

## **1. ANTECEDENTES DEL PROYECTO**

### **1.1. Problema.**

El crecimiento poblacional estudiantil de la Comunidad de Carachimayo, ha generado que la capacidad de la infraestructura de la unidad educativa sea rebasada, por lo cual quedo reducida ante la demandad de alumnos que se incorporan año tras año, originando así el hacinamiento de los mismos. Acompañado con las condiciones precarias de la infraestructura actual.

La comunidad de Carachimayo, actualmente cuenta con establecimientos del nivel primario, esta situación ha originado a que gran parte de la población joven tenga que migrar a los centros poblados para proseguir estudios secundarios o estudiar una rama técnica, incrementando de esta forma la emigración campo – ciudad.

### **1.2. Objetivos.**

#### **1.2.1. General.**

- Realizar el diseño de la estructura de La Nueva Unidad Educativa Carachimayo, aplicando la norma CBH-87.

#### **1.2.2. Específicos.**

- Realizar el diseño estructural de fundaciones, en función al tipo de suelo.
- Realizar el diseño estructural de los elementos de sustentación (estructura aporticada de H°A°).
- Realizar el diseño estructural de los elementos de cubierta (Losa alivianada).
- Realizar el diseño estructural de los elementos de entrepiso (Losas alivianadas).
- Realizar el cálculo y diseño de la estructura idealizada utilizando el programa CYPECAD, comparar estos resultados con el cálculo obtenido manualmente del elemento de mayor sollicitación.
- Realizar el diseño de la escalera para la estructura con la aplicación del software Excel.
- Determinar el presupuesto referencial para la construcción de la obra.
- Realizar el diseño de planos estructurales y plano de detalles.

- Determinar el cronograma de actividades para la ejecución de la obra.

### **1.3. Justificación.**

Las razones por las cuales se plantea la propuesta del proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

#### **1.3.1. Académica.**

Utilizar y profundizar los conocimientos adquiridos por el estudiante en el análisis, planteamiento y diseño de estructuras de fundación, columnas, vigas, losas de entresijos y elementos de cubiertas. Además de poner en práctica estos conocimientos.

#### **1.3.2. Técnica.**

Aplicar la metodología y procedimientos propuestos en la diferente bibliografía sobre el diseño de: zapatas, columnas, vigas, losas, verificando que estos elementos cumplan con la resistencia necesaria para contrarrestar a la carga que se tendrá en la estructura.

#### **1.3.3. Social- Institucional.**

Contribuir en la solución del problema fundamental de la falta de una infraestructura de una Unidad Educativa adecuada en la Comunidad, con el diseño estructural y un presupuesto referencial del proyecto, el mismo que permitirá buscar financiamiento para su posterior construcción y con este mejorar las condiciones de los estudiantes y profesores de la Comunidad de Carachimayo de la Primera Sección de la Provincia E. Méndez.

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

El alcance que se pretende llegar con la elaboración de este proyecto es el “Diseño estructural de la nueva unidad educativa de Carachimayo”, cumpliendo con los objetivos generales y específicos.

- El estudio de suelos se realizara mediante el “ensayo de resistencia método esclerómetro”, ya que cuenta con suelo duro roca.
- Realizar el cálculo de diseño estructural del edificio concibiendo un esquema estructural adecuado.

- Para el análisis estructural se utilizara el programa SAP-2000, para la obtención de esfuerzos de todos los elementos de la estructura.
- Los elementos estructurales serán diseñados con Hormigón Armado para garantizar la estabilidad y duración de la obra, respetando todos los parámetros y normas a utilizar, en este caso se utilizara la norma CBH-87.
- Para la realización del presupuesto general y precios unitarios se utilizara el programa PRESCOM.

#### 1.4.1. Restricciones

- El proyecto no contemplará el diseño de instalaciones Básicas.
- No se realizara el análisis Socio- Económico.
- El proyecto no contemplará el diseño de un sistema de aguas servidas.
- 

#### 1.4.2. Aporte académico del estudiante.

- Realizar una hoja electrónica Excel para el diseño de escalera, que faciliten el desarrollo del cálculo estructural de estructura en estudio.

#### 1.5. Localización.

La construcción se ubicara en la Comunidad de Carachimayo, referida con las siguientes coordenadas geográficas 21°21'03.72" latitud sur, 64°43'20.90" longitud oeste y una elevación de 2128m. Correspondiente al Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo Primera Sección de la Provincia E. Méndez del Departamento de Tarija.



Fuente: Google aearth

## **2. MARCO TEÓRICO**

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

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la topografía del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra.

En un levantamiento topográfico, con la estación total, se toman los datos necesarios, para su posterior representación gráfica del área en estudio.

Una de las grandes ventajas de levantamientos con estación total es que la toma y registro de datos es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones. Generalmente estos datos son archivados en formato ASCII para poder ser leídos por diferentes programas de topografía y diseño geométrico.

### **2.2. Estudio de Suelos.**

Para la exploración de suelos, uno de los métodos más utilizados, es el S.P.T. el cual nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades. Está normalizado desde 1958 por la Norma D1586.

