hormigón pretensado**

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

**Escalera.-** Una escalera es una construcción diseñada para comunicar varios espacios situados a diferentes alturas. Está conformada por escalones (peldaños) y puede disponer de varios tramos entre los descansos (mesetas o rellanos).

Pueden ser fijas, transportables o móviles. A la escalera amplia, generalmente artística o monumental se la llama escalinata. La transportable o «de mano», elaborada con madera, cuerda o ambos materiales, se la denomina escala. Aquella cuyos peldaños se desplazan mecánicamente se llama escalera mecánica.

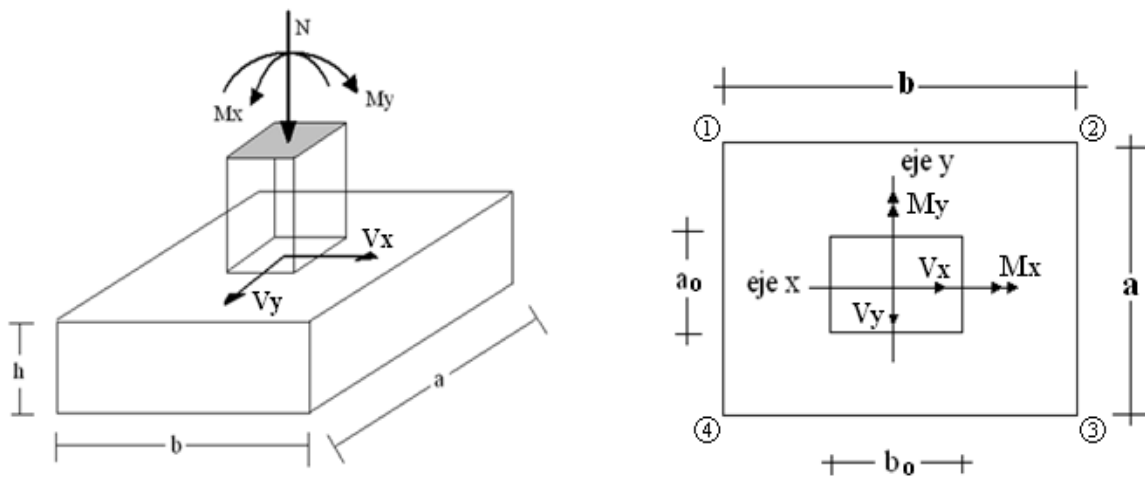
### 2.4.3 Idealización de las fundaciones

Los apoyos, son rígidos (o con empotramiento total, que no existe en ningún caso) o móviles (que se da en los apoyos de puentes, aunque siempre existe un coeficiente de roce inicial con un valor que puede ser más o menos apreciable). Para éste proyecto se idealizará la cimentación como apoyos fijos

Todo esto se hace a los efectos de hacer los cálculos de una manera más sencilla, más simplificada. Los resultados que se obtienen de estas simplificaciones o "idealizaciones" están muy cerca de la realidad, con las debidas limitaciones.

La cimentación se la realizará con zapatas aisladas de hormigón armado, posterior a los datos obtenidos de la cimentación se realizará el cálculo de las dimensiones y armadura que las zapatas llegue a requerir para poder soportar todos los esfuerzos a las que sean sometidas.

Idealización de lo que serán las zapatas aisladas:



**Figura 4:** Idealización de la fundación

**Zapata aislada.-** Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son los pilares; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite.

Las zapatas aisladas van arriostradas con riostras de hormigón armado de sección inferior a la zapata.

Pueden ejecutarse de hormigón en masa, es decir sin armar, si las mismas tienen un canto considerable (son las denominadas zapatas macizas).

Armado de la parte inferior: Se realiza una malla conformado por barras cruzadas; la separación entre barras no ha de superar los 30 cm.

Recubrimiento para evitar corrosiones: Separación de las armaduras, entre 5 a 10 cm. del borde y del fondo de la zapata, dependiendo del tipo de hormigón utilizado y de las características del terreno.

Barras: Se recomienda utilizar diámetros de barras grandes, mínimo del 12, ante posibles corrosiones.

La armadura longitudinal del pilar llega hasta el mallazo (malla conformada de barras cruzadas), por lo cual se colocan armaduras de diámetro iguales que las de los pilares.

Solape mínimo: Considerar 30 veces el diámetro de la barra más gruesa del pilar.

## **2.5 Diseño estructural.-**

Para los cálculos del diseño estructural se utilizarán programas como SAP 2000 y CYPECAD cuyos resultados serán verificados manualmente basados en la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 para elementos de hormigón y para el diseño de la cubierta metálica se utilizará el método de Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

Siendo la combinación de carga más desfavorable la siguiente:

$$1,2 * CM + 1,6 * CV + 1,3CViento$$

Las cargas que serán sujetas para un análisis estructural serán las siguientes:

### **Cargas muertas:**

- Carga de la cubierta
- Peso propio

### **Cargas vivas:**

- Sobrecarga de uso
- Carga de viento

**Cargas Permanentes:** Cargas constituidas por el peso propio de la estructura, peso debido a todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, pisos, mampostería y otros elementos de presencia permanente que soporta el elemento. Constituye parte de la carga muerta.

La determinación del peso de un cuerpo homogéneo se hará, en general multiplicando su volumen por su peso específico aparente.

Para los casos más frecuentes de fábricas y macizos pueden utilizarse los pesos por unidad de volumen consignados en la siguiente tabla:

**Tabla 2:** Peso de fábricas y macizos

<b>ELEMENTO</b>	<b>PESO (Kg/m3)</b>
<b>A. Sillería</b>	
De basalto	3.000
De granito	2.800
De caliza compacta o mármol	2.800
De arenisca	2.600
De arenisca porosa o caliza porosa	2.400
<b>B. Mampostería con mortero</b>	
De arenisca	2.400
De basalto	2.700
De caliza compuesta	2.600

De granito	2.600
<b>C. Fábrica de ladrillo</b>	
Cerámico macizo	1.800
Cerámico perforado	1.500
Cerámico hueco	1.200
Silico calcáreo macizo	2.000
<b>D. Fábrica de bloques</b>	
Bloque hueco de mortero(pesado)	1.600
Bloque hueco de mortero (ligero)	1.300
Bloque hueco de yeso	1.000
<b>E. Hormigones</b>	
De grava, armado	2.400
De grava, en masa	2.200
De cascote de ladrillo	1.900
De escoria	1.600
<b>F. Revestimientos</b>	
Argamasa, cemento, cal y arena	1.900
Argamasa, cemento y arena	2.100
Argamasa de yeso	1.200

**FUENTE:** Hormigón armado de Montoya-Mesenguer-Morán. Pág. 679

### **Sobrecarga de servicio**

Es la sobrecarga debida al peso de todos los objetos y/o personas que puedan gravitar por el servicio que prestarán en su explotación e incluso durante la ejecución.

Para cada parte del edificio se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener, sin que el valor elegido sea menor que el correspondiente a este uso en la siguiente tabla.

**Tabla 3:** Sobrecargas

<b>USO DEL ELEMENTO</b>	<b>SOBRECARGA (Kg/m<sup>2</sup>)</b>
<b>A. Azoteas</b>	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
<b>B. Viviendas</b>	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones en otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
<b>C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.</b>	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	*
<b>D. Oficinas y comercios</b>	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	*
<b>E. Edificios docentes</b>	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	*
<b>F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos</b>	
Locales con asientos fijos	300
Locales son asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	*

**FUENTE:** Hormigón armado de Montoya-Mesenguer-Morán. Pág. 684

## **Cargas accidentales**

Carga accidental es aquella que sucede eventualmente en la vida de una estructura, no es constante y puede alcanzar grandes magnitudes. Esta no se debe al funcionamiento normal del inmueble y se presenta solo durante lapsos breves. Una carga accidental puede ser ocasionada por sismo, viento, explosiones, incendios, y otros fenómenos extraordinarios que puedan presentarse.

### **2.5.1 Estructura de sustentación de la cubierta**

El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método de Diseño por factores de carga y resistencia o LRFD, que se basa en los conceptos de estados límite y pretende más que obtener soluciones más económicas el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

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

## **Cubierta con cercha metálica, estructuras metálicas**

### **Análisis de miembros de acero**

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

### **Diseño de miembros en tensión**

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

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

Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Sin embargo en muchas situaciones es buena práctica limitar la esbeltez en miembros a tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplica pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por ejemplo esas condiciones podrían ocurrir en una barra de arriostramiento sometida a cargas de viento.

El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro, es decir:

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

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

$$f t_1 = \frac{N d}{A_B} \leq \phi_1 \cdot F_y = 0,90 * F_y$$

$$f t_2 = \frac{N d}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot F_r = 0,75 * F_r$$

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

$$\frac{K l}{r} \leq 300$$

Siendo:

$f t_1$  y  $f t_2$  = esfuerzos de la pieza       $N d$  = La carga mayorada que actúa sobre la pieza

$F_y$  = Limite elásticos del acero       $F_r$  = Limite de ruptura del acero

$A_B$  = Área bruta de la pieza       $A_{crit}$  = área crítica de la pieza

$K$  = La esbeltez de la pieza       $l$  = la longitud de la pieza

$r$  = Radio de giro mínimo necesario de la pieza

### COEFICIENTES DE SEGURIDAD:

#### Para las cargas:

Peso propio  $\gamma_d = 1.2$       Sobrecarga  $\gamma_d = 1.6$

#### Para la resistencia:

Limite elástico  $\phi_1 = 0.90$       Límite de ruptura  $\phi_2 = 0.75$

Área crítica:

$$A_{crit\,calc} = t \left( b + \Sigma \frac{S^2}{4g} - \Sigma d \right)$$

$$A_{crit} \leq \begin{cases} A_{crit\,cal} \\ 0.85A_B \end{cases}$$

### Diseño de miembros a compresión

Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con

$f_c = P/A$ , donde  $f_c$  se considera uniforme sobre toda la sección transversal. Requisitos de la AISC

La relación entre cargas y resistencia toma la siguiente forma:

$$fa = \frac{Nd}{A} \leq Fa = Fc_{crit} * \phi \quad \therefore \phi = 0,85$$

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

Dónde:

fa= Tensión de compresión que está actuando sobre la pieza.

Nd= Suma de las cargas mayoradas por su respectivo coeficiente de seguridad.

A= Área total de la pieza.

Fa= Tensión resistente a compresión que tiene la pieza en las condiciones de trabajo que se ha determinado

Fc<sub>crit</sub>= Tensión resistente a compresión determinada en la hipérbola de Oile, sin coeficiente de seguridad.

Ø= Coeficiente de seguridad de la tensión resistente.

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

L= Longitud de la pieza.

Fy= Tensión de limite elástico del acero que estamos trabajando.

E= Modulo de elasticidad longitudinal del acero.

### Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{K * l}{\pi * r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre las columnas elásticas e inelásticas se toma  $\lambda_c = 1,5$ , las ecuaciones AISC para el refuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue:

Para  $\lambda_c \leq 1,5$  , Columnas inelásticas

$$F_{crit} = 0,658\lambda_c^2 * f_y$$

Para  $\lambda_c > 1,5$  , Columnas elásticas

$$F_{crit} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} * f_y$$

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

#### 2.5.1.1 Factores de resistencia

Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra. Con el factor de resistencia, el proyectista reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teórica (llamada aquí resistencia nominal) de cada elemento por un factor  $\phi$ , de resistencia o de sobrecapacidad que es casi siempre menor que la unidad.

**Tabla 4:** Factores de reducción de resistencia

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

FUENTE: LRFD-93 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

## **2.5.2 Estructura de sustentación de la edificación**

La estructura a porticada de hormigón armado se diseñará y analizará en base al código boliviano del hormigón **CBH-87**.

### **2.5.2.1- El hormigón armado**

#### **Adherencia entre el hormigón y el acero**

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca. La norma boliviana de hormigón armado

dice “la adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de ésta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”.

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

### **Resistencia a compresión**

Es la característica fundamental del hormigón y de hecho la mayoría de sus cualidades crece paralelamente a la resistencia y se miden y controlan a través de ella. La resistencia característica del hormigón es un resultado de un control estadístico realizado con probetas de ensayo cuyo resultado sigue una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss); éste es un valor con un 95 % de probabilidad que ocurra.

Se emplea como probeta normalizada la cilíndrica de 15 cm de diámetro y 30 cm. de altura, curada a una humedad relativa no inferior al 95% y a  $20 \pm 2$  °C y rota en estado húmedo a los 28 días de edad. Se adopta como resistencia característica del hormigón a compresión ( $f_{ck}$ ), a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días. Una manera de determinar la resistencia a compresión a j días, es mediante la siguiente tabla:

**Tabla 5:** Coeficientes de conversión de la resistencia a la compresión respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades

Edad del hormigón (días)	3	7	28	90	360
Cemento Portland común	0,4	0,65	1	1,2	1,35
Cemento Portland de alta resistencia	0,55	0,75	1	1,15	1,2

**FUENTE:** NORMA BOLIVIANA DEL HORMIGÓN ARMADO CBH-87

La resistencia a compresión del proyecto,  $f_{ck}$ , en ningún caso será inferior a 125 Kg/cm<sup>2</sup>. (12,5 MPa). Una vez adoptado en el proyecto un valor de la resistencia característica, la instrucción establece el correspondiente sistema de control de calidad para verificar que se mantiene en el suministro del hormigón un valor de la resistencia característica no inferior al establecido en el proyecto.

El proyectista debe tener clara la idea de que el hormigón de la estructura es de inferior resistencia, a igual edad que el de las probetas y, por lo tanto que el valor especificado en el proyecto. De hecho, no se afirma que el hormigón de la estructura esté correctamente representado por el de las probetas moldeadas.

Lo que sí puede afirmarse es que de acuerdo con los análisis teóricos, las investigaciones de laboratorio y la experiencia práctica, con los coeficientes de seguridad reglamentarios y basándose en la resistencia del hormigón en probetas moldeadas, los métodos actuales de cálculo conducen a estructuras satisfactorias y razonablemente económicas.

### **Resistencia a tracción**

La resistencia a tracción del hormigón varía entre 8% y 15% de su resistencia a la compresión. Una razón principal para esta baja resistencia, es que el concreto contiene un gran número de grietas muy finas.

La resistencia a tracción es determinada a partir de ensayos con probetas. Esta resistencia bien puede determinarse mediante:

- **Prueba del módulo de ruptura:**

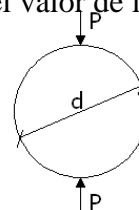
Este módulo se mide al cargar una viga rectangular de hormigón de 6 pulg. x 6 pulg. x 30 pulg. (Con apoyos simples a 24 pulg entre centros) a la falla de cargas concentradas iguales en los tercios del claro, de acuerdo con el método ASTM C-78.

- **Prueba radial de cilindro:**

La prueba radial de cilindro, que utiliza probetas cilíndricas, de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, de veintiocho días de edad, el ensayo se realiza según la disposición indicada en la siguiente figura, por lo que la rotura se produce por hendimiento.

El cilindro se fracturará a la mitad de extremo a extremo cuando se alcance su resistencia a la tracción

Una manera de determinar la resistencia a tracción a  $j$  días, teniendo el valor de la resistencia a los 28 días, es mediante la siguiente tabla:



**Tabla 6:** Coeficientes de conversión de la resistencia a la tracción respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades

Edad del hormigón (días)	3	7	28	90	360
Cemento Portland común	0,4	0,7	1	1,05	1,1

**FUENTE:** NORMA BOLIVIANA DEL HORMIGÓN ARMADO CBH-87

Por el hecho de que la resistencia a tracción es mínima, para el cálculo se la desprecia, asumiendo que el hormigón no tiene resistencia a tracción.

### **Clasificación de los hormigones, según su resistencia.-**

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión a los 28 días, en probetas cilíndricas normales, según la siguiente serie:

H 12,5; H 15; H 17,5; H 20; H 25; H 30; H 35; H 40; H 45; H 50; H 55

Donde las cifras corresponden a las resistencias de proyecto  $f_{ck}$ , en MPa.

Los tipos H 12,5 a H 25 se emplean generalmente, en estructuras de edificación y los restantes de la serie se aplican en obras importantes de ingeniería y en prefabricación.

### **Disposición de las armaduras**

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

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

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas. En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

### **Distancia entre barras**

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

a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:

- Dos centímetros
- El diámetro de la barra más gruesa
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido

b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de  $\varnothing \leq 32\text{mm}$  (una sobre otra), e incluso tres barras de  $\varnothing \leq 25\text{mm}$ . El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.

### **Distancia a los paramentos**

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

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

a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales

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

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

**Tabla 7:** Recubrimientos Mínimos

Para losas y paredes en el interior de los edificios	1.5 cm.
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	2 cm.
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 CBH-87

### **Doblado de las armaduras**

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

**Tabla 8:** Radios de curvatura para ganchos y estribos

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

**FUENTE:** Hormigón Armado de Jiménez Montoya 13<sub>a</sub> Edición.

$\varnothing$ = Diámetro de la barra (mm.).

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

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

**Tabla 9:** Radios de curvatura de la armadura principal

Acero	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
<b>Radio mínimo</b>	5 Ø	6 Ø	6 Ø	7.5 Ø	9 Ø

**FUENTE:** Hormigón Armado de Jiménez Montoya 13<sup>a</sup> Edición.

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

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

### Anclaje de las armaduras

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

Jiménez Montoya dice “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”.

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

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

#### Para aceros lisos

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

#### Para aceros corrugados

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

### Cuando la armadura real es mayor que la necesaria

$$lb = \frac{\phi * f_{yd} * A_{s_{calc}}}{4 * \tau_{bu} * A_{s_{real}}} \quad lb \geq \begin{bmatrix} 0.30 * lb_1 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

En el caso de que la armadura real colocada en la pieza sea mayor que la armadura necesaria determinada por el cálculo estructural (donde el esfuerzo de las barras no llega a la tensión de cálculo) podemos recalcular el tamaño del anclaje en función de la relación de la armadura calculada y la armadura real colocada en la pieza.

Dónde:

$\phi$  = Diámetro de la armadura       $f_{yd}$  = Es la resistencia de cálculo de la armadura

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

$lb_1$  = Es el tamaño mínimo para la transmisión de la fuerza de cálculo al hormigón

$\tau_{bu}$  = La tensión de adherencia desarrollada alrededor de la barra de acero

Para un contacto de 2 barras se deberá aumentar un 20% más de la longitud de anclaje y para un contacto de 3 barras o más se deberá aumentar un 33%.

El tamaño del anclaje rectilíneo puede ser disminuido en el caso de que la armadura termine en un gancho, una buena parte de la sollicitación de la fuerza del arrancamiento será resistida por el gancho. Se adoptan las siguientes consideraciones.

**Para aceros lisos**       $lb_1 = lb - \Delta lb = (lb - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} lb/3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$

### Para aceros corrugados

$$lb_1 = lb - \Delta lb = (lb - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} lb/3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

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

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

- 5Ø o 50 mm, a continuación de un arco de círculo de 135° o más.
- 10Ø o 70mm, a continuación de un arco de círculo de 90°.

### **Empalme de las armaduras**

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

### **Empalme por traslazo o solape**

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

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

Ecuación para poder determinar el empalme por traslazo o solape

$$l_v = \psi * l b_1$$

### **Con ganchos para aceros lisos**

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

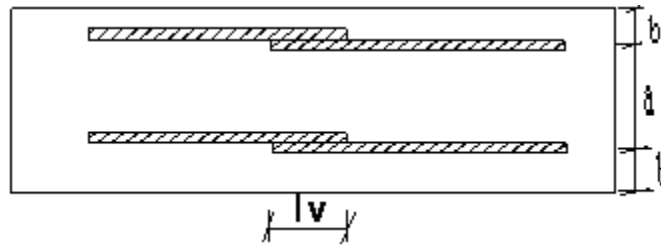
### **Con ganchos para aceros corrugados**

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

Coefficiente  $\psi$ ; que multiplica el largo de anclaje rectilíneo 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 externa empalmada hasta la parte de la pieza

**Figura 5:** Empalme por traslapo



**Tabla 10:** Para obtener los coeficientes  $\Psi$

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

**FUENTE:** Hormigón Armado de Jiménez Montoya 13<sup>a</sup> Edición.

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

Existen varios tipos de empalmes, pero sólo se limitará al empalme por traslape porque es más utilizado en este proyecto. La norma recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1mm.

Para poder asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra de acero a otra, es fundamental que el espesor del hormigón que exista alrededor del empalme sea lo suficiente. El valor mínimo que recomienda la norma Boliviana de hormigón armado para ese espesor, es de dos veces el diámetro de las barras.

### 2.5.2.2 Coeficientes de minoración de las resistencias de los materiales y mayoración de las cargas

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que indica la norma Boliviana de hormigón armado, son los que se indican en los siguientes cuadros:

**Tabla 11:** Coeficientes de minoración

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

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

**Tabla 12:** Coeficientes de mayoración

Coeficientes básicos	Nivel de control y daños previsible		Corrección
$\gamma_s = 1.60$	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.

### 2.5.2.3 Vigas

#### Estructura de sustentación para el nuevo bloque de aulas

#### Cálculo a flexión simple para las vigas:

Se debe de mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_s$  que se obtiene de la Tabla 12:

$$M_d = \gamma_s * M$$

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

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

Dónde:

$b_w$  = Ancho de la viga

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

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

- Se calculará el valor  $\mu_{lim}$ , se obtiene de la tabla N°13 que se presenta en la siguiente página:

$$si : \mu_{lim} \geq \mu_d \text{ no necesita armadura a compresión}$$

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

- Con el valor del momento reducido se entra a la tabla N° 16 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura
- Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

Dónde:

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

$w$  = Cuantía mecánica de la armadura

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero

$A_s$  = Área de la armadura a tracción.