Este equipo tiene preferencia de uso, cuando se encuentran suelos finos, es decir limos y arcillas, en cambio, para suelos arcillosos, presenta bastantes dificultades de interpretación, no se lo recomienda para suelos granulares, que contengan gravas deberá de tenerse cuidado con la influencia que genere el tamaño de partículas del suelo.

Se inspeccionará el sitio del ensayo, para prepararlo, limpiando el mismo y ubicando los puntos de estudio.

El ensayo consiste en hincar un muestreador partido 45 cm de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un martillo de 63,5 kg, que se deja caer libremente desde una altura de 76 cm, para penetrar cada 15 cm, cuando se haya

penetrado la profundidad deseada, se debe detener el conteo registrando el número de golpes necesarios. El valor normalizado de penetración  $N$  es para 30 cm, se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados.

Se dice que la muestra se rechaza si:

- $N$  es mayor de 50 golpes
- No hay avance luego de 10 golpes.

Luego se debe extraer el cono, se debe ampliar el hueco con las herramientas manuales y extraer una muestra de aproximadamente 1000 g. aparte de una muestra de 50 g. para la medición de la humedad natural, y el posterior estudio de suelos.

En caso de suelos duro roca, se realiza por el método esclerómetro utilizando el instrumento esclerómetro, este se realiza de dos maneras una horizontal y otra horizontal de las cuales se obtiene 30 golpes en cada sentido. Una vez obtenido los datos se procede al trabajo de gabinete de obteniendo el esfuerzo promedio del suelo.

### **2.3. Diseño arquitectónico.**

El diseño arquitectónico tiene como objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto estético, como tecnológico, además presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos. Sin embargo el diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la Gobernación del Municipio de San Lorenzo, la cual está conformada por planta Baja, primera planta y segunda planta.

La arquitectura de esta edificación esta contempla aproximadamente sobre un área de  $564.73\text{m}^2$  y un área de construcción de  $1694.19\text{m}^2$ .

### **2.4. Idealización de la estructura.**

La idealización de la estructura se realiza de acuerdo al plano arquitectónico, estudio de suelos, topografía del terreno y criterio del ingeniero, para plantear la forma de la estructura de sustentación de la cubierta, edificación y fundación.

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

Se lo realiza de acuerdo al tipo de cubierta, la cual está determinada en los planos arquitectónicos.

Esta puede ser de una losa plana maciza o losa plana alivianada, se debe determinar la forma de la losa, de acuerdo al plano arquitectónico.

En nuestro caso se realizará una cubierta de losa alivianada que estará conformada por losa nervada en dos direcciones sustentadas por vigas (determinado de acuerdo a los materiales que existen en nuestro medio y a sus especificaciones).

#### **2.4.2. Sustentación de edificación.**

La sustentación de la edificación está de acuerdo al criterio del ingeniero para elegir entre una estructura aporticada de H°A°, muros portantes, estructura de madera; de acuerdo al tipo de estructura y funcionalidad que va a tener, tomando en cuenta el tamaño de las aberturas, luces que debe cubrir, topografía del terreno y tipo de suelo.

En nuestro caso será una estructura aporticada de H°A°, tomando en cuenta que la construcción es una estructura de 2 plantas y al estudio de alternativas que se hizo en el perfil, ya que la funcionalidad de la estructura una Unidad Educativa.

#### **2.4.3. Fundaciones.**

La fundación está de acuerdo al tipo de suelo que se tiene en el lugar de emplazamiento y es criterio del ingeniero escoger entre zapatas, pilotes, cimientos que sean más adecuados para la estructura tomando en cuenta si existen colindantes o no.

En nuestro caso se realizará una fundación con zapatas aisladas o losa de fundación, las que serán definidas de acuerdo al estudio de suelos posterior.

#### **2.5. Diseño estructural.**

El diseño estructural estará de acuerdo a la idealización de la estructura, tomando en cuenta los materiales ya establecidos.

Este está dividido en tres etapas, cubierta, sustentación de la edificación, fundación.

Se seguirá la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87, para el diseño de la sustentación de la estructura, losa de entrepiso, cubiertas y fundaciones.

### 2.6.1. Estructura de sustentación de cubierta.

Se realizara la estructura de la cubierta de acuerdo al diseño de la losas de entre piso, tomando en cuenta las cargas de diseño para la cubierta.

Para lo cual la estructura de cubierta se dispondrá de losas nervadas en dos direcciones de hormigón armado apoyadas en vigas.

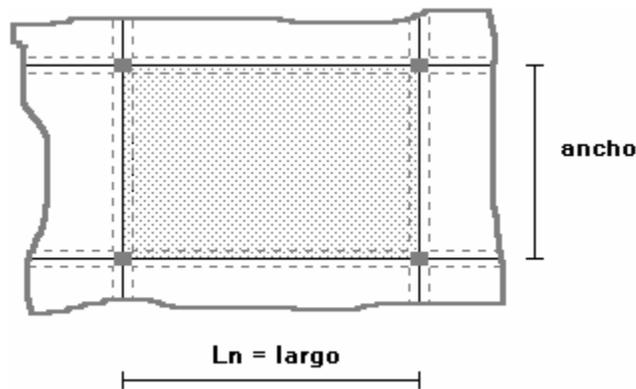
La geometría de la losa nervada se comenzara a diseñar en base al material de construcción existente en nuestro medio, para lo cual se comenzara a hallar la altura mínima del nervio propuesta por la norma CBH-87 (9.4.5.3.) para placas aligeradas donde:

$$h_{min} = \frac{l}{28}$$

$l$  : Canto mayor.

Para su comprobación de altura mínima se utilizara la norma ACI (9.5.3.3.) en caso de losas rectangulares apoyadas sobre vigas de mayor peralte, cuya relación **lado largo / lado corto** sea menor que 2 , el cálculo de las deflexiones se lo realizará de la siguiente forma.

$$h_{min} = \frac{L_n(800 + 0.0712F_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.2)}$$



Dónde:

$h$ : peralte o espesor de la losa maciza o altura de inercia equivalente en la losa nervada.

$L_n$ : claro libre en la dirección larga del panel, medido de cara a cara de las columnas en losas sin vigas, y de cara a cara de las vigas en losas sustentadas sobre vigas.

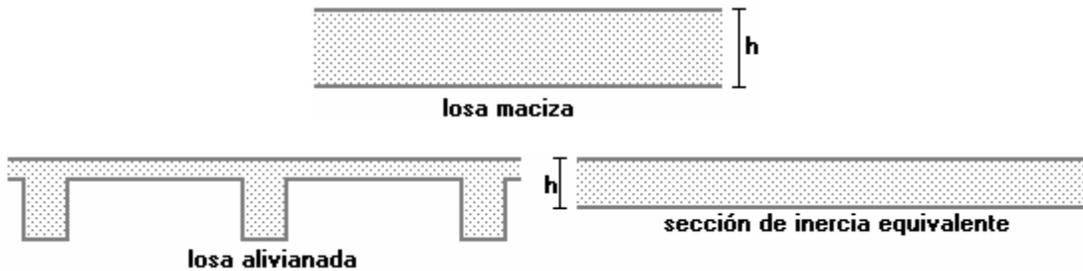
$F_y$ : esfuerzo de fluencia del acero en Kg/cm<sup>2</sup>.

$\alpha_m$ : promedio de los valores de  $\alpha$  para las cuatro vigas en los bordes del panel,

donde  $\alpha$  = razón entre  $E \cdot I$  de la sección de la viga y  $E \cdot I$  del ancho de la losa

limitada lateralmente por las líneas de centro de los paneles adyacentes a cada lado de la viga (donde las hubiera).

$\beta$  : relación de forma del panel = panel largo libre / panel corto libre.

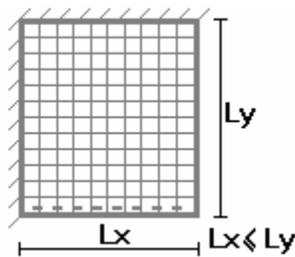


Para valores de  $\alpha_m$  mayores que 2, la altura de la losa maciza o la altura equivalente de la losa nervada será:

$$h_{min} = \frac{L_n(800 + 0.0712F_y)}{36000 + 9000\beta}$$

“ $h_{min}$ ”, para esta segunda condición, deberá ser al menos 9 cm.

Se utilizará las siguientes tablas para los cálculos de momentos flectores para losas nervadas, ya que constituyen una novedad importante con respecto a otras publicaciones similares. Las deformaciones y los momentos flectores que se obtienen en el modelo de losas nervadas son generalmente mayores que los valores obtenidos en losas macizas, debido a que los momentos torsores en las placas se transforman e momentos flectores en los nervios.



- empotramiento
- apoyo con rotación alrededor de la línea punteada
- borde libre

\* Simbología para las condiciones de apoyos de los bordes de la losa nervada.

TABLA 2.5.a.  
 Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas  
 Perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

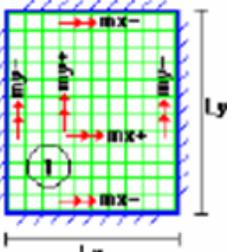
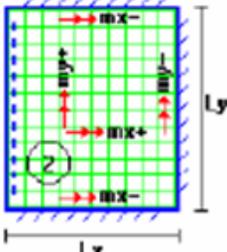
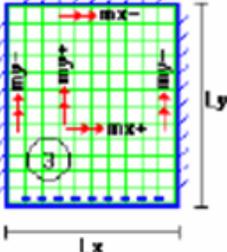
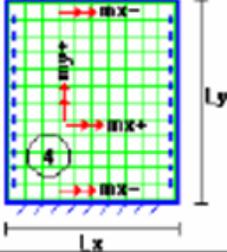
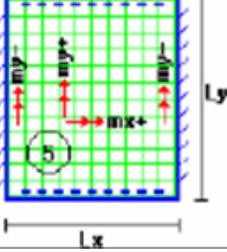
Losas	Fórmula	Coef	Lx/Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	200 564 258 564 258	241 659 319 577 242	281 752 378 574 208	315 830 428 559 157	336 878 459 538 126	339 887 464 520 123
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	265 597 269 718 354	347 736 362 779 368	443 899 473 819 359	545 1071 590 829 318	635 1222 694 808 239	691 1317 759 773 179
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	265 718 354 597 269	297 790 401 586 240	322 850 439 568 205	339 888 464 548 185	345 902 473 532 167	339 888 464 520 177
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	323 231 853 440	456 340 985 498	644 496 1119 547	894 705 1232 566	1191 952 1288 525	1479 1191 1268 400
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$	323 853 440 231	340 891 465 199	351 914 481 183	354 921 485 174	348 909 477 165	335 878 458 178