- Calcular la armadura mínima y el valor de  $\mu$  se obtiene del cuadro N° 2

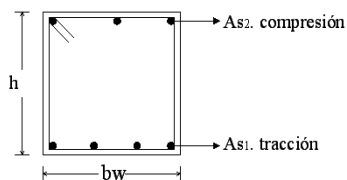
$$A_{min} = \mu * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

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

Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

### Viga de hormigón armado



**Tabla 13:** Valores límites

$f_y$ (kp/cm <sup>2</sup> )	2200	2400	4000	4200	4600	5000
$f_{yd}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	1910	2090	3480	3650	4000	<b>4350</b>
$\xi$ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	<b>0.628</b>
$\mu$ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	<b>0.319</b>
W lim	<b>0.546</b>	<b>0.536</b>	<b>0.467</b>	<b>0.46</b>	<b>0.446</b>	<b>0.432</b>

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

**Tabla 14:** Cuantías geométricas mínimas

ELEMENTO ESTRUCTURAL		AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
Soportes	Armadura total	0.008	0.006	0.005	<b>0.004</b>
	Con 2 armaduras A1 y A2	0.004	0.003	0.0025	<b>0.002</b>
Vigas	Armadura en tracción	0.005	0.0033	0.0028	<b>0.0023</b>
Losas	En cada dirección	0.002	0.0018	0.0015	<b>0.0014</b>
Muros	Armadura horizontal total	<b>0.0025</b>	<b>0.002</b>	<b>0.0016</b>	<b>0.0014</b>
	Armadura horizontal en una cara	<b>0.0008</b>	<b>0.0007</b>	<b>0.0006</b>	<b>0.0005</b>
	Armadura vertical	<b>0.0015</b>	<b>0.0012</b>	<b>0.0009</b>	<b>0.0008</b>
	Armadura vertical en una cara	<b>0.0005</b>	<b>0.0004</b>	<b>0.0003</b>	<b>0.0003</b>

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

**Tabla 15:** Tabla universal para flexión simple o compuesta

$\xi$	$\mu$	W	(W/Fyd).10 <sup>3</sup>	
<b>0.0891</b>	0.03	0.0310		D
<b>0.1042</b>	0.04	0.0415		O
<b>0.1181</b>	0.05	0.0522		M
<b>0.1312</b>	0.06	0.0630		I
<b>0.1438</b>	0.07	0.0739		N
<b>0.1561</b>	0.08	0.0849		I
<b>0.1667</b>	0.0886	0.0945		O
<b>0.1684</b>	0.09	0.0960		
<b>0.1810</b>	0.10	0.1074		2
<b>0.1937</b>	0.11	0.1189		D
<b>0.2066</b>	0.12	0.1306		O
<b>0.2198</b>	0.13	0.1426		M
<b>0.2330</b>	0.14	0.1546		I
<b>0.2466</b>	0.15	0.1669		N
<b>0.2590</b>	0.159	0.1782		I
<b>0.2608</b>	0.16	0.1795		O
<b>0.2796</b>	0.17	0.1924		
<b>0.2988</b>	0.18	0.2056		3
<b>0.3183</b>	0.19	0.2190		
<b>0.3383</b>	0.20	0.2328		D
<b>0.3587</b>	0.21	0.2468		O
<b>0.3796</b>	0.22	0.2612		M
<b>0.4012</b>	0.23	0.2761		I
<b>0.4234</b>	0.24	0.2913		N
<b>0.4461</b>	0.25	0.3069		I
<b>0.4696</b>	0.26	0.3232		O
<b>0.4939</b>	0.27	0.3398		
<b>0.5188</b>	0.28	0.3570		4

<b>0.5450</b>	0.29	0.3750		
<b>0.5721</b>	0.30	0.3937		
<b>0.6006</b>	0.31	0.4133	0.0994	
<b>0.6283</b>	0.3193	0.4323	0.1007	
<b>0.6305</b>	0.32	0.4338	0.1114	
<b>0.6476</b>	0.3256	0.4456	0.1212	
<b>0.6618</b>	0.33	0.4554	0.1259	
<b>0.6681</b>	0.3319	0.4597	0.1343	
<b>0.6788</b>	0.3352	0.4671	0.1484	
<b>0.6952</b>	0.34	0.4783	0.1860	
<b>0.7310</b>	0.35	0.5030	0.2408	
<b>0.7697</b>	0.36	0.5296	0.2568	
<b>0.7788</b>	0.3623	0.5359	0.2854	
<b>0.7935</b>	0.3658	0.5460	0.3280	
<b>0.8119</b>	0.37		0.4931	
<b>0.8597</b>	0.38		0.9251	
<b>0.9152</b>	0.39		5.9911	
<b>0.9848</b>	0.40			

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

### Esfuerzo cortante

Dónde:

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

$\tau$ =Esfuerzo cortante

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

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

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

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

### Cálculo de la armadura transversal:

En virtud a todos los efectos favorables el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura

$$V_{cu} \geq V_d$$

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$$

$$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (kg/cm^2)$$

Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

$$V_d > V_{cu}$$

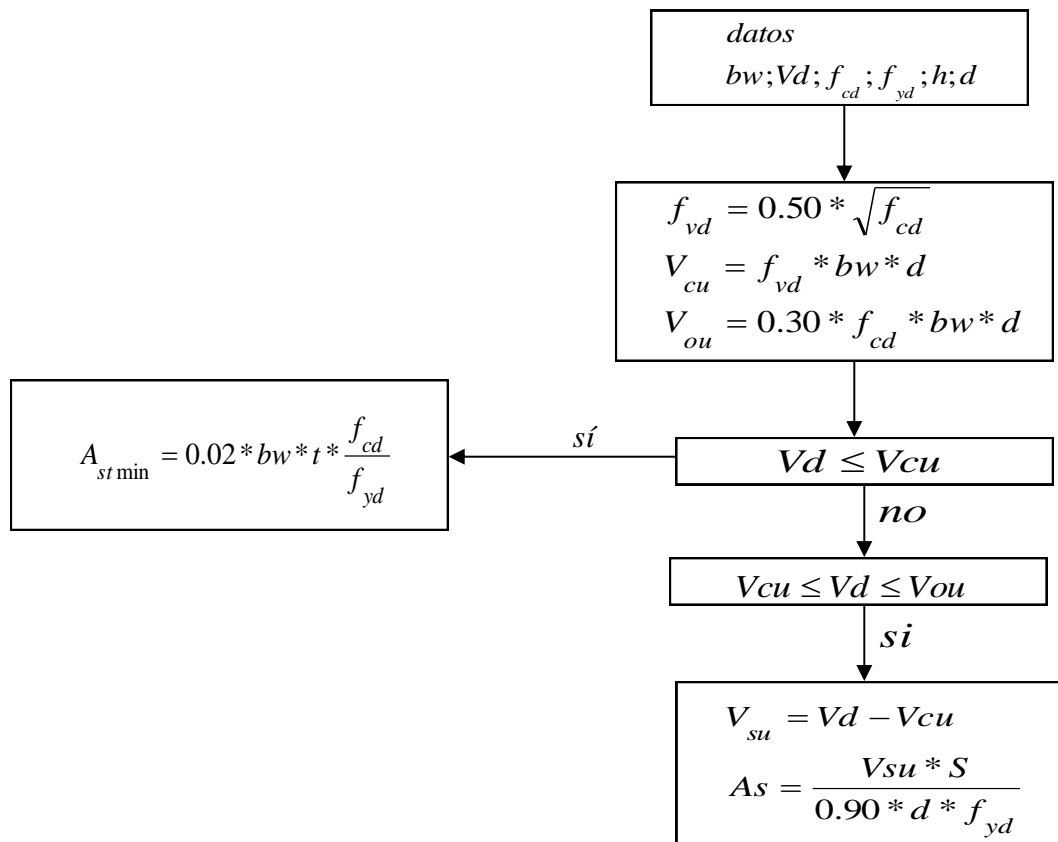
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplica a t.

$$A_{st\min} = 0.02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero sea de 4200kg/cm<sup>2</sup>.

A continuación se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo.



### 2.5.2.4 Columnas

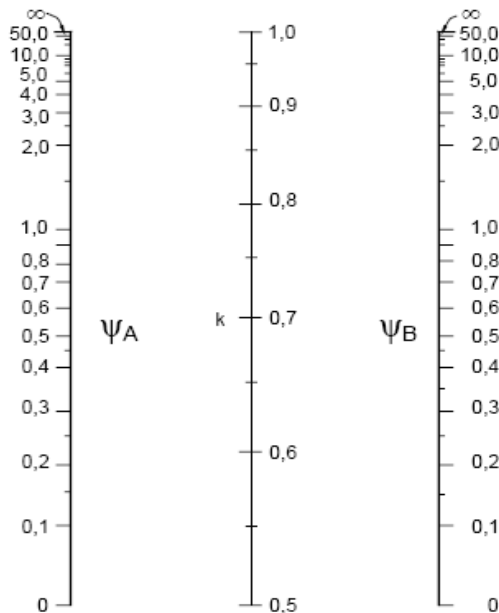
Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas "  $\lambda < 35$  "
- Columnas Intermedia "  $35 < \lambda < 100$  "
- Columnas Largas "  $100 < \lambda < 200$  "

La armadura es constituida por barras longitudinales que son las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

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

$$\psi = \frac{\sum (E I / l)_{columnas}}{\sum (E I / l)_{vigas}}$$



**Figura 6:** Pórticos intraslacionales (para obtener el valor de k)

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

## 1.- Proceso de cálculo

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma, si la esbeltez es menor que 35 se trata de una columna corta, y si es mayor se trata de una columna larga.

1.-La esbeltez de un elemento se la determina mediante la siguiente fórmula:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$l_0$  = longitud de pandeo que es igual a  $(l*k)$

$k$ = coeficiente de pandeo para la pieza en la dirección en que estamos haciendo el cálculo.

$A$ = Área transversal de la columna

$I$  = Inercia de la sección en la dirección en que estamos analizando.

## 2.- Excentricidad mínima de cálculo

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

$$e \geq \begin{cases} \frac{h}{20} \text{ o } \frac{b}{20} \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

## 3.-Resistencia del hormigón

A través de una serie de ensayos empíricos en laboratorio, se ha concluido que se puede determinar la resistencia del hormigón para las columnas usando un coeficiente de reducción; así tenemos que la resistencia de cálculo del hormigón para las columnas es de:

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

#### 4.- Cálculo de las armaduras

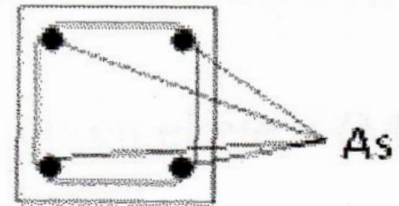
##### Armadura longitudinal

##### Para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial

En caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas y para un acero de dureza natural, la resistencia máxima de la columna es:

$$\gamma_m * N_d = 0,85 * f_{cd} * b * h + A_s * f_{yd}$$

$$\gamma_m = \frac{b + 6}{b} \geq 1,15$$



$$A_s = \frac{\gamma_m * N_d - 0,85 * f_{cd} * b * h}{f_{yd}}$$

Despejando  $A_s$  de la ecuación:

La armadura mínima es:  $A_s = 0,008 * A_c$

La armadura máxima es:  $A_s = 0,08 * A_c$

Para piezas con pandeo se calculará la armadura longitudinal con el abaco de flexión esviada

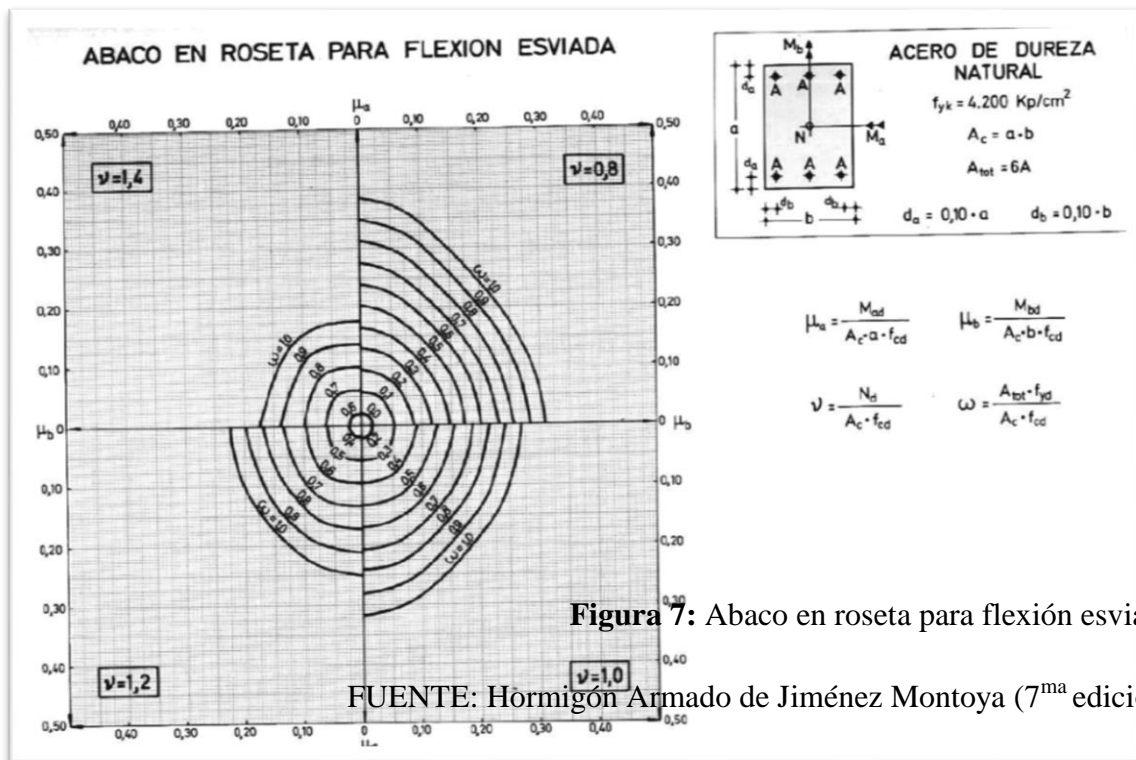
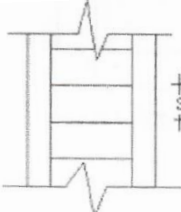


Figura 7: Abaco en roseta para flexión esviada

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya (7<sup>ma</sup> edición)

## Armadura transversal

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

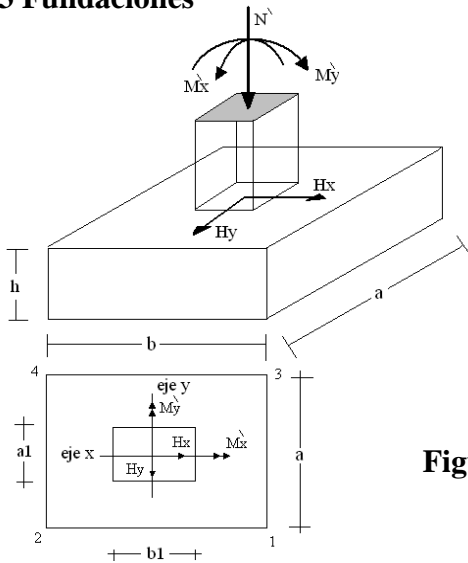
$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h (\text{dimensión}) \\ 15 * \phi_{\text{longitudinal}} \end{cases}$$


El diametro del estribo será:

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

Para atender la necesidad del cálculo

### 2.5.3 Fundaciones



**Figura 8:** Solicitaciones presentes en una zapata aislada

#### 2.5.3.1 Proceso de cálculo

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x ( $M_x$ )                      Momento en el eje y ( $M_y$ )

Cortante en el eje x ( $V_x$ )                      Cortante en el eje y ( $V_y$ )

Carga vertical que llega a la zapata ( $N$ ).

1.-Se calculará el peso propio de la zapata, asumiendo un valor igual al 5% del total de la carga N:

$$pp_{zapata} = 1.05 * N$$

2.-Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima necesaria que deberá tener y en función a esta área se encuentra los valores de a2 y b2

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}}$$

Escogemos un área mayor a la necesaria, y determinamos las dimensiones tentativas de a y b, estos deben ser valores constructivos.

Para comprobar si las dimensiones cumplen, verificamos el punto más crítico:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 * M_a}{a^2 * b} \pm \frac{6 * M_b}{a * b^2}$$

3.-Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas (que llevan en cuenta las solicitaciones por punzonamiento y el corte)

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{4} \pm \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{(a_1 + b_1)}{4}} \quad d_2 \geq \begin{cases} \frac{2(a - a_1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b_1)}{4 + k} \end{cases}$$

**Dónde:**

$$\gamma_f = 1,6 \quad f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$

El  $\sigma_{real}$  puede ser el  $\sigma_{max}$  o el  $\sigma_{adm}$

Se asumirá un recubrimiento de la zapata de 5 cm.

Por lo tanto, la altura de la zapata será igual a d + 5cm

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 20 cm.

4.-Cálculo del peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$PP_{zapata} = \gamma_H * Volumen$$

Los esfuerzos cortantes en la base de la columna generan momentos flectores en la base de la zapata. Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x * h \qquad M_{oy} = M_y \pm V_y * h$$

### 2.5.3.2 Verificación de la resistencia del suelo

$$\sigma_{max} = \frac{N + PP}{A} + \frac{6 * M_a}{a^2 * b} + \frac{6 * M_b}{a * b^2} \leq \sigma_{adm} (suelo)$$

### 2.5.3.3 Verificación al vuelco.-

Todo elemento de cimentación sometido a momentos flectores o fuerzas horizontales. Deberá comprobarse su seguridad al vuelco.

#### Verificación para la dirección X-X

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \left(\frac{a}{2}\right)}{(M_y + V_x * h)} \geq 1,50$$

#### Verificación para la dirección Y-Y

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \left(\frac{b}{2}\right)}{(M_x + V_y * h)} \geq 1,50$$

#### Dónde:

Npl= Es la carga de servicio transmitida al soporte.

Mx y My=Momentos en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

Vx y Vy=Esfuerzos cortantes en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

a y b= Las dimensiones en planta de la zapata medianera.

$N_{c1}$  = El peso propio de la zapata medianera.

$h$ =Altura total del elemento de cimentación.

### 2.5.3.4 Verificación al deslizamiento

Como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones:

**Para suelos sin cohesión (arenas)**

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \tan \varphi_d}{V_x} \geq 1,50 \qquad \frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \tan \varphi_d}{V_y} \geq 1,50$$

**Para suelos cohesivos (arcillas)**

$$\frac{A * C_d}{V_x} \geq 1,50 \qquad \frac{A * C_d}{V_y} \geq 1,50$$

**Dónde:**

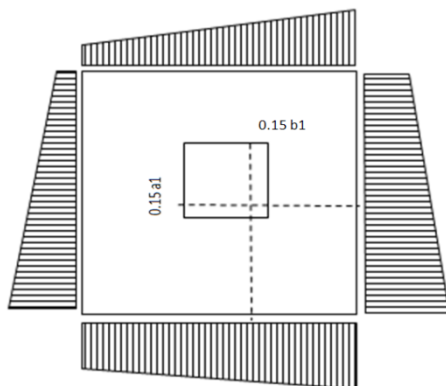
$A$ =Área de la base de la zapata medianera.

$\varphi_d=(2*\varphi/3)$ =Valor de cálculo del Angulo de rozamiento interno.

$C_d=0,50*C$ =Valor de cálculo de la cohesión.

### Cálculo de la armadura

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.



**Figura 9:** Tensiones en la Zapata

Luego encontramos el momento ( $M_e$ ) a una distancia de 15 cm. de la cara de la comuna del bloque más comprimido.

Luego el momento mayorado será:

$$M_{ed} = 1,6 * M_e$$

$$\mu_d = \frac{M_{de}}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$w = \mu_d * (1 - \mu_d)$$

El área de armadura será:

$$A_s = w * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Con la cuantía mínima  $w_{min}$  se determinará la armadura mínima necesaria en la pieza.

#### **Para calcular la armadura longitudinal:**

Se utilizará el área de armadura mayor de los dos valores encontrados

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A_{s1}}$$

#### **Dónde:**

$A_s$ = Área de la armadura

$A_{s1}$ = Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (3 cm)

#### **Para calcular la armadura transversal:**

Se trabaja con  $A_{smin}$  para completar la armadura de la zapata:

$$N^{\circ}barras = \frac{A_{smin}}{A_{s2}}$$

$A_{smin}$ = Área de la armadura mínima

As2= Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (3 cm)

Se recomienda que el diámetro de las barras de acero sea como mínimo de 10 mm, tengan una separación máxima de 30 cm y de separación mínima de 10cm.

### 2.5.3.5 Verificación de la adherencia en dirección x-x

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[ \left( \frac{a - a_1}{2} \right) + 0,15 * a_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0.95 \text{ (rigida)} \end{cases}$$

**Dónde:**

Tb= Tensión tangencial de adherencia

$\tau_{bd}$ =Resistencia de cálculo para adherencia

Vd1 =Fuerza cortante mayorada en la sección.

d=Canto útil

n= Número de barras

u=Perímetro de cada barra

$\sigma_{t1}$ - Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón ( $kg/cm^2$ )

$\gamma_{t1}$  = Coeficiente de mayoración de cargas.

$k$  = Es un coeficiente que se toma 0,95 para zapatas rígidas y 2 para zapatas flexibles

Se define como zapatas flexibles a las que cuyo vuelo máximo es superior a 2h, en alguna de las direcciones principales.

Se define como zapatas rígidas, todas aquellas que tengan un vuelo máximo de la cimentación, medido en ambas direcciones principales, donde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a 2h

### 2.5.3.6 Verificación de la adherencia en dirección y-y.-

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[ \left( \frac{b - b_1}{2} \right) + 0,15 * a b_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0,95 \text{ (rígida)} \end{cases}$$

## 2.5.4 Estructuras complementarias.-

### 2.5.4.1 Escaleras

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

Una escalera se compone de las siguientes partes:

- **Peldaño:** es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella o tabica”.
- **Tramo:** Es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama Desembarco.
- **Caja de escalera:** es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama Escalera Ciega; y cuando hay un espacio central, éste recibe el nombre de Ojo de Escalera.
- **Arranque de escalera:** es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. La anchura mínima que debe tener es de 60 cm., mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm., aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.

La Altura de Paso o Escapada es: la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima; siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2,40 m.; sólo en casos de excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1,80 m.

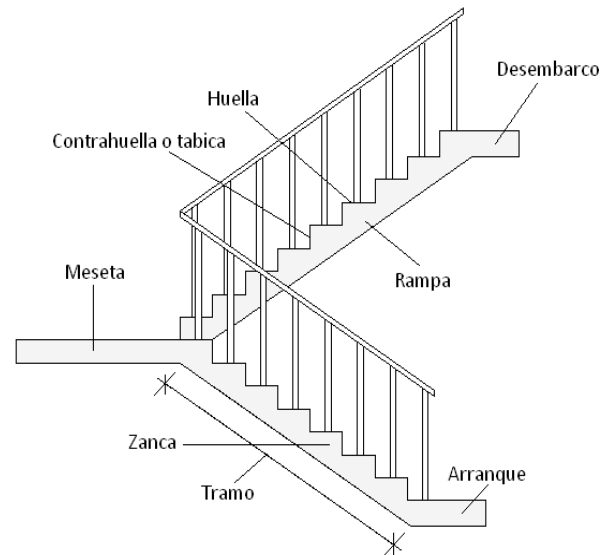
El Ancho o Huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm. para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22 cm., siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

La huella, al encontrarse con la contrahuella, casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a esta saliente se lo denomina Bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.

Este espacio o vacío existente entre dos tramos, en la parte central de la escalera, se denomina ojo o hueco de la misma. Cuando esta parte es llena o maciza se denomina espigón o árbol de la escalera.

Las barandillas: son elementos de protección y seguridad; así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera. Las barandillas están coronadas por los pasamanos y su altura con respecto al vértice del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm. En la siguiente figura se pueden observar los elementos de una escalera.

**Figura 10:** Partes constitutivas de una escalera



**FUENTE:** Elaboración propia.

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las sollicitaciones de la estructura como una viga biapoyada de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en losas macizas utilizando los mismos parámetros de diseño del Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

### **2.5.5 Losas con viguetas de hormigón pretensado**

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

Las losas de entrepisos están conformadas por viguetas pretensadas concretec con complemento de plastofom y una capa de compresión.

## **2.6 Estrategia para la ejecución del proyecto.-**

Para poder realizar la ejecución del proyecto, es necesario, primero, determinar las especificaciones técnicas necesarias para la realización de la obra; seguidamente, se realizará los cómputos métricos con sus precios unitarios para la elaboración del presupuesto y así realizar el planeamiento y cronograma respectivo

### **2.6.1 Especificaciones técnicas**

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

En general las especificaciones técnicas se hicieron en base a las especificaciones nacionales oficiales del país.