TABLA 2.5.b.  
 Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas  
 Perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

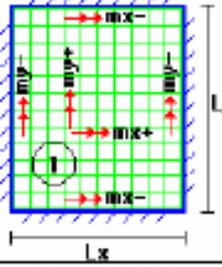
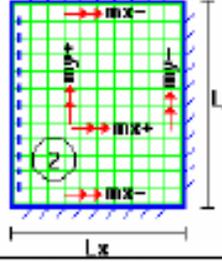
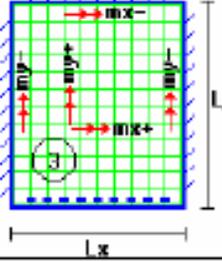
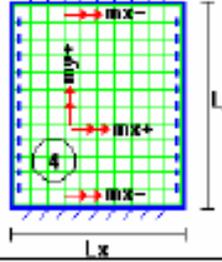
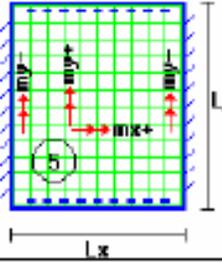
Losas	Fórmula	Coef	Lx/Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	200	241	281	315	336	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	265	347	443	545	635	691
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	265	297	322	339	345	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	323	456	644	894	1191	1479
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x+}$	323	340	351	354	348	335

TABLA 2.5.c.  
 Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas  
 Perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

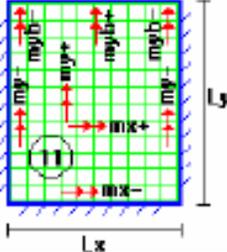
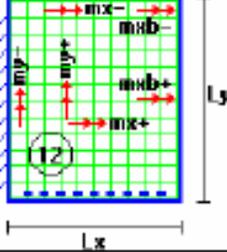
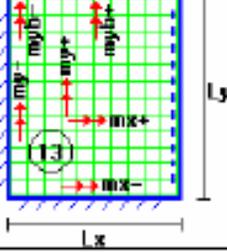
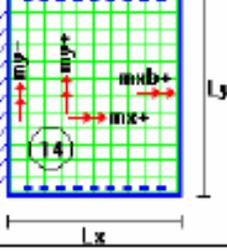
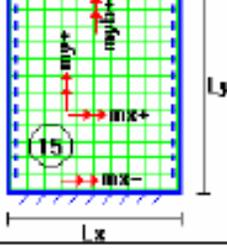
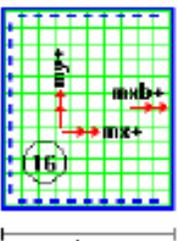
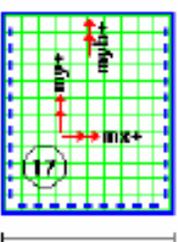
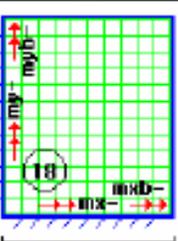
Losas	Fórmula	Coef	Lx/Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y_b-} = 0.0001 q m_{y_b-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{y_b+} = 0.0001 q m_{y_b+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y_b-}$ $m_{y+}$ $m_{y_b+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	355	337	327	326	326	326
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x_b-} = 0.0001 q m_{x_b-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$ $M_{x_b+} = 0.0001 q m_{x_b+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x_b-}$ $m_{x+}$ $m_{x_b+}$	789	1230	1768	3216	5298	8520
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y_b-} = 0.0001 q m_{y_b-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{y_b+} = 0.0001 q m_{y_b+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y_b-}$ $m_{y+}$ $m_{y_b+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	789	758	718	679	674	672
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x_b+} = 0.0001 q m_{x_b+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{y+}$ $m_{x-}$ $m_{x_b+}$	1937	2866	4277	6355	9192	12510
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{y_b+} = 0.0001 q m_{y_b+} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{y_b+}$ $m_{x-}$ $m_{x+}$	1937	1941	1895	1800	1676	1620

TABLA 2.5.d.  
 Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas  
 Perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.

Losas	Fórmula	Coef	Lx/Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q m_{xb+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{x+}$ $m_{xb+}$	2005	3182	5274	9241	17450	36620
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q m_{y+} L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q m_{yb+} L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q m_{x+} L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{yb+}$ $m_{x+}$	2005	1908	1795	1678	1654	1651
	$\Delta = 0.0001 q \delta L_x^4 / (E h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q m_{y-} L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q m_{yb-} L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q m_{x-} L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q m_{xb-} L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{yb-}$ $m_{x-}$ $m_{xb-}$	11330	13660	15920	17770	18820	18680

**Simbología.**

- $\delta$  : valor adimensional para determinar la deflexión máxima en la losa.
- $k$  : división entre la distancia entre nervios y el ancho de los nervios ( $b / b_0$ ).
- $\Delta$  : deflexión máxima en la losa.
- $L_x$  : longitud más corta de la losa rectangular.
- $L_y$  : longitud más larga de la losa rectangular.
- $E$  : módulo de elasticidad del hormigón.
- $h$  : espesor de la losa maciza equivalente en inercia a la losa nervada.
- $q$  : carga uniformemente distribuida por unidad de superficie de losa.
- $m_{y-}$  : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo alrededor del eje  $y$ .
- $m_{yb-}$  : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje  $y$ .
- $m_{y+}$  : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje  $y$ .
- $m_{yb+}$  : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje  $y$ .

$m_x$  : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo alrededor del eje  $x$ .

$m_{xb}$  : valor adimensional para calcular momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje  $x$ .

$m_{x+}$  : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de tramo alrededor del eje  $x$ .

$m_{xb+}$  : valor adimensional para calcular momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje  $x$ .

$M_y$  : momento flector negativo máximo alrededor del eje  $y$ , por metro de ancho de losa.

$M_{yb}$  : momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje  $y$ , por metro de ancho de losa.

$M_{y+}$  : momento flector positivo máximo alrededor del eje  $y$ , por metro de ancho de losa.

$M_{yb+}$  : momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje  $y$ , por metro de ancho de losa.

$M_x$  : momento flector negativo máximo alrededor del eje  $x$ , por metro de ancho de losa.

$M_{xb}$  : momento flector negativo máximo de borde libre alrededor del eje  $x$ , por metro de ancho de losa.

$M_{x+}$  : momento flector positivo máximo alrededor del eje  $x$ , por metro de ancho de losa.

$M_{xb+}$  : momento flector positivo máximo de borde libre alrededor del eje  $x$ , por metro de ancho de losa.

### **-Cálculo de armadura de los nervios.**

Según la norma, determinamos el área de armadura que requiere la losa con las siguientes fórmulas:

$$M_d = 1,6 \cdot M$$
$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$b_w$  = ancho de la pieza, analizamos para un metro de ancho

$\mu_{d\text{lim}} = 0,332 \rightarrow$  Para losas de hormigón con un acero  $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$

Con el valor encontrado de  $\mu_d$ , entramos en la tabla universal de cálculo y encontramos el valor de la cuantía mecánica.

El área de armadura para la losa será:

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

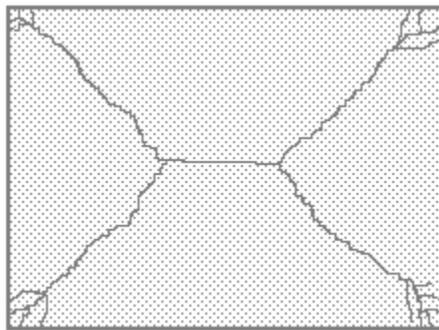
Se debe calcular el área mínima que necesita la pieza, para esto, encontramos la cuantía geométrica mínima ( $w_{smín}$ ), con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{smín} = w_{smín} \cdot b_w \cdot d$$

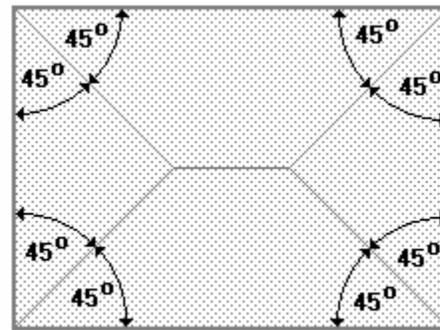
El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

**-Verificación de la resistencia a corte.**

De acuerdo con la experimentación en que se basa la **Teoría de las Líneas de Rotura**, cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniformemente distribuida que actúa en toda su superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios.