### **2.6.2 Precios unitarios**

Los precios unitarios se refieren al costo por unidad de volumen, área o longitud, según corresponda, para cada ítem de construcción.

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10 % y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 13 % y un valor de IT del 3,00 %.

### **2.6.3 Cómputos métricos**

Los cómputos métricos se calculan mediante el uso de fórmulas matemáticas más o menos complejas para las cantidades de cada tarea de la obra, para obtener una valoración

anticipada de ésta y poder predecir las cantidades y volúmenes de material que llevará la realización de la misma, se vale de los planos y documentación definitiva del proyecto.

#### **2.6.4 Presupuesto**

El presupuesto de la obra se lo determina de acuerdo a los precios unitarios para cada cómputo métrico referido en la obra; con esto anticipamos el costo total de la obra y poder estimar una utilidad conveniente. Se debe tener cuidado porque un mal presupuesto puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

#### **2.6.5 Planeamiento y cronograma**

El planeamiento y cronograma de una construcción se lo determina de acuerdo a una ruta crítica y cantidad de obreros necesarios en cada una de las etapas de la construcción de la obra, existen varios métodos como ser PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT. En nuestro caso usaremos el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra.

## CAPITULO III – INGENIERÍA DEL PROYECTO

En este capítulo se presenta La Ingeniería del proyecto: análisis, dimensionamiento y cálculos, basados en el capítulo II (marco teórico) aplicando normativas y metodologías mencionadas en dicho capítulo.

### 3.1 Análisis del levantamiento topográfico.-

El levantamiento topográfico se lo realizó con estación total para un área de emplazamiento aproximado de 1000 m<sup>2</sup>, dando como resultado variación de elevación casi insignificante entre un punto y otro.

La cota donde se realizará la ampliación de la nueva infraestructura es de 1862 m.s.n.m.



**Figura 11:** Levantamiento Topográfico

Se procedió a la elaboración del plano topográfico, con las curvas de nivel que son líneas continuas, que unen los puntos de cotas enteras de igual elevación, tomando los puntos de quiebre para la determinación de detalles.



Para la introducción de datos al programa CYPECAD se utilizó los resultados más desfavorables con el objetivo de darle seguridad a la estructura siendo estos los siguientes:

- Altura de cimentación = 2m.
- Capacidad portante del suelo  $\sigma_{adm} = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$

Los ensayos realizados, tablas y sus correspondientes resultados se encuentran en la sección de ANEXOS.

### **3.3 Análisis del diseño arquitectónico.-**

Al igual que lo mencionado en el Capítulo II (Marco Teórico), el diseño arquitectónico fue proporcionado por el Gobierno Municipal de la ciudad de Tarija y la Provincia Cercado (Departamento de Proyectos) y consta de los siguientes ambientes:

Planta baja: Aula 1, aula 2, aula 3, aula 4, aula 5, aula 6, baño 1, baño 2, depósito y una sala de uso múltiple.

Planta alta: Aula 7, aula 8, aula 9, aula 10, aula 11, aula 12, baño 3, baño 4, depósito y laboratorio.

### **3.4 Planteamiento estructural**

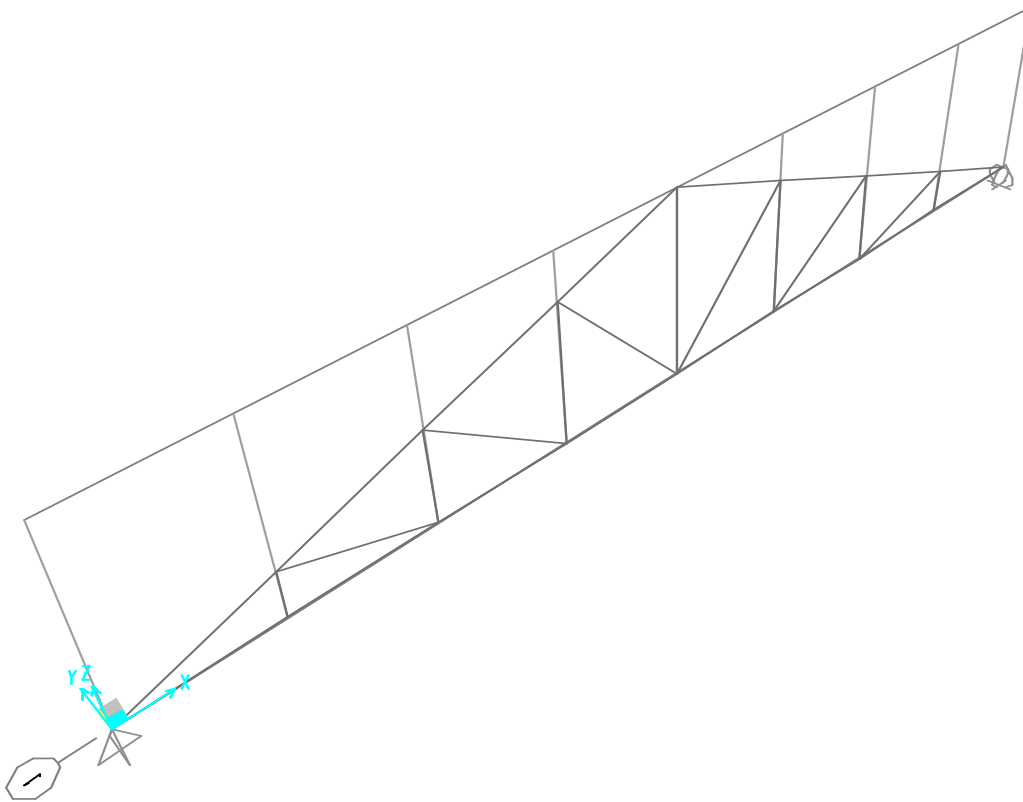
Para el planteamiento estructural de los diferentes elementos que componen la estructura se utilizaron los siguientes datos generales:

- Normas y métodos a utilizar:
  - Estructura H°A°: Código Boliviano del Hormigón CBH-87
  - Cubierta: Método de Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).
- Resistencias características de los materiales para Hormigón Armado:
  - $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$  (Resistencia característica del Hormigón)
  - $f_{yck} = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (Resistencia característica del Acero)
- Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales:
  - $\gamma_c = 1.5$  Para el hormigón.
  - $\gamma_s = 1.15$  Para el acero.
- Coeficientes de mayoración de las cargas:
  - $\gamma = 1.6$

- Nivel de control en la ejecución:
  - El nivel de control en la ejecución de los elementos de Hormigón Armado para el proyecto es el CONTROL NORMAL.
- Velocidad del viento:
  - Para determinar la sobrecarga del viento se tomó una velocidad de viento de 100km/hora lo que significa aproximadamente 28m/seg.
- Capacidad portante del suelo:
  - $\sigma_{adm} = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$

### 3.4.1 Estructura de la cubierta

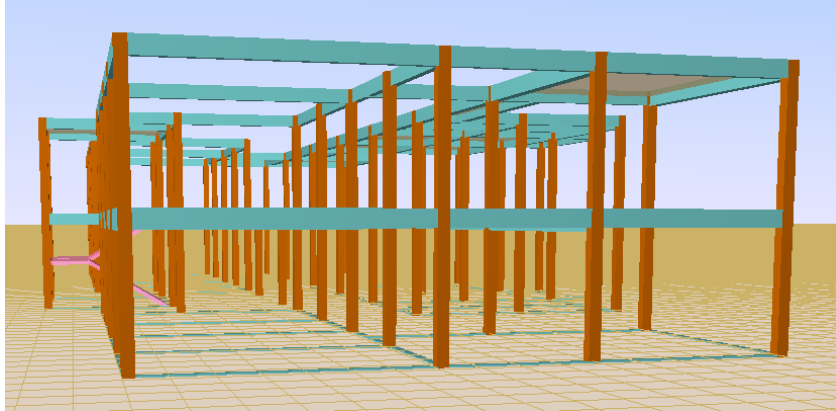
El diseño de las cubiertas se las realizo con cerchas metálicas siendo esta una cercha simplemente apoyada con un apoyo fijo en un extremo y un apoyo móvil en el otro extremo:



**Figura 14:** Idealización de la estructura de la cubierta

### 3.4.2 Estructura de la edificación

La estructura de sustentación para el proyecto en estudio se trata una estructura aporticada con elementos estructurales de Hormigón Armado como se muestra en la siguiente imagen:



**Figura 15:** Idealización de la estructura de sustentación

La altura de cimentación para la estructura es de 2m.

La altura para la planta baja y para el primer piso es de 3.6 m.

El cálculo de las columnas, vigas y zapatas se las realizo con el programa CYPECAD, verificando manualmente los elementos estructurales más solicitados.

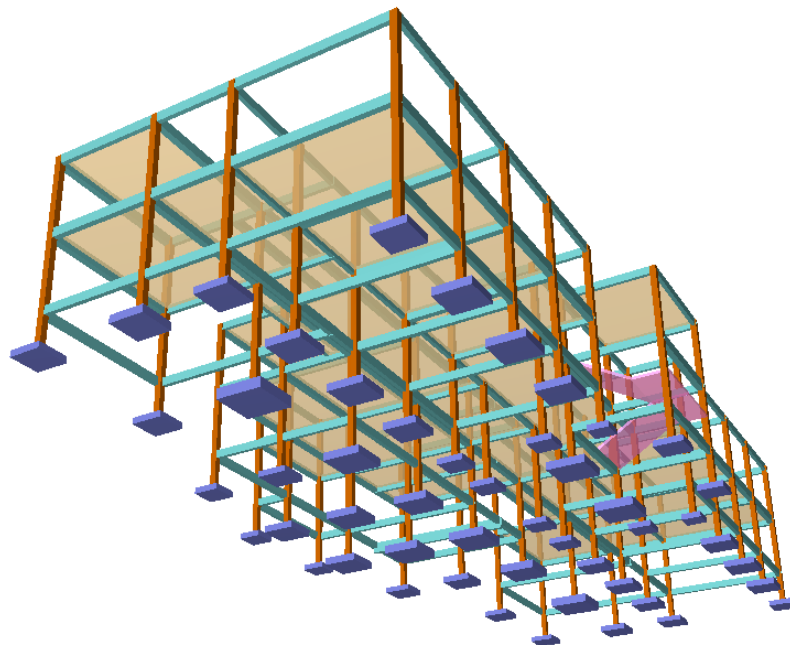
La cubierta está compuesta de cerchas metálicas combinadas de losa alivianada con viguetas prefabricadas de hormigón pretensado cuyos resultados de las reacciones obtenidas en el programa SAP2000 de las cerchas fueron introducidas en el programa CYPECAD como cargas puntuales sobre las vigas en las que se apoya.

### 3.4.3 Fundaciones

La estructura de edificación de la Unidad Educativa cuenta con dos plantas, por lo que las cargas provenientes de la estructuras son moderadas, por lo que se definió utilizar zapatas aisladas.

Además las zapatas aisladas son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos en comparación con otros tipos de fundación como ser las losas de fundación.

Después de realizar un estudio de suelos, se adoptó una cota de fundación a un nivel de 2 m por debajo de la cota del terreno tal y como se observa en la siguiente imagen de las zapatas aisladas presentes en el cálculo estructural de la Ampliación de la Unidad Educativa San Jorge II.



**Figura 16:** Fundaciones

### **3.5 Análisis, cálculo y diseño estructural.-**

De acuerdo a los planos arquitectónicos dados por el Gobierno Municipal de la Ciudad de Tarija y la Provincia Cercado es que se procedió a su respectivo análisis, cálculo y diseño estructural de la nueva infraestructura para la Unidad Educativa San Jorge II, por lo que a continuación se demostrará dicho procedimiento en sus tres fases: estructura de sustentación de la cubierta (cerchas metálicas), estructura de sustentación de la edificación (columnas y vigas) y las fundaciones (zapatas aisladas):

### 3.5.1 Resultados del diseño de la cubierta

Datos importantes:

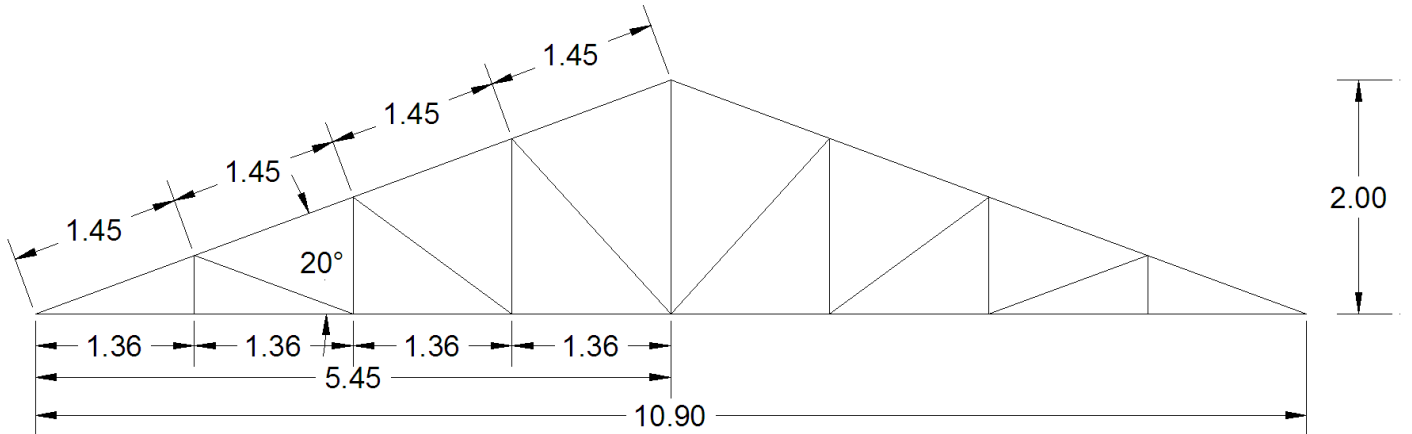
Descripción	Detalle
Pendiente mínima Calamina Ondulada N°28	20°
Separación de cerchas	3.0 m.
Separación de correas	1.45 m.
Peso estructural Calamina Ondulada N°28	3.5 kg/m <sup>2</sup>
Peso de la correa	10.6 kg/m
Velocidad del viento	28 m/s
Sobrecarga de uso	50 kg/m <sup>2</sup>
Traslape longitudinal	20 cm.
Traslape lateral	10 cm
Carga del cielo falso	22 kg/m <sup>2</sup>

Tabla 16: Datos utilizados para el cálculo de la cubierta

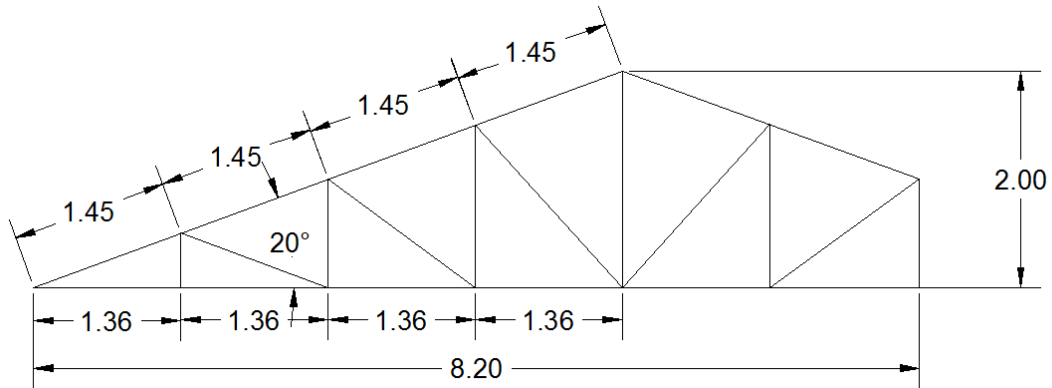
#### Pendiente

La pendiente recomendado es de 20°.

#### Dimensionamiento de la cercha metálica N°1



## Dimensionamiento de la cercha metlica N°2



El ángulo de inclinación obtenido de especificación es:  $\alpha=20^\circ$  por lo tanto la altura máxima de la cubierta será de

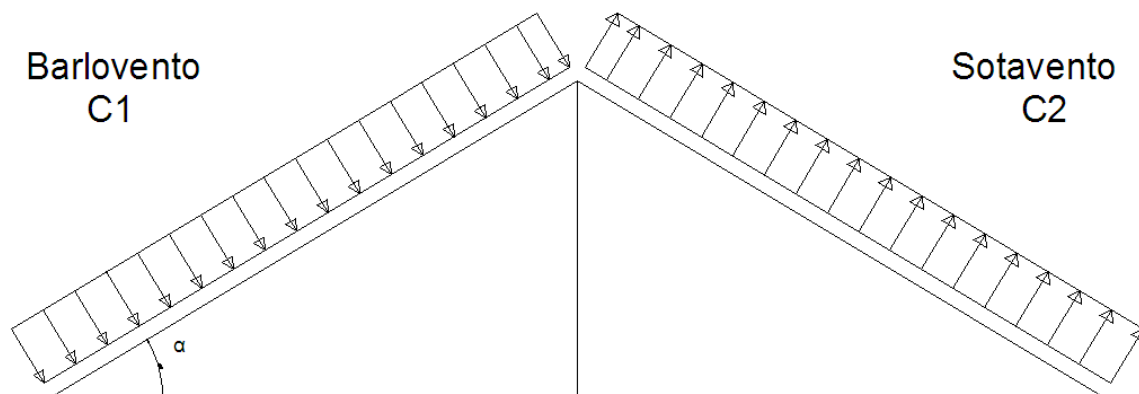
$$h = \frac{b}{2} * \tan \alpha = \frac{10.90}{2} * \tan 20 = 1.9836 \text{ m.}$$

Asumí una altura total de:

$$h = 2.0 \text{ m.}$$

## DISEÑO DE CUBIERTA

La carga de viento se calculó adoptando una velocidad de 100 Km/h (28 m/s) que es la recomendada para nuestra ciudad de Tarija.



## Carga dinámica del viento

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

W = Carga dinámica del viento (kg/m<sup>2</sup>)

V = Velocidad del viento en m/s.

$$W = \frac{28^2}{16} = 49 \text{ kg/m}^2.$$

La carga dinámica de viento obtenida es de 49 kg/m<sup>2</sup>. Ahora el paso a seguir será calcular la carga de Barlovento y Sotavento que estará en función del ángulo de la cubierta:

La sobrecarga de viento viene dada por la siguiente fórmula:

$$P = C * W$$

En donde el coeficiente “C” que está en función del ángulo de inclinación de la cubierta viene dado por la siguiente tabla que se consiguió del libro Jiménez Montoya para superficies planas:

**Tabla 17:** Coeficiente eólico (Barlovento – Sotavento)

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

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

De dicha tabla obtenemos:

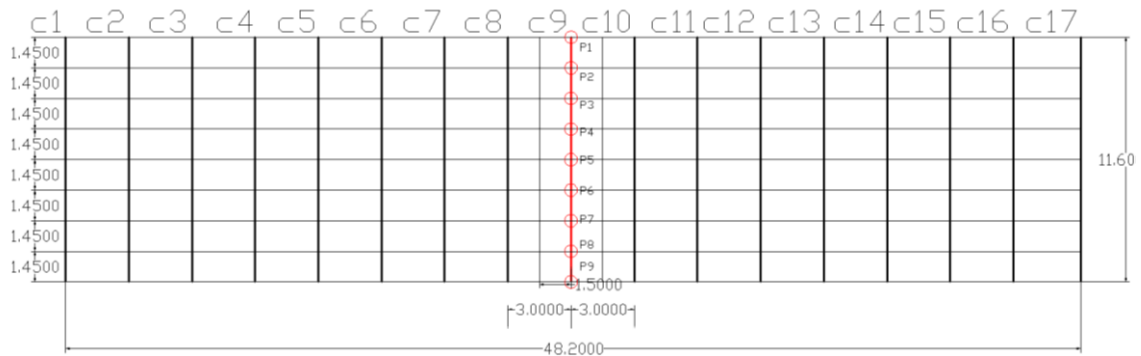
$$C1 = 0 \quad C2 = -0.4$$

Obteniendo así los siguientes valores para las cargas de viento:

$$Q_{\text{vbarlovento}} = 0 * 49 \text{ kg/m}^2 = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{Vsotavento}} = -0.4 * 49 \text{ Kg/m}^2 = 19.6 \text{ kg/m}^2$$

**Vista en planta de la cubierta:**



**Figura 17:** Vista en planta de la cubierta

Teniendo en cuenta el área de influencia para cada P se pudo calcular sus cargas:

	Calamina	Correa	Sobrecarga	Viento	Cielo falso
<b>P1</b>	3,5*(2.175)	10.6*3	50*(2.175)	0*(2.175)	(22*3)*(1.3625/2)
	7.6125	31,8	108.75	0	44.9625
<b>P2</b>	3,5*(4.35)	10.6*3	50*(4.35)	0*(4.35)	(22*3)*((1.3625/2)*2)
	15.225	31,8	217.5	0	89.925
<b>P3</b>	3,5*(4.35)	10.6*3	50*(4.35)	0*(4.35)	(22*3)*((1.3625/2)*2)
	15.225	31,8	217.5	0	89.925
<b>P4</b>	3,5*(4.35)	10.6*3	50*(4.35)	0*(4.35)	(22*3)*((1.3625/2)*2)
	15.225	31,8	217.5	0	89.925
<b>P5</b>	3,5*(4.35)	2*10.6*3	50*(4.35)	-19.6*(4.35)	(22*3)*((1.3625/2)*2)
	15.225	63.6	217.5	-85.26	89.925
<b>P6</b>	3,5*(4.35)	10.6*3	50*(4.35)	-19.6*(4.35)	(22*3)*((1.3625/2)*2)
	15.225	31,8	217.5	-85.26	89.925

<b>P7</b>	$3,5*(4.35)$	$10.6*3$	$50*(4.35)$	$-19.6*(4.35)$	$(22*3)*((1.3625/2)*2)$
	15.225	31,8	217.5	-85.26	89.925
<b>P8</b>	$3,5*(4.35)$	$10.6*3$	$50*(4.35)$	$-19.6*(4.35)$	$(22*3)*((1.3625/2)*2)$
	15.225	31,8	217.5	-85.26	89.925
<b>P9</b>	$3,5*(4.35)$	$10.6*3$	$50*(2.175)$	$-19.6*(2.175)$	$(22*3)*((1.3625/2)*2)$
	7.6125	31,8	108.75	-85.26	44.9625

### Introducción de datos al Programa Sap2000

Una vez obtenidas las cargas que actuaran en la cubierta se pudo introducir las mismas al programa SAP2000, según la norma LRFD para metales se utilizará las siguientes combinaciones de carga:

$$U = 1.4 D \quad (\text{Ecuación A 4-1 del LRFD})$$

$$U = 1.2D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A 4-2 del LRFD})$$

#### Donde

U –la carga ultima                      D –cargas muertas (Dead load)

L –cargas vivas (Live load)    Lr –cargas vivas en techos (Roof Live load)

S –cargas de nieve (Snow load)

R –carga inicial de agua de lluvia o hielo (Rain water or ice load)

W –fuerzas de viento (Wind load)    E –Fuerzas de Sismo (Earthquake load)

#### Cuando hay cargas de impacto

$$U = 1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5 Lr \text{ o } 0.8 W) \quad (\text{Ecuación A 4-3 del LRFD})$$

$$U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A 4-4 del LRFD})$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 0.5 L + 0.2S \quad (\text{Ecuación A 4-5 del LRFD})$$

Para el diseño de los elementos más solicitados se utilizó la Norma ASTM A36 cuyas propiedades son las siguientes:

- Densidad del acero A36                       $7860 \text{ kg/m}^3$
- Límite de fluencia                               $f_y = 250 \text{ MPa (36ksi) = } 2530 \text{ kg/cm}^2$ .
- Límite de rotura                                  $f_r = 400 \text{ Mpa (58ksi) = } 4080 \text{ kg/cm}^2$ .
- Módulo de elasticidad                          $E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$ .

## Reacciones en los apoyos de la cubierta metálica N°1

Una vez cargada la cercha metálica con sus respectivas cargas, se pudo obtener las siguientes reacciones utilizando un perfil metálico **2L 3/4"x3/4"x1/8"** para las barras inferiores y verticales, un perfil **2L 11/2"x11/2"x3/16"** para las barras superiores y diagonales:

$$R_1 = 2093.31 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = 1922.79 \text{ Kg.}$$

## Verificación para los elementos más solicitados

**Condiciones que debe de cumplir:** factores de resistencia según LRFD para elementos a tensión  $\phi_1=0.90$  (límite elástico) y  $\phi_2=0.75$  (límite de ruptura)

### Para las barras inferiores – Elementos 1 - 2

L (cm) = 136.25 cm. Longitud de la barra

Nd (kg) = 4937.56 (Tracción) Solicitude a tracción

**Se debe de partir con las ecuaciones de condición:**

$$f t_1 = \frac{Nd}{A_B} \leq \phi_1 \cdot F_y$$

$$f t_2 = \frac{Nd}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot F_r$$

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

**Se parte calculando el área bruta mínima necesaria:**

$$A_{Bmin nec(cm^2)} \geq \frac{Nd}{0,90 * F_y} \geq \frac{4937.56}{0,90 * 2530} \geq 2.168 \text{ cm}^2$$

$$A_{Bmin nec} \geq 1.084 \text{ cm}^2$$

*por pieza*

**Ahora se calcula el área crítica mínima necesaria:**

$$A_{crit} \geq \frac{Nd}{0,75 * F_r} \geq \frac{4937.56}{0,75 * 4080} \geq 1,613 \text{ cm}^2$$

*min nec*

**Radio de giro mínimo necesario:**

$$r_{min}^{nec} \geq \frac{K * l}{300} \geq \frac{1 * 136.25}{300} \geq 0,454 \text{ cm}$$

**Verificando con el perfil elegido (2L 3/4"x3/4"x1/8") se tiene:**

$$2L \ 3/4" \times 3/4" \times \frac{1}{8}" \left\{ \begin{array}{l} A = 2.227 \text{ cm}^2 \\ I_x = 0.719 \text{ cm}^4 \\ I_y = 1.498 \text{ cm}^4 \\ r_x = 0.5682 \text{ cm} \\ r_y = 0.82 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Primera verificación:** Se verifica el esfuerzo admisible:

$$\frac{Nd}{A_B} \leq 0,90 * F_y$$

$$\frac{4937.56}{2.227} \leq 0,90 * 2530$$

$$2217.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \mathbf{OK!!!}$$

**Segunda verificación:** Con la sección elegida se verifica la rigidez permitida en tracción:

$$\frac{K * l}{r} \leq 300$$

$$\frac{1 * 136.25}{0.5682} \leq 300$$

$$239.79 < 300 \quad \mathbf{OK!!!}$$

**Tercera verificación:** Se verifica con el área crítica:

Se define un diámetro de perno

Diámetro nominal del perno  $\varphi_n(\text{pulg}) = \frac{1}{4} \text{ " } = 0.635 \text{ cm}$ .

Diámetro de cálculo:  $\varphi_c = \varphi_n + \frac{1}{8}$

$$\varphi c(\text{pulg}) = \varphi n(\text{pulg}) + \frac{1}{8}(\text{pulg})$$

$$\varphi c(\text{cm}) = 0.635 + 0.3175 = 0.9525 \text{ cm.}$$

Dato (Espesor del ala): 0.125 in = 0.3175 cm.

$$A_{ctri} = A_B - \Sigma A_{ag}$$

$$A_{ctri} = 2.227 - 2 * (0.9525 * 0.3175) = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{crit} \leq \begin{cases} A_{crit} = 1.62 \text{ cm}^2 \\ 0,85 * A_B = 0,85 * 2.227 = 1.89 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\frac{Nd}{A_{crt}} \leq 0,75 * Fr$$

$$\frac{4937.56}{1.62} \leq 0,75 * 4080$$

$$3047.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 3060 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \mathbf{OK!!!}$$

### Para las barra superior – Elemento 19

L (cm) = 145.13 cm.

Longitud de la barra

Nd (kg) = -5261.15 (Compresión)

Solicitud a compresión

$$2L \ 11/2" \times 11/2" \times \frac{3}{16}" \begin{cases} A = 6.854 \text{ cm}^2 \\ I_x = 9.215 \text{ cm}^4 \\ I_y = 17.94 \text{ cm}^4 \\ r_x = 1.16 \text{ cm} \\ r_y = 1.62 \text{ cm} \end{cases}$$

Se parte estimando el área bruta mínima necesaria:

$$Fcr \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = \frac{2}{3} Fy = \frac{2}{3} * 2530 = 1686.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$\Phi_c$  = Coeficiente de minoración a compresión (0.85)

$$Ab(\text{mínima nec.}) = \frac{Nd(kg)}{\varphi_c * Fcr\left(\frac{kg}{cm^2}\right)} = \frac{5261.15(kg)}{0.85 * 1686.67\left(\frac{kg}{cm^2}\right)} = 3.67cm^2$$

$$Ab(\text{mínima nec. por pieza}) = 1.835 cm^2$$

**Verificamos si el elemento posee una rigidez aceptable:**

$$\lambda_{max} = \frac{K * l}{r_{min}} < 200$$

$$K = 1$$

$$\lambda_{max} = \frac{1 * 145.13}{1.16} < 200$$

$$125.11 < 200 \text{ OK};;$$

**Se define la frontera entre columna elástica e inelástica a través del coeficiente de rigidez reducido:**

$$\lambda_c = \frac{K * l}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} < 1.5 \text{ Pandeo Inelástico}$$

$$\lambda_c = \frac{1 * 145.13}{1.16 * \pi} * \sqrt{\frac{2530}{2100000}} < 1.5 \text{ Pandeo Inelástico}$$

$$1.38 < 1.5 \text{ OK};;; \text{ Columna intermedia o corta}$$

**Por lo tanto el esfuerzo crítico para el elemento será:**

$$Fcr\left(\frac{kg}{cm^2}\right) = 0.658^{\lambda_c^2} * F_y = 0.658^{1.38^2} * 2530 = 1140.12 \frac{kg}{cm^2}$$

**Cálculo de resistencia normal por compresión:**

$$Pn(kg) = Fcr * Ag = 1140.12 \frac{kg}{cm^2} * 6.854cm^2 = 7814.38 kg.$$

**Cálculo de la suma de las cargas factorizadas** (Factor de resistencia según LRFD en columnas es 0.85):

$$Pu'(kg) = 0.85 * Pn = 0.85 * 7814.38 \text{ kg} = 6642.23 \text{ kg}.$$

**Por lo tanto:**

$$Pu' > Nd$$

$$6642.23 \text{ kg} > 5261.15 \text{ kg. OK ;;;}$$

**Para la barra vertical del medio – Elemento 23**

$$L \text{ (cm)} = 200 \text{ cm.}$$

Longitud de la barra

$$Nd \text{ (kg)} = 1638.03 \text{ (Tracción)}$$

Solicitud a tracción

**Se debe de partir con las ecuaciones de condición:**

$$ft_1 = \frac{Nd}{A_B} \leq \phi_1 \cdot Fy$$

$$ft_2 = \frac{Nd}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot Fr$$

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

**Se parte calculando el área bruta mínima necesaria:**

$$A_{Bmin \text{ nec}(cm^2)} \geq \frac{Nd}{0,90 * Fy} \geq \frac{1638.03}{0,90 * 2530} \geq 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{Bmin \text{ nec}} \geq 0.36 \text{ cm}^2$$

*por pieza*

**Ahora se calcula el área crítica mínima necesaria:**

$$A_{crit} \geq \frac{Nd}{0,75 * Fr} \geq \frac{1638.03}{0,75 * 4080} \geq 0.535 \text{ cm}^2$$

*min nec*

**Radio de giro mínimo necesario:**

$$r_{\min}^{nec} \geq \frac{K * l}{300} \geq \frac{1 * 200}{300} \geq 0,667 \text{ cm}$$

**Verificando con el perfil elegido (2L 7/8"x7/8"x1/8") se tiene:**

$$2L 7/8" \times 7/8" \times \frac{1}{8}" \left\{ \begin{array}{l} A = 2.637 \text{ cm}^2 \\ I_x = 1.19 \text{ cm}^4 \\ I_y = 2.38 \text{ cm}^4 \\ r_x = 0.67 \text{ cm} \\ r_y = 0.95 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Primera verificación:** Se verifica el esfuerzo admisible:

$$\frac{Nd}{A_B} \leq 0,90 * F_y$$

$$\frac{1638.03}{2.637} \leq 0,90 * 2530$$

$$621.17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \mathbf{OK!!!}$$

**Segunda verificación:** Con la sección elegida se verifica la rigidez permitida en tracción:

$$\frac{K * l}{r} \leq 300$$

$$\frac{1 * 200}{0.67} \leq 300$$

$$298.51 < 300 \quad \mathbf{OK!!!}$$

**Tercera verificación:** Se verifica con el área crítica:

Se define un diámetro de perno

Diámetro nominal del perno  $\varphi_n(\text{pulg}) = \frac{1}{4} \text{ " } = 0.635 \text{ cm}$ .

Diámetro de cálculo:  $\varphi_c = \varphi_n + \frac{1}{8}$

$$\varphi c(\text{pulg}) = \varphi n(\text{pulg}) + \frac{1}{8}(\text{pulg})$$

$$\varphi c(\text{cm}) = 0.635 + 0.3175 = 0.9525 \text{ cm.}$$

Dato (Espesor del ala): 0.125 in = 0.3175 cm.

$$A_{ctri} = A_B - \Sigma A_{ag}$$

$$A_{ctri} = 2.637 - 2 * (0.9525 * 0.3175) = 2.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{crit} \leq \begin{cases} A_{crit} = 2.03 \text{ cm}^2 \\ 0,85 * A_B = 0,85 * 2.637 = 2.24 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\frac{Nd}{A_{crt}} \leq 0,75 * Fr$$

$$\frac{1638.03}{2.03} \leq 0,75 * 4080$$

$$806.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 3060 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \mathbf{OK!!!}$$

### Para la barra diagonal más solicitada– Elemento 30

L (cm) = 202.64 cm.

Longitud de la barra

Nd (kg) = -1093.39 (Compresión)

Solicitud a compresión

$$2L \ 11/2" \times 11/2" \times \frac{3}{16}" \begin{cases} A = 6.854 \text{ cm}^2 \\ I_x = 9.215 \text{ cm}^4 \\ I_y = 17.94 \text{ cm}^4 \\ r_x = 1.16 \text{ cm} \\ r_y = 1.62 \text{ cm} \end{cases}$$

Se parte estimando el área bruta mínima necesaria:

$$Fcr \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = \frac{2}{3} Fy = \frac{2}{3} * 2530 = 1686.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$\Phi_c$  = Coeficiente de minoración a compresión (0.85)

$$Ab(\text{mínima nec.}) = \frac{Nd(kg)}{\phi_c * F_{cr}\left(\frac{kg}{cm^2}\right)} = \frac{1093.39(kg)}{0.85 * 1686.67\left(\frac{kg}{cm^2}\right)} = 0.76cm^2$$

$$Ab(\text{mínima nec. por pieza}) = 0.38 cm^2$$

**Verificamos si el elemento posee una rigidez aceptable:**

$$\lambda_{max} = \frac{K * l}{r_{min}} < 200$$

$$K = 1$$

$$\lambda_{max} = \frac{1 * 202.64}{1.16} < 200$$

$$174.69 < 200 \text{ OK};;$$

**Se define la frontera entre columna elástica e inelástica a través del coeficiente de rigidez reducido:**

$$\lambda_c = \frac{K * l}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} < 1.5 \text{ Pandeo Inelástico}$$

$$\lambda_c = \frac{1 * 202.64}{1.16 * \pi} * \sqrt{\frac{2530}{2100000}} < 1.5 \text{ Pandeo Inelástico}$$

$$1.93 > 1.5 \text{ OK};;$$

**Por lo tanto el esfuerzo crítico para el elemento será:**

$$F_{crit} = \frac{0,877}{\lambda^2} * 2530 = \frac{0,877}{1.93^2} * 2530 = 595.67 \frac{kg}{cm^2}$$

**Ahora debe cumplir con la condición:**

$$\frac{Nd}{A} \leq \phi * F_{crit}$$

$$\frac{1093.39}{6.854} \leq 0.85 * 595.67$$

$$159.53 \frac{kg}{cm^2} \leq 506.32 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{OK!!!}$$

### Reacciones en los apoyos de la cubierta metálica N°2

Una vez cargada la cercha metálica con sus respectivas cargas, se pudo obtener las siguientes reacciones utilizando un perfil metálico **2L 3/4"x3/4"x1/8"** para las barras sometidas a tracción, y un perfil **2L 11/2"x11/2"x3/16"** para las barras sometidas a compresión:

$$R_1 = 1600.19 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = 1729.09 \text{ Kg.}$$

### Verificación para el elemento más solicitado a tracción:

#### Elementos 1 - 2

$$L \text{ (cm)} = 136.25 \text{ cm.}$$

Longitud de la barra

$$Nd \text{ (kg)} = 3593.81 \text{ (Tracción)}$$

Solicitud a tracción

### Se debe de partir con las ecuaciones de condición:

$$ft_1 = \frac{Nd}{A_B} \leq \phi_1 \cdot Fy$$

$$ft_2 = \frac{Nd}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot Fr$$

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

### Se parte calculando el área bruta mínima necesaria:

$$A_{Bmin nec(cm^2)} \geq \frac{Nd}{0,90 * Fy} \geq \frac{3593.81}{0,90 * 2530} \geq 1.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{Bmin nec} \geq 0.79 \text{ cm}^2$$

*por pieza*

### Ahora se calcula el área crítica mínima necesaria:

$$A_{crit min nec} \geq \frac{Nd}{0,75 * Fr} \geq \frac{3593.81}{0,75 * 4080} \geq 1.17 \text{ cm}^2$$

**Radio de giro mínimo necesario:**

$$r_{\min}^{nec} \geq \frac{K * l}{300} \geq \frac{1 * 136.25}{300} \geq 0,454 \text{ cm}$$

**Verificando con el perfil elegido (2L 3/4"x3/4"x1/8") se tiene:**

$$2L \ 3/4" \times 3/4" \times \frac{1}{8}" \left\{ \begin{array}{l} A = 2.227 \text{ cm}^2 \\ I_x = 0.719 \text{ cm}^4 \\ I_y = 1.498 \text{ cm}^4 \\ r_x = 0.5682 \text{ cm} \\ r_y = 0.82 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Primera verificación:** Se verifica el esfuerzo admisible:

$$\frac{Nd}{A_B} \leq 0,90 * F_y$$

$$\frac{3593.81}{2.227} \leq 0,90 * 2530$$

$$1613.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2277 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \mathbf{OK!!!}$$

**Segunda verificación:** Con la sección elegida se verifica la rigidez permitida en tracción:

$$\frac{K * l}{r} \leq 300$$

$$\frac{1 * 136.25}{0.5682} \leq 300$$

$$239.79 < 300 \quad \mathbf{OK!!!}$$

**Tercera verificación:** Se verifica con el área crítica:

Se define un diámetro de perno

Diámetro nominal del perno  $\varphi_n(\text{pulg}) = \frac{1}{4} \text{ " } = 0.635 \text{ cm}$ .

Diámetro de cálculo:  $\varphi_c = \varphi_n + \frac{1}{8}$

$$\varphi c(\text{pulg}) = \varphi n(\text{pulg}) + \frac{1}{8}(\text{pulg})$$

$$\varphi c(\text{cm}) = 0.635 + 0.3175\varphi c = 0.9525 \text{ cm.}$$

Dato (Espesor del ala): 0.125 in = 0.3175 cm.

$$A_{ctri} = A_B - \Sigma A_{ag}$$

$$A_{ctri} = 2.227 - 2 * (0.9525 * 0.3175) = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{crit} \leq \begin{cases} A_{crit} = 1.62 \text{ cm}^2 \\ 0,85 * A_B = 0,85 * 2.227 = 1.89 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\frac{Nd}{A_{crt}} \leq 0,75 * Fr$$

$$\frac{3593.81}{1.62} \leq 0,75 * 4080$$

$$2218.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 3060 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \mathbf{OK!!!}$$

### Para las barra superior – Elemento 19

L (cm) = 145.13 cm.

Longitud de la barra

Nd (kg) = -3829.77 (Compresión)

Solicitud a compresión

$$2L \ 11/2" \times 11/2" \times \frac{3}{16}" \begin{cases} A = 6.854 \text{ cm}^2 \\ I_x = 9.215 \text{ cm}^4 \\ I_y = 17.94 \text{ cm}^4 \\ r_x = 1.16 \text{ cm} \\ r_y = 1.62 \text{ cm} \end{cases}$$

Se parte estimando el área bruta mínima necesaria:

$$Fcr \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = \frac{2}{3} Fy = \frac{2}{3} * 2530 = 1686.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$\Phi_c$  = Coeficiente de minoración a compresión (0.85)

$$Ab(\text{mínima nec.}) = \frac{Nd(\text{kg})}{\phi c * Fcr(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = \frac{3829.77(\text{kg})}{0.85 * 1686.67(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 2.67\text{cm}^2$$

$$Ab(\text{mínima nec. por pieza}) = 1.335\text{cm}^2$$

**Verificamos si el elemento posee una rigidez aceptable:**

$$\lambda_{max} = \frac{K * l}{r_{min}} < 200$$

$$\lambda_{max} = \frac{1 * 145.13}{1.16} < 200$$

$$125.11 < 200 \text{ OK};;$$

**Se define la frontera entre columna elástica e inelástica a través del coeficiente de rigidez reducido:**

$$\lambda_c = \frac{K * l}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} < 1.5 \text{ Pandeo Inelástico}$$

$$\lambda_c = \frac{1 * 145.13}{1.16 * \pi} * \sqrt{\frac{2530}{2100000}} < 1.5 \text{ Pandeo Inelástico}$$

$$1.38 < 1.5 \text{ OK};; \text{ Columna intermedia o corta}$$

**Por lo tanto el esfuerzo crítico para el elemento será:**

$$Fcr = 0.658^{\lambda_c^2} * F_y = 0.658^{1.38^2} * 2530 = 1140.12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

**Cálculo de resistencia normal por compresión:**

$$Pn(\text{kg}) = Fcr * Ag = 1140.12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 6.854\text{cm}^2 = 7814.38 \text{ kg.}$$

**Cálculo de la suma de las cargas factorizadas** (Factor de resistencia según LRFD en columnas es 0.85):

$$Pu'(kg) = 0.85 * Pn = 0.85 * 7814.38 kg = 6642.23 kg.$$

**Por lo tanto:**

$$Pu' > Nd$$

$$6642.23 kg. > 3829.77 kg. \text{ OK } \text{!!!}$$

### Diseño de la correa.-

La correa es una viga simplemente apoyada, que está sometida a flexión oblicua, la manera de verificar si es que la correa cumple con los requisitos de esfuerzos, es la siguiente:

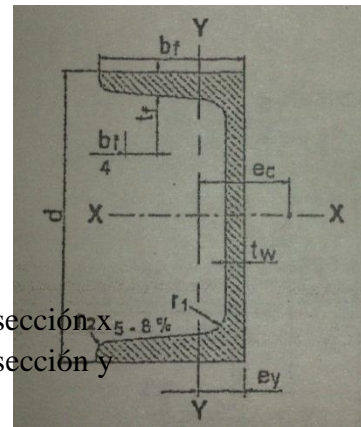
El momento flector resultante M, se descompone en otros dos, que actúan en dos planos longitudinales y principales de las piezas, la suma de las fatigas de trabajo en estos planos no ha de ser mayor que la fatiga admisible del material que se trate.

La fórmula de la ecuación de equilibrio en estas condiciones es:

$$\sigma = \frac{Mx}{Wx} + \frac{My}{Wy}$$

Para el diseño de las correas utilizaré las características del perfil costanera (U100\*50\*6mm) los cuales son:

Designación	100	
h (mm)	100	
bf (mm)	50	
tw(mm)	6	
Ag(cm <sup>2</sup> )	13,5	Área bruta de la sección transversal.
Peso(kg/m)	10,6	
Sx (cm <sup>3</sup> )	41,2	Módulo de resistencia elástico en la sección x - 8 %
Sy (cm <sup>3</sup> )	8,49	Módulo de resistencia elástico en la sección y
Fy(kg/cm <sup>2</sup> )	2530	} Características de resistencia
Fr(kg/cm <sup>2</sup> )	4080	



### Datos de la correa y especificaciones técnicas de la calamina N°28

Peso estructural de la calamina N°28	3,5 (kg/m <sup>2</sup> )
Peso de la correa	10,6 (kg/m)
Longitud de la correa	3 (m)
Velocidad del viento	28 (m/s)

Sobrecarga de uso	40 (kg/m <sup>2</sup> )
<b>Cargas que soporta</b>	
Peso de la calamina	10,5 (kg/m)
Sobrecarga de uso	150 (kg/m)
	-
Carga dinámica del viento	58,8 (kg/m)

El momento de diseño se calcula con la combinación de cargas para obtener el máximo:

$$\text{Momento de diseño} = 1,2*CM+1,6CV+1,3*Viento$$

$$\text{Momento por carga muerta} = 23,7375 \text{ (kg*m)}$$

$$\text{Momento por carga viva} = 135 \text{ (kg*m)}$$

$$\text{Momento debido al viento} = -66,15 \text{ (kg*m)}$$

$$\text{Siendo el Momento de diseño} = 158,49 \text{ (kg*m)}$$

La fórmula general para el cálculo de elemento sometido a a flexión oblicua es:

$$W = \frac{M}{\sigma} (\cos \alpha + \text{sen } \alpha)$$

$$\text{Siendo } \alpha = \text{al ángulo de inclinación de la cubierta} = 20^\circ$$

**Verificación en el Eje X.-**

$$\sigma = \frac{M}{W} (\cos\alpha + \sen\alpha)$$

$$\sigma = \frac{158.49kg * m * 100}{41.2cm^3} (\cos 20 + \sen 20)$$

$$\alpha = 493.05$$

**Tensión de fluencia (Fy) = 2530 kg/cm<sup>2</sup>**

Debe cumplirse la siguiente igualdad:

$$\sigma \leq Fy$$

$$493.05 \frac{kg}{cm^2} \leq 2530k \frac{kg}{cm^2} \quad \mathbf{OK!}$$

**Verificación en el Eje Y.-**

$$\sigma = \frac{M}{W} (\cos\alpha + \sen\alpha)$$

$$\sigma = \frac{158.49kg * m * 100}{8.49 cm^3} (\cos 20 + \sen 20)$$

$$\alpha = 2392.68$$

**Tensión de fluencia (Fy) = 2530 kg/cm<sup>2</sup>**

Debe cumplirse la siguiente igualdad:

$$\sigma \leq Fy$$

$$2392.68 \frac{kg}{cm^2} \leq 2530k \frac{kg}{cm^2} \quad \mathbf{OK!}$$

### Diseño de Uniones (diseño por cortante:

Se diseñara con el perno de la unión Tipo I el cual es A325 con las siguientes dimensiones.