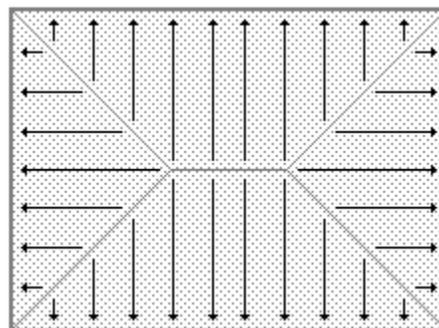


**Modelo Real de Fisuración**



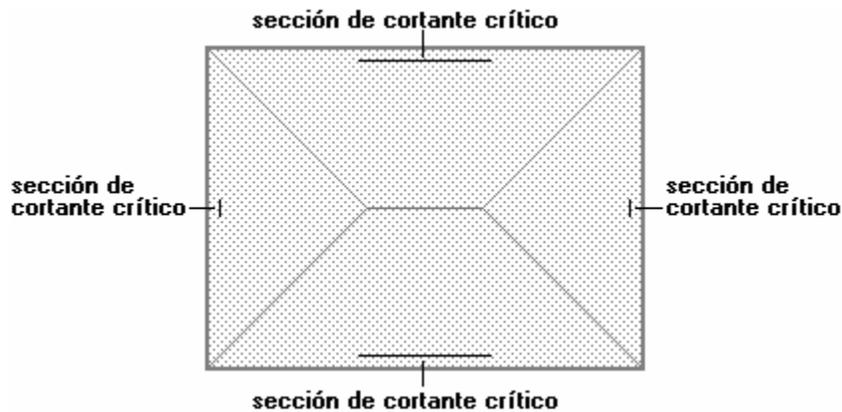
**Modelo Idealizado de Fisuración**

Bajo este estado límite, las fuerzas cortantes que generan las cargas que actúan en los triángulos y trapecios se transmiten directamente a las vigas en las que se sustentan los respectivos triángulos y trapecios.

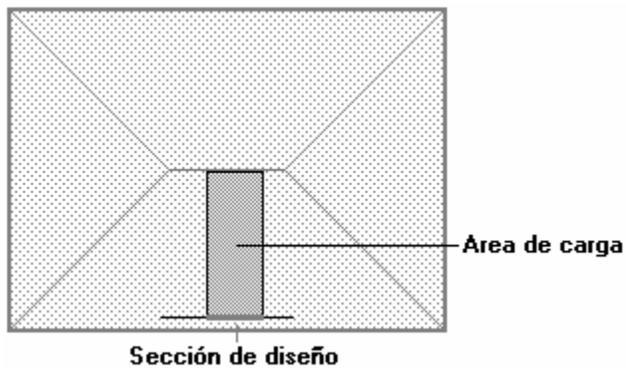


Las losas deben estar en capacidad de resistir las fuerzas cortantes generadas por este tipo de comportamiento.

Las secciones críticas de las losas, para el diseño a cortante, se ubican en los sectores de ordenada máxima de los triángulos y trapecios, próximos a las vigas de apoyo.



Las cargas que solicitan las secciones de cortante crítico son aquellas que actúan sobre zonas ortogonales limitadas por la línea de cortante crítico y la línea de fisuración intermedia de la losa.



Según la norma CBH-87 (8.2.4.3) ausencia de armadura transversal solo está permitida si se cumplen las dos (2) condiciones siguientes:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \rightarrow [kg/cm^2]$$

$$V_{u1} = 0.3 * f_{cd} * b * d$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

Si:  $V_d \leq V_{cu}$

$$V_d \leq V_{u1}$$

Se asumirá una pendiente mínima de 1% para drenar las aguas de la cubierta.

## 2.6.2. Estructura de sustentación de la edificación.

### • Vigas

#### - Armadura longitudinal

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura en vigas son las siguientes:

$$M_d = 1,6 \cdot M$$

Luego calculamos el momento reducido de cálculo:

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

Con el momento reducido determinamos la cuantía geométrica para determinar la armadura:

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

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{smín} = w_{smín} \cdot b_w \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados

#### - Armadura transversal

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas son las siguientes:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \rightarrow [kg/cm^2]$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{Si: } V_d \leq V_{cu} \quad A_{smín} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\text{Si: } V_d > V_{cu} \quad V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot$$

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

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

El área de armadura encontrada es para todas las piernas que tiene el estribo, por lo tanto si se quiere encontrar el área para una pierna de sebe dividir el área encontrada entre el número de piernas.

## • Columnas

La armadura es constituida por barras longitudinales que son éstas 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.

### -Columnas cortas y largas

Las Columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan solo a compresión pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que hace que pierdan capacidad resistente.

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.

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

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

### - Compresión simple

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro de la sección. En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

### -excentricidad mínima de cálculo

Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo) igual al mayor de los dos valores:

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

### -Resistencia del hormigón

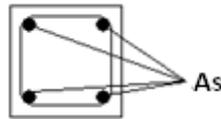
A través de una serie de ensayos empíricos en laboratorio, se ha concluido que se puede determinar la resistencia del hormigón para las columnas usando un coeficiente

de reducción, así tenemos que la resistencia de cálculo del hormigón para las columnas es de:

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

### - Armadura longitudinal

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



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

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

Despejando  $A_s$  de la ecuación:

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

La armadura mínima es:  $A_{smin} = 0,006 \cdot A_c$

La armadura máxima es:  $A_{smax} = 0,06 \cdot A_c$

### - Armadura transversal

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

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$



El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

### -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.

#### -Aceros

Las armaduras para el hormigón serán de acero y estarán constituidas por: barras lisas, barras corrugadas.

Los diámetros nominales en milímetros de las barras lisas y corrugadas que se utiliza en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en  $\text{cm}^2$ .

Las barras no presentarán defectos superficiales, grietas ni sopladuras.

Se considerará como límite elástico  $f_y$  del acero, al valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0.2 %.

#### **-resistencia característica**

La resistencia característica del acero  $f_{yk}$ , se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción (aparente  $f_y$ , o convencional al 0,2%,  $f_{0,2}$ ).