<b>Diámetro del perno dp=</b>	1,59 cm
<b>Diámetro del perno dp=</b>	5/8 pulg
<b>Área del perno Ap=</b>	1,98 cm <sup>2</sup>
<b>τ=</b>	4220 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pu=</b>	6266.7 kg

La cantidad de pernos se los calculó de la siguiente manera:

$$Pu = 0.75(\text{coef. rest. lrfd}) * 1,98 \text{ cm}^2 * 4220 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 6266.7 \text{ kg}$$

$$\text{N}^\circ \text{ pernos } 5/8'' = \frac{N}{Pu}$$

<b>Nº barra</b>	<b>N</b>	<b>N / Pu</b>	<b>Nº pernos 5/8 ''</b>	
1	4937.56	0.79	1	constructivamente 2
2	4937.56	0.79	1	constructivamente 2
3	4215.03	0.67	1	constructivamente 2
4	3486.58	0.56	1	constructivamente 2
5	3393.65	0.54	1	constructivamente 2
6	4029.16	0.64	1	constructivamente 2
7	4658.76	0.74	1	constructivamente 2
8	4658.76	0.74	1	constructivamente 2
12	4964.17	0.79	1	constructivamente 2
13	4293.51	0.69	1	constructivamente 2
14	3616.56	0.58	1	constructivamente 2
15	2935.92	0.47	1	constructivamente 2
16	2935.92	0.47	1	constructivamente 2
17	3715.55	0.59	1	constructivamente 2
18	4491.49	0.72	1	constructivamente 2
19	5261.15	0.84	1	constructivamente 2
20	130.45	0.02	1	constructivamente 2
21	382.70	0.06	1	constructivamente 2
22	654.01	0.10	1	constructivamente 2
23	1638.03	0.26	1	constructivamente 2

24	585.80	0.09	1	constructivamente 2
25	348.60	0.06	1	constructivamente 2
26	130.45	0.02	1	constructivamente 2
27	955.17	0.15	1	constructivamente 2
28	791.54	0.13	1	constructivamente 2
29	672.27	0.11	1	constructivamente 2
30	1088.55	0.17	1	constructivamente 2
31	906.82	0.14	1	constructivamente 2
32	771.27	0.12	1	constructivamente 2

El espaciamento “S” entre cada perno será de 3 veces el diámetro del mismo:

$$S = 3 * 1,59 \text{ cm} = 4,77 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

Se asumirá una separación entre cada perno de 5 cm.

#### **Diseño de la Placa de Apoyo.-**

Las placas de unión se diseñaran para las zonas de apoyo de la estructura de la cubierta siguiendo las especificaciones AISC-LRFD.

#### **Datos:**

$$d = 5/8 \text{ pulg.} = 1.588 \text{ cm.}$$

$$e = 3/8 \text{ pulg.} = 0.9525 \text{ cm. (Espesor de la placa a diseñar)}$$

$$Pu = 9082.74 \text{ Kg. (Carga de diseño para pernos)}$$

Distancias mínimas a los bordes en cualquier dirección:

$$S \geq 1 \frac{1}{4} \text{ in} = 1.25 \text{ in} = 3.18 \text{ cm.}$$

$$S \geq 1 \frac{2}{3} \text{ in} = 1.67 \text{ in} = 4.24$$

$$\text{Resistencia por cortante para un tornillo: } R_n = F_v * A_b$$

$$\text{Para el tipo de perno seleccionado a usar: } R_n = 0.75 * 24 * A_b$$

$$A_b = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 1.588^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$(\phi \cdot R)_n = 0.75 \cdot 24 \cdot A_b = 0.75 \cdot 1687.37 \cdot 1.98 = 2504.89 \text{ kg.}$  Para un tornillo

$$N^\circ \text{Pernos} = \frac{P_u}{R_n} = \frac{P_u}{R_n} = \frac{9082.74 \text{ kg.}}{2504.89 \text{ kg.}} = 3.63 = 4 \text{ Pernos.}$$

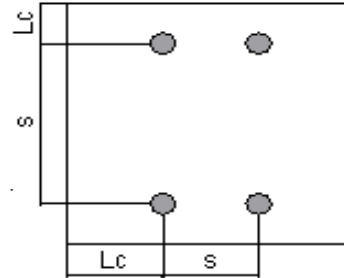
**Verificación de la placa:**

$L_c = 5 \text{ cm.}$       $s = 15 \text{ cm.}$

$F_u = 36 \text{ ksi.}$       $2 \cdot d = 2 \cdot 1.588 = 3.175 \text{ cm.}$

**si  $L_c \leq 2d$     $\phi R_n = 0.75 \cdot (1.2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u)$**

**si  $L_c > 2d$     $\phi R_n = 0.75 \cdot (2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u)$**



**$\phi R_n = 0.75 \cdot (2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u) = 10848.72 \text{ Kg/cm}^2$**

**$\phi R_n \text{ placa} > \phi R_n \text{ total Pernos}$**

**$10848.7 > 10019.6 \quad \text{OK}$**

**Diseño de la Placa de Apoyo:** La placa de base es de acero A36, el esfuerzo de diseño en el área de apoyo de la columna de Hormigón Armado, es mucho menor que la correspondiente a la base de acero de una columna, cuando las barras metálicas se apoyan en la columna es necesario que la carga puntual se distribuya en el área suficiente para evitar que se sobre esfuerce el hormigón, la carga se transmite a través de la placa de acero que está ligada a la columna con cuatro pernos.

**Area de la placa base:** La resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base cubre casi todo el área de la columna esta resistencia es igual a  $\phi$  (0.60 por aplastamiento del concreto) multiplicada por la resistencia nominal del concreto  $0.85 \cdot f_c \cdot A$

$$A = \frac{P_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c} = 76.45 \text{ cm}^2$$

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

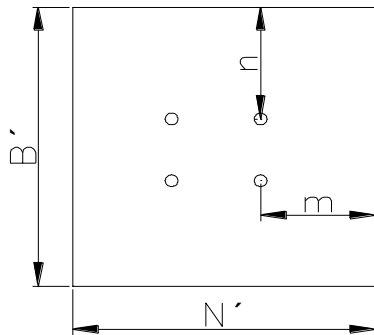
$\phi = 0.6$

Sección adoptada:

$$B = 25 \text{ cm.} \quad N = 25 \text{ cm.}$$

$$A = B * N = 25 * 25 = 625 \text{ cm}^2$$

**Espeor de la placa:** Se toma en cuenta como si la placa estuviera en voladizo con las dimensiones n y m igualando al momento plástico de la placa de acero de la siguiente manera:



$$\frac{P}{N' * B'} * n * \frac{n}{2} = \frac{p * n^2}{2 * A' * B'} \quad \frac{P}{N' * B'} * m * \frac{m}{2} = \frac{p * m^2}{2 * A' * B'}$$

$$\phi * MP = \phi * C * \frac{t}{2} = fy * \frac{t}{2} * \frac{t}{2} = fy * \frac{t^2}{4}$$

Todo fue calculado para un ancho de un metro de placa, donde t es el espeso y  $\phi = 0.90$ .

Igualando esta expresión con el momento máximo el valor de espesor puede ser:

$$\phi * fy * \frac{t^2}{4} = * \frac{P * m^2}{2 * A' * B'} \quad \phi * fy * \frac{t^2}{4} = * \frac{P * n^2}{2 * A' * B'}$$

$$m = 5 \text{ cm.}$$

$$n = 5 \text{ cm.}$$

$$fy = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = m * \sqrt{\frac{2 * P}{0.9 * fy * A' * B'}} = 0.54 \text{ cm.} \quad t = n * \sqrt{\frac{2 * P}{0.9 * fy * A' * B'}} = 0.54 \text{ cm.}$$

Valor adoptado de espesor de placa = 0.9525 cm. = 3/8 pulg.

### Pernos de Anclaje.-

$T_u = 5570 \text{ Kg.} = 12281 \text{ lb.}$

Fuerza axial sobre la placa

$\phi_t = 0.75$

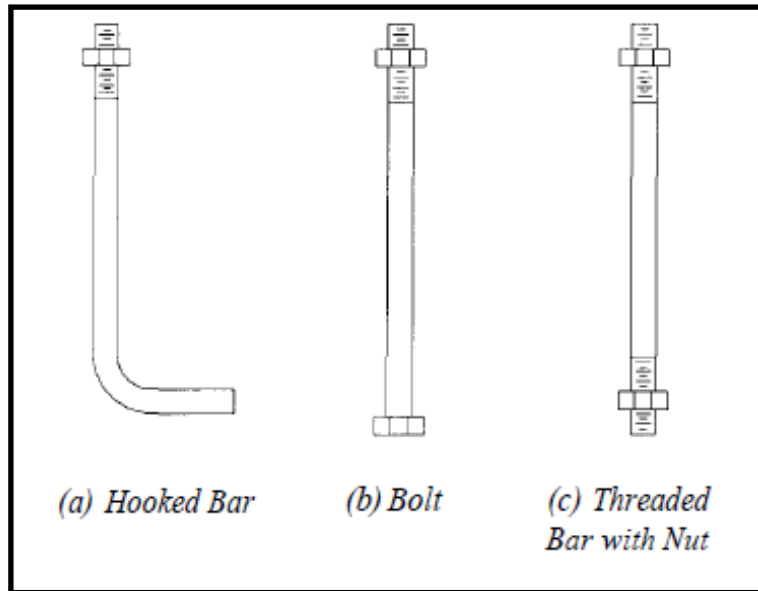
$f'_c = 2 \text{ ksi}$

Resistencia característica del hormigón

$F_u = 58 \text{ ksi}$

Esfuerzo último de ruptura

Según la Normativa AISC LRFD 2005



Antes de comenzar el diseño de perno de anclaje es necesario considerar algunas precauciones propuestas por los autores Res Shipp y Haninger que sugieren una tabla según el tipo de acero utilizado las distancias mínimas a las que se deben anclar los pernos según la siguiente tabla:

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

Dónde “d” es el diámetro nominal del perno

## Procedimiento.-

### 1.- Determinar el área del perno con la siguiente fórmula:

$$A_g = \frac{Tu}{0.75 * \phi_1 * Fu} = \frac{12281}{0.75 * 0.75 * 58} = 0.376 \text{ in}^2$$

$$A_g = \frac{\pi}{4} * d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * A_g}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.376}{\pi}} = 0.692 \text{ in.} = 0.75 \text{ in.} = \frac{3}{4} \text{ in.} \text{ valor constructivo.}$$

Por lo tanto el valor de  $A_g = 0.44 \text{ in}^2$

Donde:

Tu = Fuerza aplicada al perno, esta fuerza sale del cálculo en el caso de placas con momento con excentricidad grande en los demás casos esta Tu no es más que la fuerza axial sobre la placa pu.

Fu = es la fuerza que resiste el perno. Para el acero A-36 este valor es de 58 ksi.

$\phi_t$  = factor de resistencia tomado para aceros A – 36 igual a 0.75.

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

$$A_{psf} = \frac{Tu}{4 * \phi_t * \sqrt{f'c}} = \frac{12281}{4 * 0.75 * \sqrt{2000}} = 91.53 \text{ in}^2$$

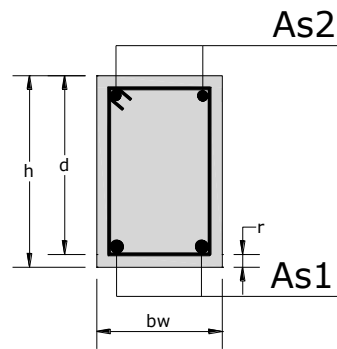
### 3.- Determinar la longitud del perno de anclaje:

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{3.14}} = \sqrt{\frac{91.53}{3.14}} = 5.4 \text{ in.}$$

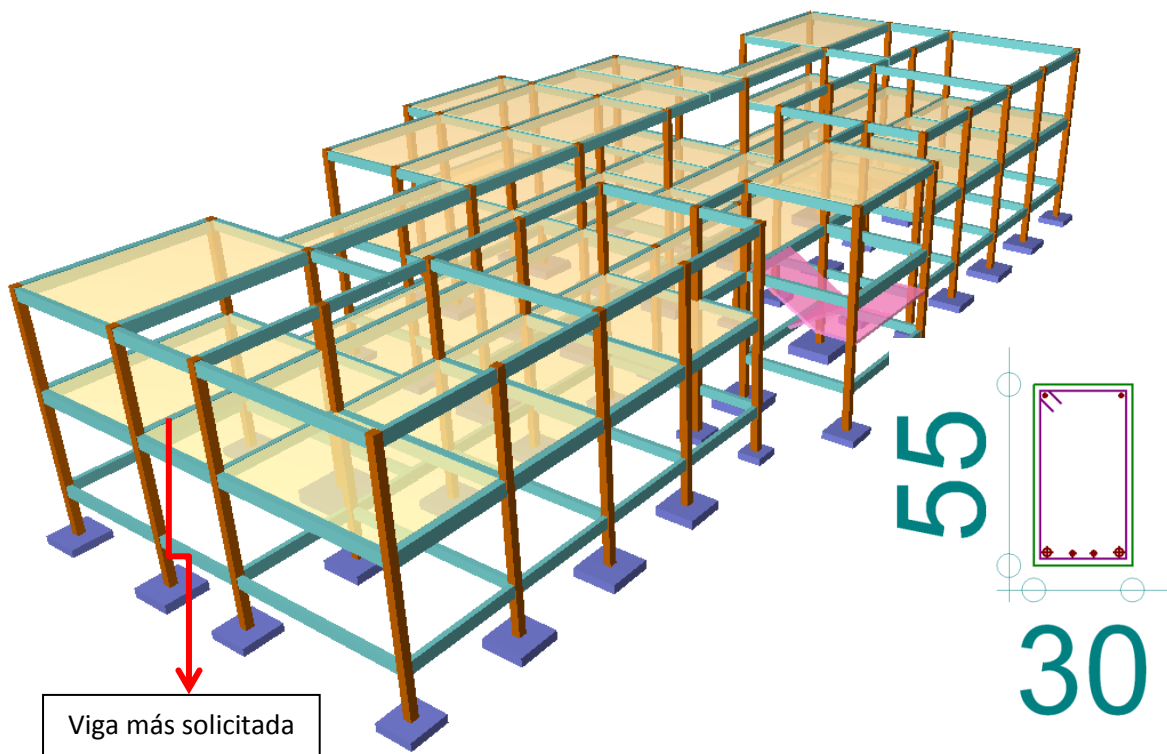
Este resultado se lo debe de comparar con la tabla colocada a un principio “longitud mínima”. Tenemos de dato  $d = 0.75 \text{ in.}$

Entonces la longitud mínima será  $= 12 * d = 12 * 0.75 \text{ in.} = 9 \text{ in.}$

### 3.5.2 Resultados del Diseño de Vigas.-

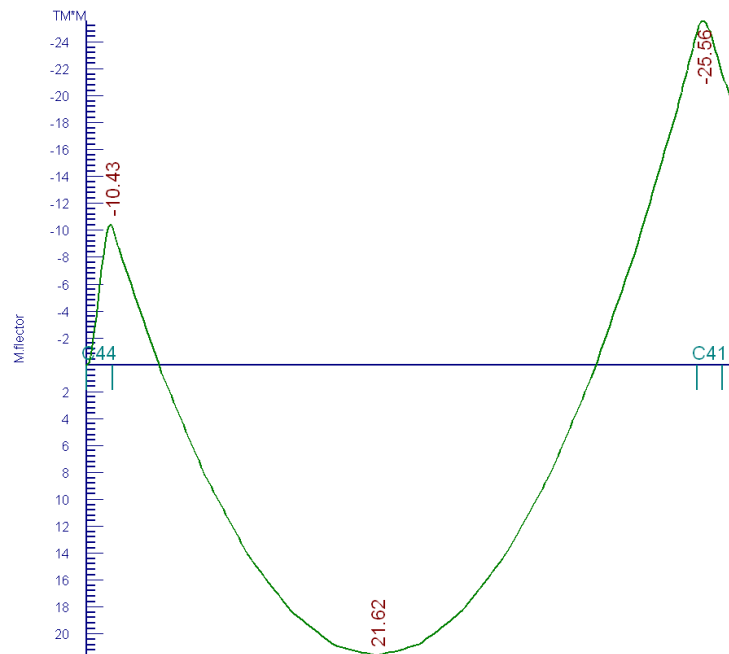


Para el dimensionamiento de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa CYPECAD – v2012.b para obtener las máximas solicitaciones.



**Figura 18:** Idealización de la viga más solicitada

## Determinación de la armadura positiva para la viga situada entre la columna C44 y columna C41 (Planta Alta)



**Figura 19:** Diagrama de momentos flectores

### Datos:

$$M_d = 21.62 \text{ ton} \cdot \text{m} = 2162000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$H = 55 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 53 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia característica del Hormigón a compresión.}$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia característica del acero.}$$

### Coefficientes de minoración:

$f_{cd}$  = resistencia de diseño o de cálculo del hormigón a compresión, por esfuerzo cortante

$f_{yd}$  = resistencia de diseño o de cálculo del acero a compresión, por esfuerzo cortante

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.50} = 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 3652.17 \frac{kg}{cm^2}$$

**Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{2162000 \text{ kg} * \text{cm}}{30 \text{ cm} * (53 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.183$$

Entonces:  $\mu_{lim} = 0.332$  valor obtenido en función al tipo de acero (AE-42)

**Como:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: se obtiene ( $W_s$ ) de tablas

**Con:**  $\mu_d = 0.183$  logro una cuantía mecánica de  $W_s = 0.20955$

**Determinación de la armadura: ( $A_s$ )**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.20955 * 30 \text{ cm} * 53 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652.17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 12.77 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{min} = 0.0033$  (de tabla, de acuerdo al tipo de acero "AE-42" y tipo de elemento estructural "viga")**

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * h = 0.0033 * 30 \text{ cm} * 55 \text{ cm} = 5.45 \text{ cm}^2$$

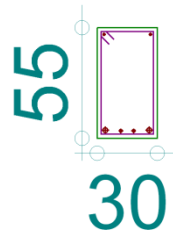
**Como:**  $A_s > A_{s \text{ min}}$

Con el área de  $A_s = 12.77 \text{ cm}^2$

Se utilizara **2Φ25mm+2Φ16mm**

$$A_{s1} = 2 * 4.9 + 2 * 2.01 = 13.82 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.77 \text{ cm}^2$$



**Tiene que cumplir la siguiente condición:**

$$A_{s1} > A_s$$

$$13.82 \text{ cm}^2 > 12.77 \text{ cm}^2 \quad \text{OK};i$$

**Cálculo de la armadura negativa para la viga 1 en la columna C44 (Planta Alta)**

**Datos:**

$$M_d = 10.43 \text{ ton} * \text{m} = 1043000 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$H = 55 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 55\text{cm} - 2\text{cm} = 53 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

**Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{1043000 \text{ kg} * \text{cm}}{30\text{cm} * (53\text{cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.0884$$

Entonces:  $\mu_{lim} = 0.332$  valor obtenido en función al tipo de acero (AE-42)

**Como:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) de tablas

**Con:**  $\mu_d = 0.0884$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s = 0.094$

**Determinación de la armadura: ( $A_s$ )**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.094 * 30 \text{ cm} * 53\text{cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652.17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 5.73 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{min} = 0.0033$  (de tabla, de acuerdo al tipo de acero "AE-42" y tipo de elemento estructural "viga")**

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * h = 0.0033 * 30\text{cm} * 55 \text{ cm} = 5.45\text{cm}^2$$

**Como:**  $A_s > A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área  $A_s = 5.73 \text{ cm}^2$

Se utilizara: **2Φ16+2Φ12**

$$A_{s2} = 2 * 2.01\text{cm}^2 + 2 * 1.13\text{cm}^2 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.73 \text{ cm}^2$$

**Tiene que cumplir la siguiente condición:**

$$A_{s1} > A_s$$

$$6.28 \text{ cm}^2 > 5.73 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{OK};$$

## Cálculo de la armadura negativa para la viga 1 en la columna C41 (Planta Alta)

### Datos:

$$M_d = 25.56 \text{ ton} \cdot \text{m} = 2556000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$H = 55 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 53 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

### Determinación del momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{2556000 \text{ kg} * \text{cm}}{30 \text{ cm} * (53 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0.217$$

Entonces:  $\mu_{lim} = 0.332$  valor obtenido en función al tipo de acero (AE-42)

**Como:**  $\mu_d < \mu_{lim}$  no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) de tablas

**Con:**  $\mu_d = 0.217$  se obtiene una cuantía mecánica de  $W_s = 0.25695$

### Determinación de la armadura: ( $A_s$ )

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.25695 * 30 \text{ cm} * 53 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652.17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 15.66 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima: ( $A_s$ )  $w_{min} = 0.0033$  (de tabla, de acuerdo al tipo de acero "AE-42" y tipo de elemento estructural "viga")**

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * h = 0.0033 * 30 \text{ cm} * 55 \text{ cm} = 5.45 \text{ cm}^2$$

**Como:**  $A_s > A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área  $A_s = 15.66 \text{ cm}^2$

Se utilizara: **5Φ20+2Φ12**

$$A_{s2} = 5 * 3.14 \text{ cm}^2 + 2 * 1.13 \text{ cm}^2 = 17.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15.66 \text{ cm}^2$$

Tiene que cumplir la siguiente condición:

$$A_{s2} > A_s$$

$$17.96 \text{ cm}^2 > 15.66 \text{ cm}^2 \quad \text{OK};;$$

Cálculo de la armadura transversal para la viga 1 en la columna C44 (Planta Alta):

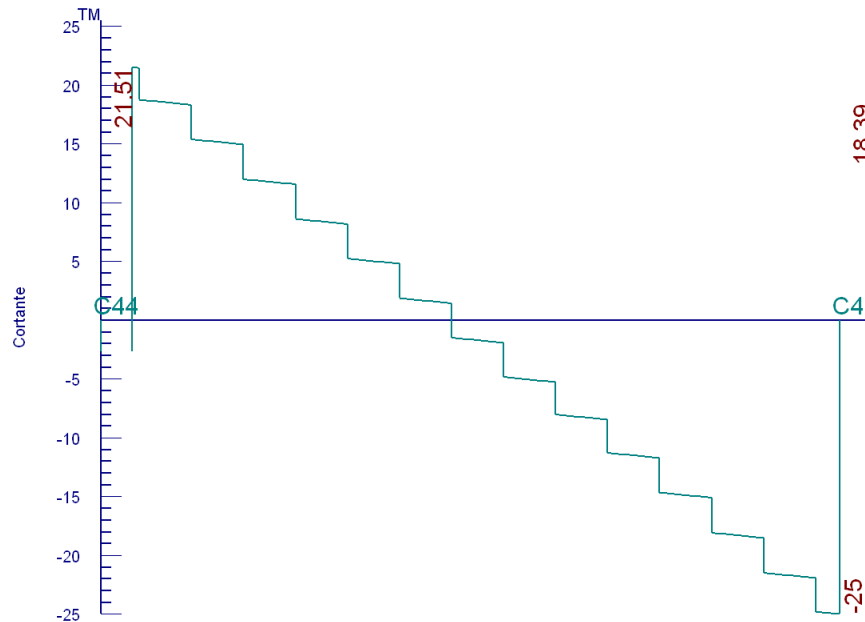


Figura 20: Diagrama de esfuerzos cortantes

Datos:

$$V_d = 21.51 \text{ ton} = 21510 \text{ Kg}$$

$$H = 55 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 53 \text{ cm.}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{140} = 5.916 \text{ kg/cm}^2$$

**Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante:**

$$V_{cu} = f_{vd} * bw * d = 5.916 * 30\text{cm} * 53\text{ cm} = 9406.44\text{ kg}$$

$$Vd \leq V_{cu} \text{ No cumple}$$

$$21510\text{ Kg} \leq 9406.44\text{ Kg Necesita armadura transversal}$$

**Como:**

$$Vd > V_{cu} = 21510\text{kg} > 9406.44\text{kg}$$

**Cortante último por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón:**

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * bw * d = 0.30 * 140 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30\text{ cm} * 53\text{ cm} = 66780\text{ Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 9406.44\text{kg} < 21510\text{ kg} < 66780\text{ kg}$$

**Contribución de la armadura transversal del alma, a la resistencia a esfuerzo cortante:**

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 21510\text{kg} - 9406.44\text{ kg} = 12103.56\text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0.90 * d * f_{yd}} = \frac{12103.56\text{ kg} * 100\text{cm}}{0.90 * 53\text{ cm} * 3652.17\text{ kg/cm}^2} = 6.95\text{ cm}^2$$

**Cálculo de la armadura mínima:**

$$A_{st\ min} = 0.02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 * 30\text{ cm} * 100\text{ cm} * \frac{140\text{ kg/cm}^2}{3652.17\text{ kg/cm}^2} = 2.30\text{ cm}^2$$

Tomamos el mayor  $A_{st} = 6.95\text{ cm}^2/\text{m}$

La armadura transversal para una pierna será:  $3.475\text{ cm}^2/\text{m}$

Se adoptará un diámetro  $\Phi=8\text{mm}$

Se tiene un área  $A=0.503\text{ cm}^2$

Se adopta un espaciamiento de  $8\text{ cm}$

**Calculando el número de barras:**

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{A_{st1\ pierna}}{A_{\Phi 8\text{mm}}} = \frac{3.475}{0.503} = 6.91 \approx 7\text{ barras}$$

$$A_{st} = N^{\circ}\text{barras} * A_{\Phi 8\text{mm}} = 7 * 0.503 = 3.521\text{ cm}^2$$

$$3.521\text{ cm}^2 > 3.475\text{ cm}^2 \text{ OK;}$$

La longitud donde el cortante está actuando con mayor intensidad es el 18.76% Luz:

Lo que sería  $1.36\text{m.}$ , dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos  $136/7 = 19.43\text{cm.}$

Constructivamente 20 cm.