#### **-módulo de deformación longitudinal**

Para todas las armaduras nombradas en el Cuadro N° 5.3, como módulo de deformación longitudinal se tomará:  $E_s = 210'000$  MPa

#### **Estados límites últimos**

La denominación de los estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta de servicio de la estructura, ya sea por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

En estados límites últimos, los coeficientes de minoración de la resistencia serán:

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

- Coeficiente de minoración del acero..... $\gamma_s = 1,15$
- Coeficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_c = 1,50$
- Coeficiente de mayoración de carga muerta..... $\gamma_{fg} = 1,60$

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

### **Estados límites de servicio**

Se incluyen bajo la denominación de estados límites de utilización todas aquellas situaciones de la estructura para las que, la misma queda fuera de servicio, por razones de durabilidad, funcionales o estéticas. Por razón de durabilidad se incluye el estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite.

**1. Estado límite de deformación:** caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura.

**2. Estado límite de vibraciones:** caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura.

Los coeficientes de seguridad para el estado de límite de servicio tendrán un valor de 1 en todos los casos.

**Sobrecargas de uso.-** La sobrecarga de uso en un elemento resistente es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre él por razón de su uso: personas, muebles, instalaciones amovibles, vehículos, etc.

### **Hipótesis de carga más desfavorable**

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas a continuación.

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

$$\text{Hipótesis II:} \quad 0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$$

$$\text{Hipótesis III:} \quad 0,8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Dónde:

G = valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

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

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

W = valor característico de la carga del viento.

$W_{eq}$  = valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará  $W_{eq} = 0$ . En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará:  $W_{eq} = 0,25W$ .

$F_{eq}$  = valor característico de la acción sísmica.

### **2.6.3. Estructuras complementarias.**

#### **• Losas nervadas en dos direcciones con apoyos en vigas.**

Las losas de entrepiso se construirán aligeradas, procurando principalmente salvar los claros amplios que se presentan en los tableros de dichas plantas. Se procura reducir el peso de los entre pisos e incrementar el espesor para darle mayor rigidez transversal a la losa.

Este tipo de losas es ampliamente utilizado en la actualidad para salvar grandes claros, para soportar cargas lineales o concentradas sobre ella, tienen poco peso propio comparando con su gran peralte, debido a ello tienen una gran capacidad de resistencia, para lo cual la estructura del Internado se dispondrán de losas nervadas en dos direcciones de hormigón armado apoyadas en vigas. Para determinar manualmente los momentos actuantes en las losas, lo realizamos con la ayuda de las Tablas que se mostraron en la (2.5.1).

Para el respectivo diseño y cálculo se lo realizara de acuerdo a la norma tomando en cuenta las cargas correspondientes de diseño para los entrepisos de la estructura, indicada (2.5.1).

### **2.6.4. Fundaciones.**

#### **• Zapatas**

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas, puesto que las cargas provenientes de la estructuras son moderadas por tratarse de una edificación de dos plantas, como cota de fundación se adopta un nivel de -1.50 m.

Por otro lado 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.

En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base.

## -Dimensionamiento

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 ( $N$ ).

Para calcular el peso propio de la zapata, asumimos un valor igual al 5% del total de la carga  $N$ .  $P.P_{zapata} = 0,05 \cdot N$

Para estimar las dimensiones  $a$  y  $b$  de la zapata, encontramos el área mínima que deberá tener la misma:

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

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:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_a}{a^2 \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M_b}{a \cdot b^2}$$

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el  $\sigma_{min} \geq 0$

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con la siguiente fórmula:

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \\ d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_o)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_o)}{4 + k} \end{cases}$$

Dónde:

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}}$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$\gamma_f = 1,6$$

El  $\sigma_{real}$  puede ser el  $\sigma_{m\acute{a}x}$  ó el  $\sigma_{adm}$

Asumimos recubrimiento de la zapata de 5 cm.

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

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

Una vez determinadas las dimensiones que tendrá la zapata, calculamos el peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$P.P_{zapata} = \gamma_{H^o} \cdot Volumen$$

La carga vertical N total será la sumatoria de la carga N más el peso propio de la zapata.

Cada fuerza cortante actuante en la zapata, generan un momento flexor, y éste sumado con el momento flexor inicial, producen un nuevo momento. Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x \cdot h$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_y \cdot h$$

Una vez encontrados los esfuerzos en los extremos de la zapata, se realizan las verificaciones de estabilidad

#### \*Verificación al vuelco

$$\gamma_{Va} = \frac{(N + P.P_{zapata}) \cdot a/2}{M_a + V_a \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N + P.P_{zapata}) \cdot b/2}{M_b + V_b \cdot h} \geq 1,5$$

#### \*Verificación al deslizamiento

Para suelo sin cohesión:

$$\gamma_s = \frac{(N + P.P_{zap}) \cdot \tan \varphi_d}{V} \geq 1,5 \quad ;$$

$$\varphi_d = \frac{2}{3} \cdot \varphi = \text{ángulo de rozamiento interno}$$

Para suelo cohesivo:

$$\gamma_s = \frac{A \cdot C_d}{V} \geq 1,5 \quad ; \quad C_d = 0,5 \cdot \text{Cohesión}$$

#### \*Cálculo de 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.

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:

$$M_{ed} = 1,6 \cdot M_e$$
$$\mu_d = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
$$w = \mu_d \cdot (1 - \mu_d)$$

El área de armadura será:

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

Se escogerá la cuantía mínima  $w_{s\ min}$  y con ésta determinamos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{s\ mín} = w_{s\ mín} \cdot b \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

## **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 cálculos 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 para la construcción de la Nueva Unidad Educativa Carachimayo, son los documentos en los cuales se definirán las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras.