**7Φ8mm c/20 cm. (en todo ese sector)**

### **Cálculo de la armadura transversal para la viga 1 en la columna 41**

En la zona del medio de la viga el esfuerzo de corte va disminuyendo; por lo que, la distribución de los estribos es a una distancia más separada y con armadura transversal mínima.

#### **Datos:**

$$V_d = 25.00 \text{ ton} = 25000 \text{ Kg}$$

$$H = 55 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 55\text{cm} - 2\text{cm} = 53\text{cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

#### **Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:**

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{140} = 5.916 \text{ kg/cm}^2$$

#### **Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante:**

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 5.916 * 30 \text{ cm} * 53 \text{ cm} = 9406.44 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu} \text{ No cumple}$$

$$25000 \text{ Kg} \leq 9406.44 \text{ Kg Necesita armadura transversal}$$

#### **Como:**

$$V_d > V_{cu} = 25000 \text{ kg} > 9406.44 \text{ kg}$$

#### **Cortante último por agotamiento, por compresión oblicua del hormigón:**

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d = 0.30 * 140 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 53 \text{ cm} = 66780 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} = 9406.44 \text{ kg} < 25000 \text{ kg} < 66780 \text{ kg}$$

#### **Contribución de la armadura transversal del alma, a la resistencia a esfuerzo cortante:**

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 25000 \text{ kg} - 9406.44 \text{ kg} = 15593.56 \text{ kg}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0.90 * d * f_{yd}} = \frac{15593.56 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0.90 * 53 \text{ cm} * 3652.17 \text{ kg/cm}^2} = 8.95 \text{ cm}^2$$

**Cálculo de la armadura mínima:**

$$A_{st \text{ min}} = 0.02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 * 30 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{140 \text{ kg/cm}^2}{3652.17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{st} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Tomamos el mayor  $A_{st} = 8.95 \text{ cm}^2/\text{m}$

La armadura transversal para una pierna será:  $4.475 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se adoptará un diámetro  $\Phi=8\text{mm}$

Se tiene un área  $A=0.503 \text{ cm}^2$

Se adopta un espaciamiento de 8 cm

**Calculando el número de barras:**

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{st1 \text{ pierna}}}{A_{\phi 8 \text{ mm}}} = \frac{4.475}{0.503} = 8.9 \approx 9 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{ barras} * A_{\phi 8 \text{ mm}} = 9 * 0.503 = 4.527 \text{ cm}^2$$

$$4.527 \text{ cm}^2 > 4.475 \text{ cm}^2 \quad \text{OK};;$$

La longitud donde el cortante está actuando con mayor intensidad es el 28.14% Luz:

Lo que sería 2.04 m., dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos  $204/9 = 22.67 \text{ cm}$ .

Constructivamente 23 cm., de donde tendría un total de número de estribos:

**9 $\Phi$ 8mm c/23 cm. (en todo ese sector)**

**Verificación de la flecha máxima en la viga más cargada**

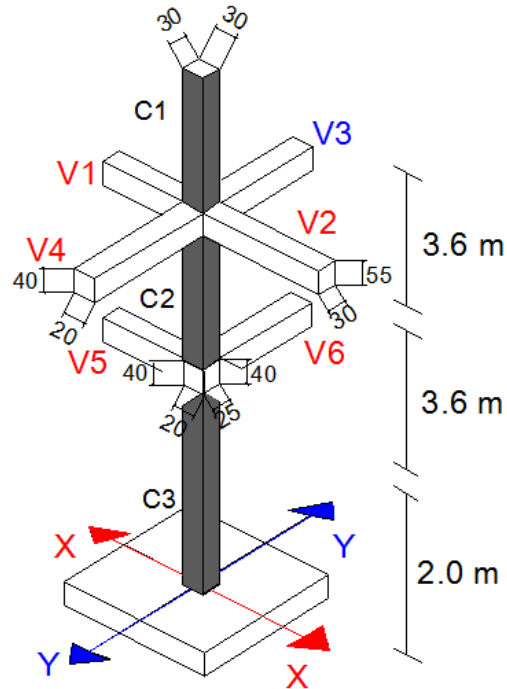
$$f_{\text{max}} = 0.954 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L_{\text{viga}}}{500} = \frac{725 \text{ cm}}{500} = 1.45 \text{ cm}$$

$$1.45 \text{ cm} > 0.954 \text{ cm} \quad \text{OK};;$$

### 3.5.3 Resultados del diseño de columnas

Análisis de la columna N°25 la cual es una de las más solicitadas de la estructura en el piso 1.



**Figura 21:** Modelación 3D de la Columna N°25

**Los datos correspondientes a la C25 son los siguientes:**

Esfuerzo normal de cálculo	$N_d = 63510 \text{ kg}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 2270 \text{ kg}\cdot\text{m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 280 \text{ kg}\cdot\text{m}$
Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} = 210 \text{ kg}/\text{cm}^2$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$
Longitud de la columna analizada (C2)	$L = 3.6 \text{ m}$
Altura de la columna analizada (C2)	$h = 30 \text{ cm}$
Base de la columna analizada (C2)	$b = 30 \text{ cm}$

Altura de la vigas (V1) y (V2)	$h = 55 \text{ cm}$
Base de la viga (V1) y (V2)	$b = 30 \text{ cm}$
Longitud de la viga (V1)	$L = 6.30 \text{ m}$
Longitud de la viga (V2)	$L = 7.60 \text{ m}$
Altura de la viga (V3) y (V4)	$h = 40 \text{ cm}$
Base de las viga (V3) y (V4)	$b = 20 \text{ cm}$
Longitud de la viga (V3)	$L = 3.95\text{m}$
Longitud de la viga (V4)	$L = 3.90\text{m}$
Altura de la vigas (V5)	$h = 40 \text{ cm}$
Base de la viga (V5)	$b = 25 \text{ cm}$
Longitud de la viga (V5)	$L = 6.45 \text{ m}$
Altura de la vigas (V6)	$h = 40 \text{ cm}$
Base de la viga (V6)	$b = 20 \text{ cm}$
Longitud de la viga (V6)	$L = 4.10 \text{ m}$
Altura de la columna superior (C1)	$h = 30 \text{ cm}$
Base de la columna superior (C1)	$b = 30 \text{ cm}$
Longitud de la columna (C1)	$L = 3.6 \text{ m}$
Altura de la columna inferior (C3)	$h = 30 \text{ cm}$
Base de la columna inferior (C3)	$b = 30 \text{ cm}$
Longitud de la columna inferior (C3)	$L = 2.0 \text{ m}$

**Momento de inercia de la columna:**

$$I_{c1X-X} = I_{c1Y-Y} = I_{c2X-X} = I_{c2Y-Y} = I_{c3X-X} = I_{c3Y-Y} = \frac{b * h^3}{12}$$
$$= \frac{30 * 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

**Momento de inercia de las vigas:**

$$I_{v1X-X} = I_{v2X-X} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{30 * 55^3}{12} = 415937.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{v3X-X} = I_{v4X-X} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{20 * 40^3}{12} = 106666.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{v5X-X} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{25 * 40^3}{12} = 103333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{v6X-X} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{20 * 40^3}{12} = 106666.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{v1Y-Y} = I_{v2Y-Y} = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{30^3 * 55}{12} = 123750 \text{ cm}^4$$

$$I_{v3Y-Y} = I_{v4Y-Y} = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{20^3 * 40}{12} = 26666.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{v5Y-Y} = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{25^3 * 40}{12} = 52083.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{v6Y-Y} = \frac{b^3 * h}{12} = \frac{20^3 * 40}{12} = 26666.67 \text{ cm}^4$$

**Determinación del coeficiente de pandeo:**

$$\Psi = \frac{\sum \frac{EI}{L} \text{ columnas}}{\sum \frac{EI}{L} \text{ vigas}}$$

$$\Psi_{AX} = \frac{\frac{I_{c1X-X}}{l_{c1}} + \frac{I_{c2X-X}}{l_{c2}}}{\frac{I_{v1X-X}}{l_{v1}} + \frac{I_{v2X-X}}{l_{v2}} + \frac{I_{v3X-X}}{l_{v3}} + \frac{I_{v4X-X}}{l_{v4}}} = \frac{\frac{67500}{360} + \frac{67500}{360}}{\frac{415937.5}{630} + \frac{415937.5}{760} + \frac{106666.67}{395} + \frac{106666.67}{390}}$$

$$\Psi_{AX} = 0.214$$

$$\Psi_{BX} = \frac{\frac{I_{c2X-X}}{l_{c2}} + \frac{I_{c3X-X}}{l_{c3}}}{\frac{I_{v5X-X}}{l_{v5}} + \frac{I_{v6X-X}}{l_{v6}}} = \frac{\frac{67500}{360} + \frac{67500}{200}}{\frac{103333.33}{645} + \frac{106666.67}{410}}$$

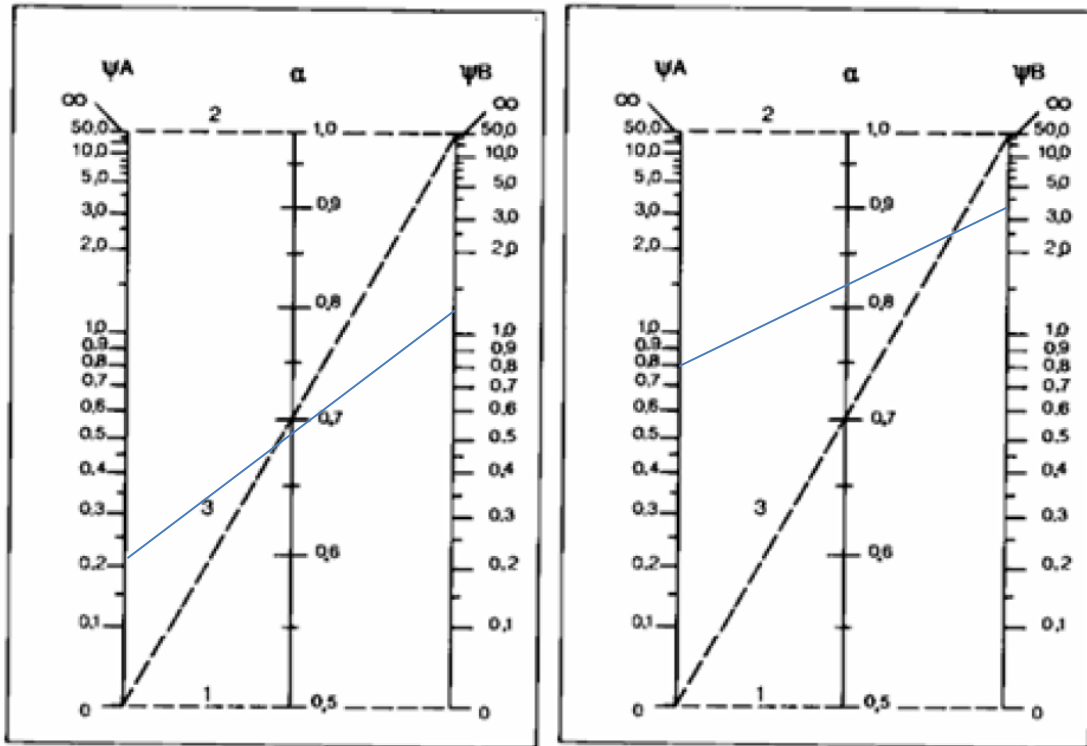
$$\Psi_{BX} = 1.25$$

$$\Psi_{AY} = \frac{\frac{I_{c1Y-Y}}{l_{c1}} + \frac{I_{c2Y-Y}}{l_{c2}}}{\frac{I_{v1Y-Y}}{l_{v1}} + \frac{I_{v2Y-Y}}{l_{v2}} + \frac{I_{v3Y-Y}}{l_{v3}} + \frac{I_{v4Y-Y}}{l_{v4}}} = \frac{\frac{67500}{360} + \frac{67500}{360}}{\frac{123750}{630} + \frac{123750}{760} + \frac{26666.67}{395} + \frac{26666.67}{390}}$$

$$\Psi_{AY} = 0.8$$

$$\Psi_{BY} = \frac{\frac{I_{c2Y-Y}}{l_{c2}} + \frac{I_{c3Y-Y}}{l_{c3}}}{\frac{I_{v5Y-Y}}{l_{v5}} + \frac{I_{v6Y-Y}}{l_{v6}}} = \frac{\frac{67500}{360} + \frac{67500}{200}}{\frac{52083.33}{645} + \frac{26666.67}{410}}$$

$$\Psi_{BY} = 3.60$$



$$\psi_{AX} = 0.214$$

$$\psi_{BX} = 1.25$$

$$\psi_{AX} = 0.8$$

$$\psi_{BX} = 3.60$$

### Pórticos intraslacionales para obtener el valor de K

$$K_x = 0.69$$

$$l_{ox} = 0.69 \cdot 360 = 248.4 \text{ cm}$$

$$K_y = 0.82$$

$$l_{oy} = 0.82 \cdot 360 = 295.2 \text{ cm}$$

### Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_x = \frac{l_o}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{248.4 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{67500 \text{ cm}^4}{900 \text{ cm}^2}}} = 28.68$$

$$\lambda_y = \frac{l_o}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{295.2 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{67500 \text{ cm}^4}{900 \text{ cm}^2}}} = 34.08$$

Como:  $\lambda_x = 24.25$  y  $\lambda_y = 26.67 \rightarrow (\lambda < 35)$ . Se trata de una columna corta ya que la esbeltez no es mayor a 35; por lo tanto no se necesita realizar una verificación de pandeo.

**Reducción de la resistencia de los materiales:**

$$f_{cd} = 0.9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.9 * \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{1.5} = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{1.15} = 3652.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y = \frac{126 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 113400 \text{ Kg}$$

**Se mayor de los momentos y la normal**

$$N_d = 63510 \text{ Kg} * 1.6 = 101616 \text{ Kg}$$

$$M_{xd} = 2270 \text{ Kg} * \text{m} * 1.6 = 3632 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_{yd} = 280 \text{ Kg} * \text{m} * 1.6 = 448 \text{ Kg} * \text{m}$$

**Se determina los esfuerzos reducidos**

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{101616 \text{ kg}}{113400 \text{ Kg}} = 0.8$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_y} = \frac{3632 * 100 \text{ kg} * \text{cm}}{113400 \text{ kg} * 30 \text{ cm}} = 0.11$$

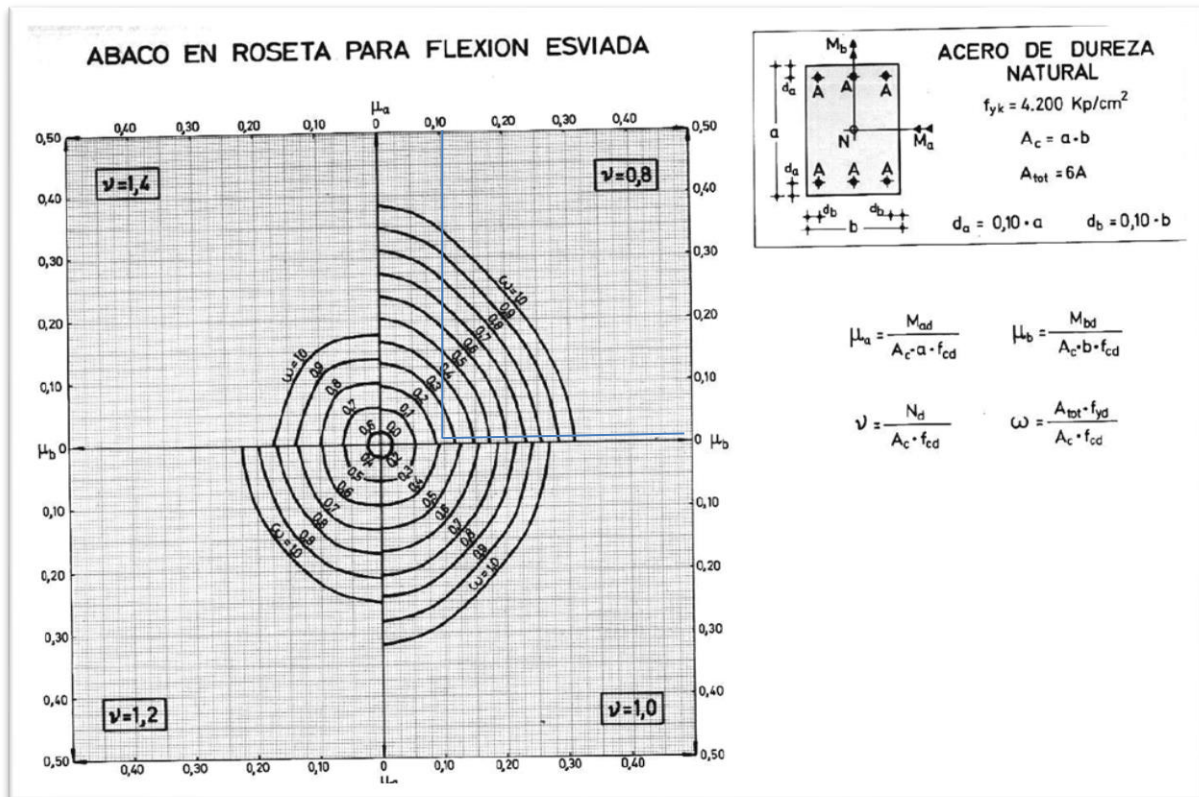
$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_x} = \frac{448 * 100 \text{ kg} * \text{cm}}{113400 \text{ kg} * 30 \text{ cm}} = 0,01$$

Con los valores obtenidos se entra a la roseta

$$\mu_2 < \mu_1$$

Con los valores obtenidos se entra a la roseta

El mayor de los momentos será  $\mu_1$ , y el menor  $\mu_2$ , para entrar a los ábacos para determinar la cuantía mecánica w



Para  $\nu = 0.8$      $w = 0.217$

Se determina la capacidad mecánica de la armadura total

$$U_{total} = w * U_c = 0.217 * 113400 \text{ kg} = 24607.8 \text{ kg}$$

Determinación de la armadura mínima ( $A_s \text{ min}$ ):

$$A_{s \text{ min}} = 0.006 * b * h = 0.006 * 30 * 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Se determina la armadura total de acero

$$A_{s \text{ total}} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = \frac{24607.8 \text{ kg}}{3652,17 \text{ kg/cm}^2} = 6.73 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}}$$

$$6.73 \text{ cm}^2 > 5.4 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}_{ii}$$

Se adopta un diámetro de  $\Phi=12 \text{ mm}$

Se Tiene un área  $A= 1.13 \text{ cm}^2$  por barra

**Se utilizara  $6\Phi 12\text{mm}$**

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A_{\phi 12mm} = 6 * 1.13 \text{ cm}^2 = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$6.78 \text{ cm}^2 > 6.73 \text{ cm}^2 \quad OK_{ii}$$

### Cálculo de la armadura transversal de la columna.-

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal más gruesa}} \\ \rightarrow 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- Según la primera opción:  $\phi \geq 1/4 * 12 \text{ mm} = 3 \text{ mm}$
  - Según la segunda opción:  $\phi \geq 6 \text{ mm}$
- } Se asume  $\Phi = 6 \text{ mm}$ .

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ \rightarrow 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal más delgada}} \end{array} \right.$$

- Según la primera opción:  $S \leq 30 \text{ cm}$
  - Según la segunda opción:  $S \leq 15 * 1.2 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$
- } Se asume  $S=18 \text{ cm}$

**Por lo tanto la armadura del estribo será:  $\Phi 6\text{mm c}/18 \text{ cm}$**

### 3.5.4 Resultado del diseño de fundaciones

Se procede a diseñar la zapata aislada de la columna N°41 la cual presenta las siguientes sollicitaciones obtenidas por cálculo computarizado mediante el programa CYPECAD:

Esfuerzo Normal	<b>N =</b>	44140 kg.
Momento flector en dirección X	<b>M<sub>x</sub> =</b>	300 kg-m
Momento flector en dirección Y	<b>M<sub>y</sub> =</b>	80 kg-m
Esfuerzo cortante en dirección X	<b>Q<sub>x</sub> =</b>	400 kg.
Esfuerzo cortante en dirección Y	<b>Q<sub>y</sub> =</b>	80 kg.

#### Datos del hormigón y del acero

Resistencia característica del H°	<b>f<sub>ck</sub> =</b>	210 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica del acero	<b>f<sub>yk</sub> =</b>	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del H°	<b>γ =</b>	2500 Kg/m <sup>3</sup>
Lado de la columna en dirección X	<b>a<sub>o</sub> =</b>	30 cm
Lado de la columna en dirección Y	<b>b<sub>o</sub> =</b>	30 cm
Capacidad admisible del suelo	<b>σ<sub>adm</sub> =</b>	1.35 Kg/cm <sup>2</sup>

#### Calculo del área necesaria:

Mayoramos el valor de la fuerza normal N, en un 5% por desconocer el valor del peso propio de la zapata.

$$N' = N + 5\%N$$

$$N' = 44140 \text{ Kg} + 0.05(44140\text{Kg})$$

$$N' = 46347 \text{ Kg.}$$

Área requerida:  $A = \frac{N'}{\sigma_{adm}} = \frac{46347 \text{ Kg.}}{1.35 \text{ Kg/cm}^2} = 34331.11 \text{ cm}^2$

#### 1ra tentativa:

Sí A = B      Área adoptada:       $A = 200 \text{ cm} * 200 \text{ cm} = 40000 \text{ cm}^2.$

**1° condición: A requerida < A adoptada**

$$34331.11 \text{ cm}^2 < 40000 \text{ cm}^2. \text{ OK};;$$

**2° condición:  $\sigma_{adm} > \sigma_{max}$**

$$\sigma_4 = \frac{N'}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{46347}{200 * 200} + \frac{6 * 300 * 100}{200 * 200^2} + \frac{6 * 80 * 100}{200^2 * 200} = 1.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.35 \text{ kg/cm}^2 > 1.19 \text{ kg/cm}^2. \text{ OK};;$$

**Determinación de esfuerzos:**

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.

$$\text{Ec (1): } \sigma_1 = \frac{N *}{A} - \frac{6 * M_a}{a^2 * b} - \frac{6 * M_b}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_1 = \frac{46347}{200 * 200} - \frac{6 * 300 * 100}{200^2 * 200} - \frac{6 * 80 * 100}{200 * 200^2} < \sigma_{adm}$$

$$1.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Ec (2): } \sigma_2 = \frac{N *}{A} + \frac{6 * M_a}{a^2 * b} - \frac{6 * M_b}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = \frac{46347}{200 * 200} + \frac{6 * 300 * 100}{200^2 * 200} - \frac{6 * 80 * 100}{200 * 200^2} < \sigma_{adm}$$

$$1.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Ec (3): } \sigma_3 = \frac{N *}{A} - \frac{6 * M_a}{a^2 * b} + \frac{6 * M_b}{a * b^2} < \sigma_{adm}$$

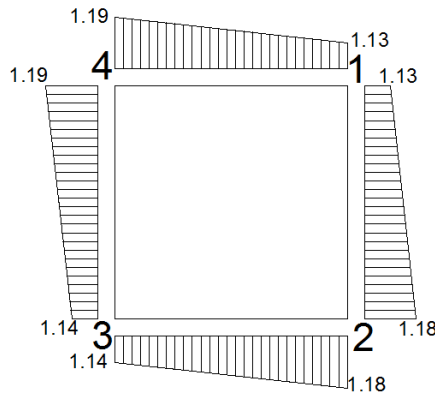
$$\sigma_3 = \frac{46347}{200 * 200} - \frac{6 * 300 * 100}{200^2 * 200} + \frac{6 * 80 * 100}{200 * 200^2} < \sigma_{adm}$$

$$1.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Ec (4): } \sigma_4 = \frac{N^*}{A} + \frac{6 \cdot M a}{a^2 \cdot b} + \frac{6 \cdot M b}{a \cdot b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_4 = \frac{46347}{200 \cdot 200} + \frac{6 \cdot 300 \cdot 100}{200^2 \cdot 200} + \frac{6 \cdot 80 \cdot 100}{200 \cdot 200^2} < \sigma_{adm}$$

$$1.19 \frac{kg}{cm^2} < 1.35 \frac{kg}{cm^2}$$



#### Determinación del canto útil:

$$fvd = 0.5 \sqrt{fcd} = 0.5 \cdot \sqrt{140} \Rightarrow fvd = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot fvd}{\gamma_f \cdot \sigma_{adm}} = \frac{4 \cdot 5.92}{1.6 \cdot 1.35} \Rightarrow k = 10.96$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} = \sqrt{\frac{30 \cdot 30}{4} + \frac{200 \cdot 200}{2 \cdot 10.96 - 1}} - \frac{30 + 30}{4}$$

$$\Rightarrow d_1 = 31.23 \text{ cm. punzonamiento.}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (200 - 30)}{4 + 10.96} \Rightarrow d_2 = 22.73 \text{ cm. corte}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = \frac{2 \cdot (2000 - 30)}{4 + 10.96} \Rightarrow d_3 = 22.73 \text{ cm. corte}$$

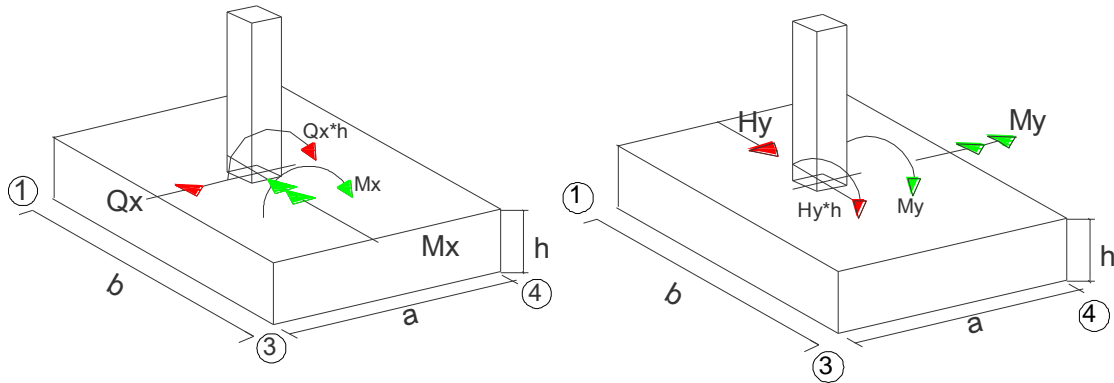
Entonces el canto útil será el mayor de los tres =  $d_1 = 31.23 \text{ cm.}$

Con un recubrimiento de 5 cm la altura de la zapata será  $h = 31.23 + 5 \Rightarrow h = 36.23 \text{ cm.}$

Redondeando al mayor constructivamente, la altura de la zapata será  $\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$ .

**Momentos flectores en la base de la zapata.-**

**Momentos corregidos:**



$$M_x^* = \pm M_x \pm V_x * h = 300 + 400 * 0.40 \Rightarrow M_x^* = 460 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_y^* = \pm M_y \pm V_y * h = 80 + 80 * 0.40 \Rightarrow M_y^* = 112 \text{ kg} * \text{m}$$

**Calculo del peso de la zapata:**

$$P_p = Vol * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2\text{m} * 2\text{m} * 0.40\text{m} * 2500\text{kg}/\text{m}^3 \Rightarrow p_p = 4000 \text{ kg}$$

**Corrección del normal:**

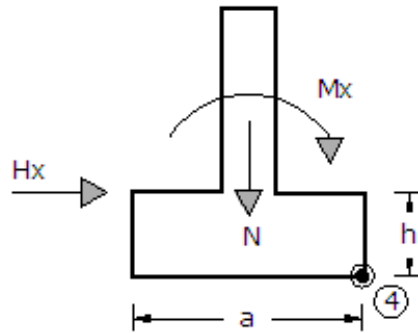
$$N'' = N + P_p = 44140\text{kg} + 4000\text{kg} \Rightarrow N'' = 48140 \text{ kg}$$

**Verificación a la resistencia del suelo:**

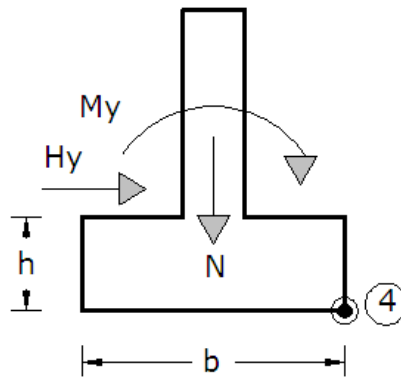
$$\sigma_{\max} = \frac{N''}{a * b} \pm \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = \frac{48140}{2 * 2} + \frac{6 * 460}{2 * 2^2} + \frac{6 * 112}{2^2 * 2}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 12464 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm}} = 13500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ cumple; i}$$

### Verificación al vuelco:



$$\gamma_a = \frac{(N + PP) * \frac{a}{2}}{M_y^* + V_x * h} = \frac{44140 + 4000 * \frac{2}{2}}{112 + (400 * 0.40)} \Rightarrow \gamma_x = 176.99 > 1.5 \quad \text{OK}_i$$



$$\gamma_b = \frac{(N + PP) * \frac{b}{2}}{M_x^* + V_y * h} = \frac{44140 + 4000 * \frac{2}{2}}{460 + (80 * 0.40)} \Rightarrow \gamma_x = 97.85 > 1.5 \quad \text{OK}_i$$

### Verificación al deslizamiento:

Para la verificación al deslizamiento, se debe garantizar que la fuerza estabilizante, esto es el rozamiento existente entre la base de la zapata y el terreno o la cohesión (base suelo), superen a las fuerza deslizantes (H).

Características físicas típicas de diversos suelos			
TIPO DE SUELO	$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (grados)	$c$ (T/m <sup>2</sup> )
Bloques y bolos sueltos	1.70	35-40°	-
Grava	1.70	37.5°	-
Grava arenosa	1.90	35°	-
Arena compacta	1.90	32.5-35°	-
Arena semicompacta	1.80	30-32.5°	-
Arena suelta	1.70	27.5-30°	-
Limo firme	2.00	27.5°	1-5
Limo	1.90	25°	1-5
Limo blando	1.80	22.5°	1-2.5
Marga arenosa rígida	2.20	30°	20-70
Arcilla arenosa firme	1.90	25°	10-20
Arcilla media	1.80	20°	5-10
Arcilla blanda	1.70	17.5	2-5
Fango blando arcilloso	1.40	15°	1-2
Suelos orgánicos (turba)	1.10	10-15°	-

$$\frac{A * 0.5 * C}{Vx} = \frac{2m * 2m * 0.5 * 2.5ton/m^2 * 1000}{440kg} = 11.36 > 1.5 \text{ OK}_i$$

$$\frac{A * 0.5 * C}{Vy} = \frac{2m * 2m * 0.5 * 2.5ton/m^2 * 1000}{80kg} = 62.5 > 1.5 \text{ OK}_i$$

#### Determinación de esfuerzos con los momentos y la normal corregida:

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata tomando en cuenta la normal y los momentos corregidos:

$$\text{Ec (1): } \sigma_1 = \frac{N*}{A} - \frac{6*Ma}{a^2*b} - \frac{6*Mb}{a*b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_1 = \frac{48140}{200 * 200} - \frac{6 * 460 * 100}{200^2 * 200} - \frac{6 * 112 * 100}{200 * 200^2} < \sigma_{adm}$$

$$1.16 \frac{kg}{cm^2} < 1.35 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\text{Ec (2): } \sigma_2 = \frac{N*}{A} + \frac{6*Ma}{a^2*b} - \frac{6*Mb}{a*b^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = \frac{48140}{200 * 200} + \frac{6 * 460 * 100}{200^2 * 200} - \frac{6 * 112 * 100}{200 * 200^2} < \sigma_{adm}$$

$$1.23 \frac{kg}{cm^2} < 1.35 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\text{Ec (3): } \sigma_3 = \frac{N*}{A} - \frac{6*Ma}{a^2*b} + \frac{6*Mb}{a*b^2} < \sigma_{adm}$$

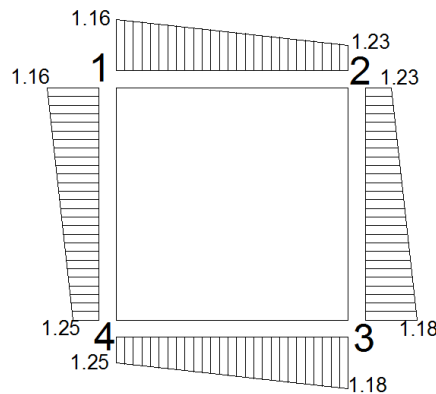
$$\sigma_3 = \frac{48140}{200 * 200} - \frac{6 * 460 * 100}{200^2 * 200} + \frac{6 * 112 * 100}{200 * 200^2} < \sigma_{adm}$$

$$1.18 \frac{kg}{cm^2} < 1.35 \frac{kg}{cm^2}$$

**Ec (4):**  $\sigma_4 = \frac{N^*}{A} + \frac{6 * M_a}{a^2 * b} + \frac{6 * M_b}{a * b^2} < \sigma_{adm}$

$$\sigma_4 = \frac{48140}{200 * 200} + \frac{6 * 460 * 100}{200^2 * 200} + \frac{6 * 112 * 100}{200 * 200^2} < \sigma_{adm}$$

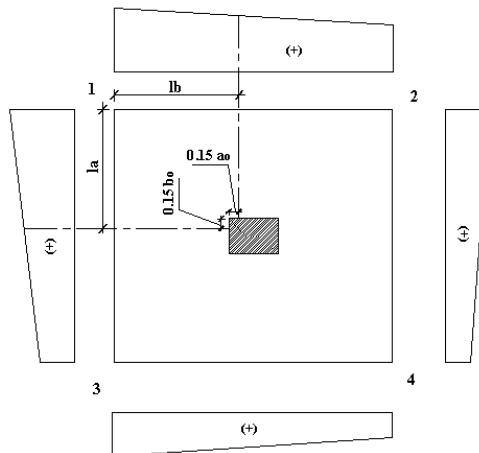
$$1.25 \frac{kg}{cm^2} < 1.35 \frac{kg}{cm^2}$$



**Determinación de la armadura a flexión:**

La armadura a flexión se determina en una sección S-S, a una distancia "la", "lb" del extremo de la zapata, a 0,15ao y 0,15bo del bloque del pilar en ambas direcciones.

Como se observa en la figura:



**Dirección a:**

$$l_a = \frac{a - a_0}{2} + 0.15 * a_0 = \frac{200 - 30}{2} + 0.15 * 30 \Rightarrow l_a = 89.5 \text{ cm.}$$

**Dirección b:**

$$l_b = \frac{b - b_0}{2} + 0.15 * b_0 = \frac{200 - 30}{2} + 0.15 * 30 \Rightarrow l_b = 89.5 \text{ cm.}$$

**Calculo de momentos:**

$$\frac{\sigma_4 - \sigma_3}{a} = \frac{Y'}{a - l_b} =$$

$$Y' = (a - l_a) * \frac{\sigma_4 - \sigma_3}{a} = (200 - 89.5) * \frac{1.25 - 1.18}{200} \Rightarrow Y' = 0.038675 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = Y' + \sigma_3 = 0.038675 + 1.18 \Rightarrow \sigma_a = 1.218675 \text{ kg/cm}^2$$

**Calculo del momento en la dirección "a":**

$$M_a = \frac{\sigma_a * l_a^2}{2} + \frac{1(\sigma_4 - \sigma_a) * l_a^2}{3} = \frac{1.218675 * 89.5^2}{2} + \frac{(1.25 - 1.218675) * 89.5^2}{3}$$
$$\Rightarrow M_a = 4964.59 \text{ kg * m}$$

$$M_{da} = 1.6 * M_a = 1.6 * 4964.59 \text{ kg * m} \Rightarrow M_{da} = 7943.34 \text{ kg * m}$$

**Determinación del momento reducido de la zapata ( $\mu_d$ ):**

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{7964.34 \text{ kg * m} * 100}{200 * 40^2 * 140} \Rightarrow \mu_d = 0.018$$

**Determinación de la cuantía mecánica de la armadura ( $\omega_s$ ).**

$$\text{Como } \omega_s = \mu(1 + \mu) = 0.018 * (1 + 0.018) = 0.018324$$

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.018324 * 200 * 40 * 140}{3652.17} \Rightarrow A_s = 5.62 \text{ cm}^2$$

**Determinación de la armadura mínima:**

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{\min} = 0.0018$$

$$A_{s\min} = \omega_{\min} * b * h = 0.0018 * 200 * 40 = 14.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s\min} = 14.4 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será  $A_{s\min} = 14.4 \text{ cm}^2$

### Determinación del número de barras:

Con una barra  $\phi = 12\text{mm}$  ;  $A_{\phi} = 1.13\text{cm}^2$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\phi}} = \frac{14.4}{1.13} = Nb = 12.74 \Rightarrow 13 \text{ barras}$$

### Determinación del espaciamiento:

Adoptamos un recubrimiento lateral de 5 cm.

$$s = \frac{b - n^{\circ}\text{hierros} * \phi - 2 * r}{\#fe - 1} = \frac{(200 - ((13 * 12)/10) - (2 * 5))}{13 - 1} = 14.53 \Rightarrow s = 15 \text{ cm.}$$

**13 $\phi$ 12mm c/15**

### Calculo del momento de diseño en la dirección “b”.

#### Primero se hará el cálculo de momentos:

$$\frac{\sigma_4 - \sigma_1}{b} = \frac{Y'}{b - l_b} =$$

$$Y' = (b - l_b) * \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{b} = (200 - 89.5) * \frac{1.25 - 1.16}{200} \Rightarrow Y' = 0.049725 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = Y' + \sigma_1 = 0.049725 + 1.16 \Rightarrow \sigma_b = 1.209725 \text{ kg/cm}^2$$

#### Momento de diseño en la dirección “b”

$$M_b = \frac{\sigma_b * l_b^2}{2} + \frac{1(\sigma_4 - \sigma_b) * l_b^2}{3} = \frac{1.209725 * 89.5^2}{2} + \frac{(1.25 - 1.209725) * 89.5^2}{3}$$

$$\Rightarrow M_b = 4952.64 \text{ kg * m}$$

$$M_{db} = 1.6 * M_b = 1.6 * 4952.64 \text{ kg * m} \Rightarrow M_{db} = 7924.22 \text{ kg * m}$$

#### Determinación del momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_{db}}{b * d^2 * fcd} = \frac{7924.22 \text{ kg * m} * 100}{200 * 40^2 * 140} \Rightarrow \mu_d = 0.018$$

#### Determinación de la cuantía mecánica de la armadura ( $\omega_s$ ).

$$\text{Como } \omega_s = \mu(1 + \mu) = 0.018 * (1 + 0.018) = 0.018324$$

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * fcd}{f_yd} = \frac{0.018324 * 200 * 40 * 140}{3652.17} \Rightarrow A_s = 5.62 \text{ cm}^2$$

### Determinación de la armadura mínima:

$$\text{Con } f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \omega_{\min} = 0.0018$$

$$A_{s\min} = \omega_{\min} * b * h = 0.0018 * 200 * 40 \Rightarrow A_{s\min} = 14.4 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será  $A_{s\min} = 14.4 \text{ cm}^2$

### Determinación del número de barras:

$$\text{Con una barra } \phi = 12 \text{ mm ; } A_{\phi} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\phi}} = \frac{14.4}{1.13} = Nb = 12.74 \Rightarrow 13 \text{ barras}$$

### Determinación del espaciamiento:

Adoptamos un recubrimiento lateral de 5 cm.

$$s = \frac{b - n^{\circ} \text{hierros} * \phi - 2 * r}{\#fe - 1} = \frac{(200 - ((13 * 12)/10) - (2 * 5))}{13 - 1} = 14.53 \Rightarrow s = 15 \text{ cm.}$$

**13Ø12mm c/15**

### Verificación a la adherencia:

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 * d * n * \pi * \phi} < f_{bd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad k = 2 \text{ para zapatas flexibles}$$

$$f_{bd} = 2 * \sqrt[3]{140^2} \Rightarrow f_{bd} = 53.92 \text{ kg/cm}^2$$

### En dirección X:

$$V_{da} = \gamma_f \left[ \sigma_a * l_b + \frac{(\sigma_1 - \sigma_a) * l_b}{2} \right] * a$$
$$= 1.6 \left[ 1.218675 * 89.5 + \frac{(1.25 - 1.218675) * 89.5}{2} \right] * 200$$

$$\Rightarrow V_{da} = 35365.75$$

$$\tau_{ba} = \frac{35365.75}{0.9 * 40 * 8 * 1.6 * \pi} \Rightarrow \tau_{ba} = 24.43$$

$$24.43 \text{ kg/cm}^2 < 53.92 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}_i$$

**En dirección Y:**

$$V_{db} = \gamma_f \left[ \sigma_b * l_a + \frac{(\sigma_4 - \sigma_b) * l_a}{2} \right] * b$$

$$= 1.6 \left[ 1.209725 * 89.5 + \frac{(1.25 - 1.209725) * 89.5}{2} \right] * 200$$

$$\Rightarrow V_{db} = 35223.262$$

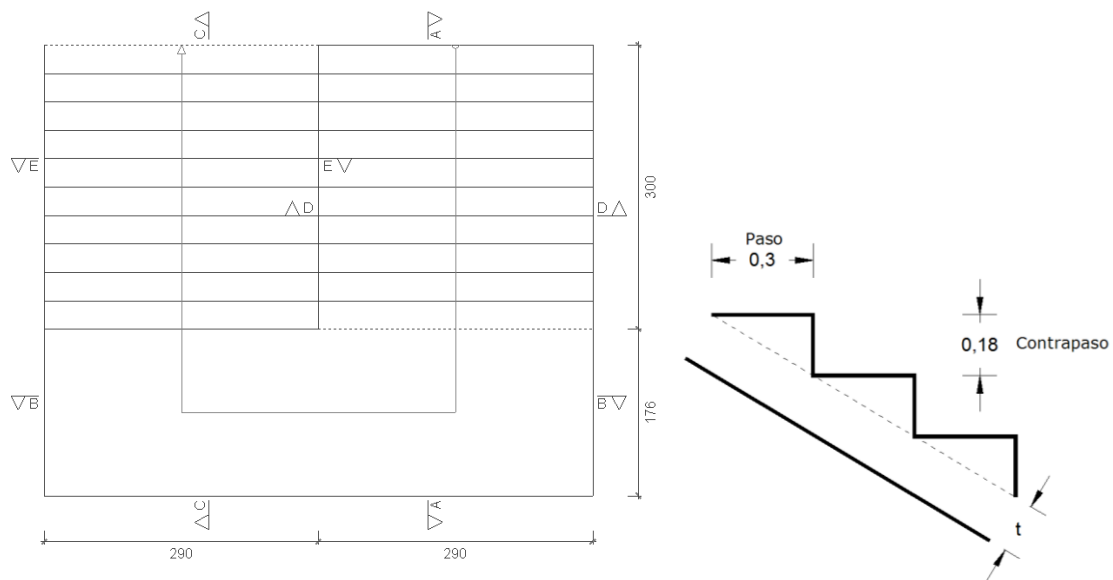
$$\tau_{ba} = \frac{35223.262}{0.9 * 40 * 8 * 1.6 * \pi} \Rightarrow \tau_{ba} = 24.33$$

$$24.33 < 53.92 \quad \text{OK}_i$$

### 3.5.5 Resultados del diseño de la escalera.-

**Idealización estructural:** la estructura se considera con empotramiento de la estructura en las vigas.

**Análisis de carga para la escalera.-** se establece la geometría de la estructura como se muestra a continuación de forma gráfica:



**Figura 22:** Geometría de la escalera

El canto de la escalera según la bibliografía consultada está entre  $3\text{cm/m} \leq t \leq 4\text{cm/m}$  por lo que en el presente caso se optara por 4cm/m y considerando que la longitud de la escalera es

3.0 + 1.76 m = 4.76m; por lo tanto  $t = 3\text{cm/m} * 4.76\text{m} = 14.28\text{cm}$  adoptando como canto de la escalera 15 cm.

### **CÁLCULO DE LA CARGA MUERTA PARA LA RAMPA.-**

$$Vol_{escalon} = \frac{\text{paso} \times \text{contrapaso}}{2} \times \text{ancho} = \frac{0.3\text{m} \times 0.18\text{m}}{2} \times 2.90\text{m} = 0.0783 \text{ m}^3$$

$$Peso_{escalon} = Vol_{esc} \times \text{peso esp. } H^{\circ} \times N^{\circ}_{esc} = 0.0783 \text{ m}^3 \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 10 = 1879.2 \text{ kg}$$

$$A_{rampa} = 3\text{m} * 2.9\text{m} = 8.7 \text{ m}^2$$

$$q_{escalon} = \frac{Peso_{escalon}}{A_{rampa}} = \frac{1879.2\text{kg}}{8.7 \text{ m}^2} = 216 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{rampa} = t \times \text{peso esp. } H^{\circ} = 0.15 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{acabados} = 100 \text{ kg/m}^2$$

### **Cargas muertas.-**

Peso propio:  $360 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} = 360 \text{ kg/m}$

Peldañeado:  $216 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} = 216 \text{ kg/m}$

Barandillas:  $0.150 \text{ t/m} = 150 \text{ kg/m}$

Acabado:  $0.100 \text{ t/m} = 100 \text{ kg/m}$

$$Carga Muerta = q_{escalon} + q_{rampa} + q_{acabados} = 826 \text{ kg/m}$$

### **Análisis de carga:**

$$W_{U1} = 1,60 * W_D = 1,60 * 826 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1321.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

### **CÁLCULO DE LA CARGA MUERTA PARA EL DESCANSO.-**

$$q_{descanso} = t \times \text{peso esp. } H^{\circ} = 0.15 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{acabados} = 100 \text{ kg/m}^2$$

### **Cargas muertas.-**

Peso propio:  $360 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} = 360 \text{ kg/m}$

Acabado:  $0.100 \text{ t/m} = 100 \text{ kg/m}$

$Carga Muerta = q_{descanso} + q_{acabados} = 460 \text{ kg/m}$

**Análisis de carga:**

$$W_{U2} = 1,6 * W_D = 1,6 * 460 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 736 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

La sobrecarga de uso se determina mediante el tipo de edificación y se obtiene de tabla de la NB-87 la cual es de  $400 \text{ kg/m}^2$ .

**RAMPA**

**Carga Muerta:**  $1321.6 \text{ kg/m}$

**Carga Viva:**  $400 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} * 1.6 = 640 \text{ kg/m}$ .

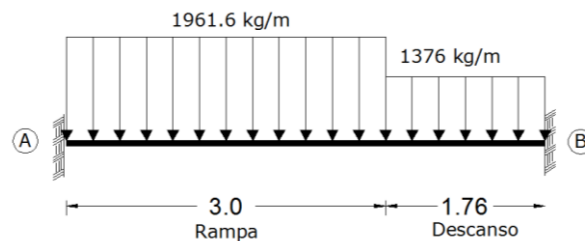
**Total:**  $1961.6 \text{ kg/m}$

**DESCANSO**

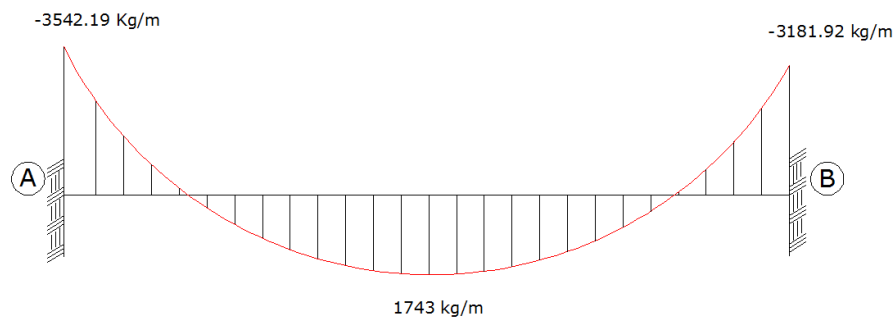
**Carga Muerta:**  $736 \text{ kg/m}$

**Carga Viva:**  $640 \text{ kg/m}$ .

**Total:**  $1376 \text{ kg/m}$



**CALCULO PARA MOMENTO POSITIVO.**



$M \text{ máx.} = 1743 \text{ kg} * \text{m}$

**Altura útil.-**  $d = t - r = 15 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$

### Calculo de la armadura positiva

$$F_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d = \frac{174300 \text{ kg} * \text{cm}}{100 \text{ cm} * (12 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,0865$$

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) del cuadro “Tabla universal para flexión simple o compuesta”. Con:  $\mu_d = 0,0865$  se obtiene una cuantía mecánica de  $w = 0.092$

$$A_s = 0.092 * 100 * 12 * \frac{140 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{3652.17 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 4.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ necesaria}} > A_{s \text{ min}}$$

$$4.23 \text{ cm}^2 > 2.7 \text{ cm}^2$$

### Calculo de número de barras

$$\emptyset 10 = \frac{A_s}{A_{s \emptyset 10}} = \frac{4.23}{0.78} = 5.42 = 6 \text{ barras}$$

Espaciamiento: 100/N° barras

$$\frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} = 17 \text{ cm.}$$

Se utilizara: 6 $\emptyset$ 10mm c/17 cm

### CALCULO PARA MOMENTO NEGATIVO

$$M \text{ máx.} = 3542.19 \text{ kg m.}$$

$$M \text{ máx.} = 354219 \text{ kg*cm}$$

### Calculo de la armadura NEGATIVA

$$F_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d = \frac{354219 \text{ kg} * \text{cm}}{100 \text{ cm} * (12 \text{ cm})^2 * 140 \text{ kg/cm}^2} = 0,176$$

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) del cuadro “Tabla universal para flexión simple o compuesta”

Con:  $\mu_d = 0,176$  se obtiene una cuantía mecánica de  $w = 0,20026$

$$A_s = 0.20026 * 100 * 12 * \frac{140 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{3652.17 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 9.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ necesaria} > A_s \text{ min}$$

$$9.21 \text{ cm}^2 > 2.7 \text{ cm}^2$$

**Calculo de número de barras**

$$\phi 10 = \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = \frac{9.21}{0.78} = 11.81 = 12 \text{ barras}$$

**Espaciamiento: 100/Nº barras**

$$\frac{100}{12} = 8.33 \text{ cm} = 9 \text{ cm.}$$

**Se utilizara: 12Φ10mm c/9**

**Refuerzo transversal por temperatura:**

$$A_{st} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 2.70 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$4 \Phi 10 = 4 * 0.78 = 3.12 \text{ cm}^2 > 2.70 \text{ cm}^2 \quad \text{OK};i$$

Espaciamiento: 100/Nº barras = 100/4 = 25 cm

**USAR: 4 Φ 10 C/25 cm.**

### 3.5.6 Resultados del diseño de la losa alivianada.-

$b_w = 4\text{ cm.}$

$h_t = 12\text{ cm.}$

$h_1 = 2.5\text{ cm.}$

$h_2 = 1.5\text{ cm.}$

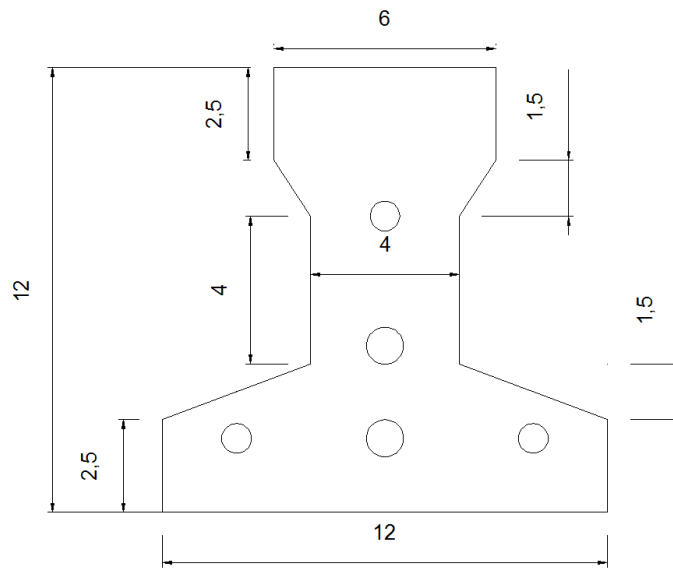
$h_3 = 4\text{ cm.}$

$h_4 = 1.5\text{ cm.}$

$h_5 = 2.5\text{ cm.}$

$b_1 = 12\text{ cm.}$

$b_2 = 6\text{ cm.}$



#### Datos a usar para la vigueta pretensada:

- Resistencia característica del hormigón a los 28 días =  $f_{ck} = 350\text{ kg/cm}^2$
- Luz de la vigueta =  $L = 4.95\text{ m.}$
- Separación entre viguetas =  $S = 50\text{ cm.}$

#### Datos a usar para el hormigón:

- Resistencia característica del hormigón a los 28 días =  $f_{ck} = 210\text{ kg/cm}^2$

#### Propiedades geométricas de la sección de la vigueta:

- Área de la vigueta =  $A_v = 80.5\text{ cm}^2$
- Distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra más traccionada =  $Y_{i_{s-s}} = 4.95\text{ cm.}$
- Distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra más comprimida =  $Y_{s_{s-s}} = 7.05\text{ cm.}$

**PROPIEDADES DE LA VIGUETA EN TIEMPO CERO (t=0)**

Area	A (cm <sup>2</sup> ) =	80,50
Brazo mecánico inferior	Yi (cm) =	4,95
Brazo mecánico superior	Ys (cm) =	7,05
Inercia x	Ixc (cm <sup>4</sup> ) =	1132,30
Resistencia característica del H°	fc (kg/cm <sup>2</sup> )=	350,00
Resistencia característica del H° en fase intermedia 80 %	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )=	280,00
Luz de la vigueta	L (cm) =	495,00

Momento debido al peso propio	Mo =	6163,91016	kg*cm
-------------------------------	------	------------	-------

**CALCULO FUERZA DE PRETENSADO**

fpu(kg/cm<sup>2</sup>)= 18000

fps(kg/cm<sup>2</sup>)= 14400

Considerando un 10% de pérdidas:

Fp = fps\*Aps (Φ4)\*0.9= 1628,60 Kg

3 barras Fp= 4885,80 Kg

Fp = fps\*Aps (Φ5)\*0.9= 2544,69 Kg

2 barras Fp= 5089,38 Kg

**Cálculo del Mo verificando esfuerzo de tracción**

$$f_{1-0} = \left[ -\left( \frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\Phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left( \sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left( \frac{M_o \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left( -\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right]$$

f<sub>1-0</sub>= -70,31 Kg/cm<sup>2</sup>

f<sub>t-i</sub>= 13,39 Kg/cm<sup>2</sup>      f<sub>t-i</sub> = 0.8 \* √f'c

f<sub>1-0</sub> ≤ f<sub>t-i</sub>  
**CUMPLE**

**Cálculo del Mo verificando esfuerzo de compresión**

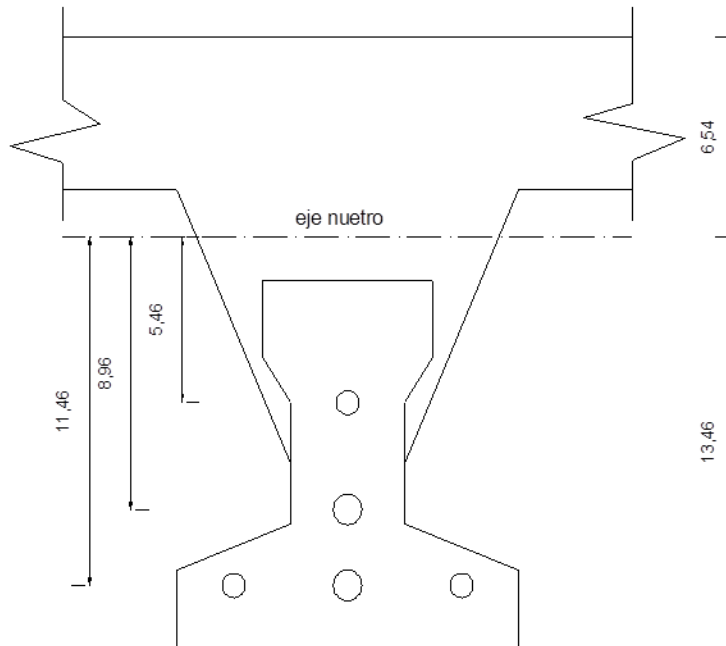
$$f_{2-0} = \left[ -\left( \frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\Phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left( \sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) - \left( \frac{M_o \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) + \left( -\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) \right]$$

f<sub>2-0</sub>= -170,08 Kg/cm<sup>2</sup>

f<sub>c-i</sub>= -168,00 Kg/cm<sup>2</sup>      f<sub>c-i</sub> = -0.6 \* f'c

f<sub>2-0</sub> ≤ f<sub>c-i</sub>      **CUMPLE**

## Propiedades de la vigueta compuesta en $t = \infty$



Area	A (cm <sup>2</sup> ) =	385,5
Brazo mecánico inferior	Y <sub>i</sub> (cm) =	13,46
Brazo mecánico superior	Y <sub>s</sub> (cm) =	6,54
Inercia x	I <sub>xc</sub> (cm <sup>4</sup> ) =	11787,5
Resistencia característica del H°	f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) =	350
Resistencia característica del H° en fase final 100%	f' <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) =	350
Luz de la vigueta	L (cm) =	495,00
Altura capa compresión	hf (cm) =	5

### Ancho efectivo de la losa

$$1. b \text{ (cm)} = 123,75 \quad b \leq \frac{1.L}{4}$$

$$2. b \text{ (cm)} = 84 \quad b = 2 \cdot 8 \cdot hf + b_w$$

Se escoge el menor de los 2 valores  $b = 84$  cm pero en ningún momento el ancho efectivo será mayor a la distancia entre ejes de las viguetas, como en este caso se colocará viguetas a cada 50 cm el ancho efectivo será:

$$b \text{ (cm)} = 50$$

### Homogenizando la sección

$$b_{tr} = b * \sqrt{\frac{f'_{cl}}{f'_c}}$$

$$b_{tr} \text{ (cm)} = 38,73$$

### CALCULO DE LA FUERZA DE PRETENSADO

Tomando el 20% por pérdidas

$$F_p = f_{ps} * A_{ps}(\Phi 4) * 0.8 = 1447,65 \text{ Kg} \quad 3 \text{ barras } F_p = 4342,94 \text{ Kg}$$

$$F_p = f_{ps} * A_{ps}(\Phi 5) * 0.8 = 2261,95 \text{ Kg} \quad 2 \text{ barras } F_p = 4523,89 \text{ Kg}$$

### CALCULO DEL MT VERIFICANDO ESFUERZO DE COMPRESIÓN

$$f_{1-\infty} = \left[ -\left( \frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\Phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left( \sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left( \frac{M_T \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left( -\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right]$$

$$f_{1-\infty} = 16.65 - 0.0005548 * M_t \quad \text{Kg}$$

$$f_{cs} = 210 \text{ Kg} \quad f_{cs} = 0.6 * f_c$$

Sabiendo que:  $f_{1-\infty} \leq f_{cs}$

Reemplazando valores y despejando el Mt:

$$M_t \leq 408525,59 \text{ Kg*cm}$$

### CALCULO DEL MT VERIFICANDO ESFUERZO DE TRACCIÓN

$$f_{2-\infty} = \left[ -\left( \frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\Phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left( \sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left( \frac{M_T \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left( -\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right]$$

$$f_{2-\infty} = -104.61 + 0.0009418 * M_t$$

$$f_{ts} = 37,42 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_{ts} = 2 * \sqrt{f_c}$$

Sabiendo que:  $f_{2-\infty} \leq f_{ts}$

Reemplazando valores y despejando el Mt:

$$M_t \leq 142030 \text{ Kg*cm} \quad \text{Que será nuestro límite por ser el menor.}$$

## CALCULO DEL MOMENTO TOTAL ACTUANTE EN LA VIGUETA

$$QT = Q_{\text{viva}} + Q_{\text{muerta}} + Q_{\text{cerámica}} + Q_{\text{vigüeta}}$$

$$QT = 280,127 \text{ Kg/m}$$

$$QTd = 4,48 \text{ Kg/cm}$$

$$M_{t_{\text{real}}} = 137276,236 \text{ Kg*cm}$$

El Mt calculado se encuentra dentro de los rangos fijados ya que:

$$\frac{137276,236}{M_{t_{\text{real}}}} \leq \frac{142030}{Mt} \quad \text{CUMPLE}$$

## VERIFICANDO LA FLECHA

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{ps} = -0,62 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ps} = \frac{F_{ps} * e * L^2}{8 * E_{cp} * I_{ss}}$$

$$\Delta_{pp} = 0,99 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5 * q * L^4}{384 * E_{cp} * I_{ss}}$$

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} = 0,37 \text{ cm}$$

$$L/500 = 0,99 \text{ cm}$$

<b>0,37</b>	<b>≤</b>	<b>0,99</b>
$\Delta_{ps} + \Delta_{pp}$		$L/500$

**CUMPLE**

### 3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.-

#### 3.6.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se las realizaron según lo señalado en el marco teórico, las cuales se pueden ver a detalle en el Anexo A-4.

### 3.6.2 Precios unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se lo hizo como se definió en el marco teórico:

DESCRIPCIÓN	OBSERVACIONES
<b>A</b> MATERIALES	TIPO DE MATERIAL,CANTIDAD Y PRECIO
<b>B</b> MANO DE OBRA	TIPO DE OBRERO Y RENDIMIENTO
<b>E</b> CARGAS SOCIALES	55% DE MANO DE OBRA
<b>F</b> IMPUESTO I.V.A. MANO DE OBRA	13.00% DE MANO DE OBRA
<b>H</b> HERRAMIENTAS MENORES	5% DE (B+E+F)
<b>K</b> GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	10% DE EQUIPO, HERRAMIENTAS
<b>L</b> UTILIDAD	10% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K)
<b>M</b> IMPUESTO IT	3.00% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K+L)

Se puede apreciarlo a detalle de cada ítem en el Anexo A-6.

### 3.6.3 Cómputos métricos

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico, los cuales se pueden ver a detalle en el Anexo A-5.

### 3.6.4 Presupuesto general

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cómputos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; posteriormente, multiplicando el precio de los diferentes ítems por la cantidad de cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra de **4.455.491,22 Bs (Cuatro Millones Cuatrocientos Cincuenta y cinco Mil Cuatrocientos Noventa y Uno con 27/100 Bolivianos)**, con un costo por metro cuadrado en dólares de **372.78 \$/m<sup>2</sup>**. Referido a dos plantas. Se puede ver a detalle en el Anexo A-6.

### 3.6.5 Cronograma de ejecución

El plan y cronograma de obras se lo realizó aplicando el método de barras Gantt colaborado por el programa (Microsoft Office Project 2010) y se lo hizo como se definió en el marco teórico. El plazo de ejecución obtenido es de **185 días calendario**, se puede ver a detalle en el Anexo A-7.

## **CONCLUSIONES.-**

Del presente proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA AMPLIACIÓN DE LA NUEVA INFRAESTRUCTURA EN LA UNIDAD EDUCATIVA SAN JORGE II”, se llegó a las siguientes conclusiones:

- Se llegó a cumplir todos los objetivos de manera satisfactoria, para así dar solución al problema identificado.
- De la misma manera se llegó a realizar el aporte académico dando resultados aceptables pero lo que significa el diseño de una zapata aislada. Dicho análisis y cálculo se encuentra en el Anexo A-8.
- El estudio topográfico realizado con el equipo de estación total dio como resultado una variación de cotas nula, es decir, que el diseño estructural de la ampliación de la nueva infraestructura para la Unidad Educativa San Jorge II está planteado sobre una superficie plana.
- El estudio de suelo para conocer la resistencia del suelo en el lugar se lo realizó a 2m. de profundidad dando como resultado una capacidad portante de 1.35 kg/cm<sup>2</sup> y de 1.40 kg/cm<sup>2</sup>.
- El diseño estructural realizado con el programa CYPECAD da una armadura mayorada en un porcentaje comprendido entre el 5 al 10% en comparación con la verificación manual de los elementos más solicitados,
- Se utilizó losa alivianada con viguetas pretensadas de hormigón armado debido a la facilidad y tiempo en su ejecución entre otros factores como ser el ahorro en mano de obra y encofrados, lo que finalmente se traducen en un ahorro económico.
- Es fundamental el recubrimiento en una pieza de hormigón armado, puesto que su función es proteger las armaduras, tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compactación del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor.

## **RECOMENDACIONES.-**

- Se recomienda realizar los estudios topográficos como de laboratorio de suelos de una manera responsable, para así contar con datos reales para su posterior diseño estructural contando con las solicitudes y restricciones del lugar de emplazamiento de la obra.
- A la hora de introducir datos a los programas computarizados, es de vital importancia darle una mayor atención a esta parte, ya que es la etapa donde se suele cometer errores por lo cual se recomienda darse el tiempo necesario para analizar y comprender como está trabajando o que es lo que nos pide el programa a usarse.
- Es necesario hacer un cálculo paralelo al obtenido por el programa CYPECAD ya que este presenta una cierta mayoración que varía del 5 al 10%, para poder así contar con un diseño más óptimo desde el punto de vista económico
- Para lograr la resistencia requerida en diseño se debe de utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones.

## **BIBLIOGRAFÍA.-**

### **NORMAS**

1. CBH-87. Norma Boliviana del Hormigón Armado, texto técnico normativo especializado, edición realizada bajo el asesoramiento técnico del ministerio de obras públicas y urbanismo. Español, 1987.

### **MÉTODOS**

1. LRFD-93 (Factores de Carga y Resistencia de Diseño)

### **LIBROS**

1. BRAJA M. DAS “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”. 4ª edición, editorial Thomson Learning. Estados Unidos, 2001.
2. JIMENEZ Montoya Pedro. “Hormigón Armado”. 13ª edición (ajustada a la instrucción EH-91), editorial Gustavo Gili. Barcelona, 1991.
3. JACK C. MC CORMAC “Diseño de Estructuras de Acero” Método LRFD, editorial Alfaomega Clemson University, E.U.A. 1996.

### **REVISTAS**

PRESUPUESTO Y CONSTRUCCION. Guía de productos y servicios.

Febrero – Mayo 2014.