### **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 la obra de construcción.

### **2.6.3. Cálculos métricos.**

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

una valoración anticipada de esta y poder predecir las cantidades y volúmenes de material que llevará la realización de la misma, en función a precios actuales y rendimientos de los materiales, 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 de obra.**

El cronograma de una construcción, se lo puede realizar por varios métodos como ser PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT, en nuestro caso usaremos el método GANTT para la elaboración del mismo. 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.

El gráfico de Gantt representa un instrumento de bajo costo y extrema simplicidad en su utilización, que permite identificar la actividad en que se estará utilizando cada uno de los recursos y la duración de ejecución de cada ítem, de tal modo que puedan evitarse periodos innecesarios y así determinar el plazo referencial de la obra en función a la ruta crítica generada. Además se pueda también dar una visión completa de la utilización de los recursos al administrador, que se encuentran bajo su supervisión.

Para construir un diagrama de Gantt se han de seguir los siguientes pasos:

1. Dibujar los ejes horizontal y vertical.
2. Escribir los nombres de las tareas sobre el eje vertical.
3. Se dibujan los bloques correspondientes a las tareas que no tienen predecesoras. Se sitúan de manera que el lado izquierdo de los bloques coincida con el instante cero del proyecto (su inicio).

A continuación, se dibujan los bloques correspondientes a las tareas que sólo dependen de las tareas ya introducidas en el diagrama. Se repite este punto hasta haber dibujado todas las tareas.

### 3. INGENIERÍA DE PROYECTO

#### 3.1. Análisis del levantamiento topográfico.

La Unidad Educativa de Carachimayo, referida con las siguientes coordenadas geográficas 21°21'03.72" latitud sur, 64°43'20.90" longitud oeste y una elevación de 2128m.

El levantamiento topográfico no es necesario para el proyecto ya que en el perfil se ha verificado que el lugar de emplazamiento del proyecto está construido por una edificación que se encuentra en precarias condiciones la cual será demolida para dar paso a la nueva construcción de Unidad Educativa de Carachimayo.

#### 3.2. Análisis del estudio de suelos.

Los estudios de suelos son de información secundaria, cual fue realizada en el lugar de emplazamiento esta se muestra en (ANEXO 1). Dando como resultados un suelo de roca con una capacidad portante de suelo de 170Kg/cm<sup>2</sup>.

Estos resultados se obtuvieron de la realización de dos puntos que se realizaron in situ, una fue realizada a una profundidad de 0.50m del nivel del suelo y otra superficial con el instrumento de esclerómetro.

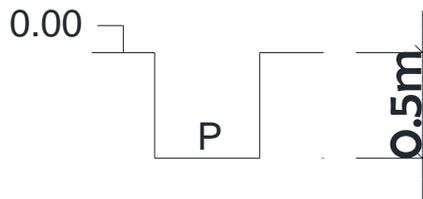


Fig. 3.2.1. Estratificación del suelo de fundación.

#### 3.3. Análisis del diseño arquitectónico.

En el análisis del diseño arquitectónico del proyecto se observó:

Que el diseño de la estructura de cubierta está diseñada con una losa plana, la cual en el planteamiento para este proyecto se definió con una losa nervada en dos direcciones apoyadas en vigas, sin alterar la arquitectura de diseño.

Para el análisis de entre piso al igual que la estructura de cubierta, se realizó la losa nervada en dos direcciones apoyadas en vigas dando así una funcionalidad de ser más liviana para la estructura de soporte.

Las ubicaciones para las columnas en el plano arquitectónico se hizo algunas correcciones para garantizar la estabilidad de la estructura sin afectar su funcionalidad que están diseñadas para los diferentes ambientes en los planos arquitectónicos.

Las dimensiones de las vigas se harán de acuerdo cálculos respectivos tratando de no afectar a la estética de la arquitectura.

Se colocara cielo falso o cielo raso para cubrir los cantos de la viga, y de esta manera dar uniformidad a los interiores de todos los ambientes de la edificación.

Desde el punto de vista de la ingeniería, el proyecto tiene posibilidades de adecuarse a diferentes tipos de elementos estructurales que no alteren la arquitectura, siempre teniendo en cuenta que afecte su funcionalidad en su diseño.

### 3.4. Planteamiento estructural.

En consecuencia con lo establecido en el perfil de proyecto como en el análisis del estudio de suelos del presente proyecto se cita a continuación los elementos estructurales que se diseñan en este proyecto.

#### 3.4.1. Estructura de cubierta.

Losa alivianada nervada en dos direcciones apoyadas en vigas.

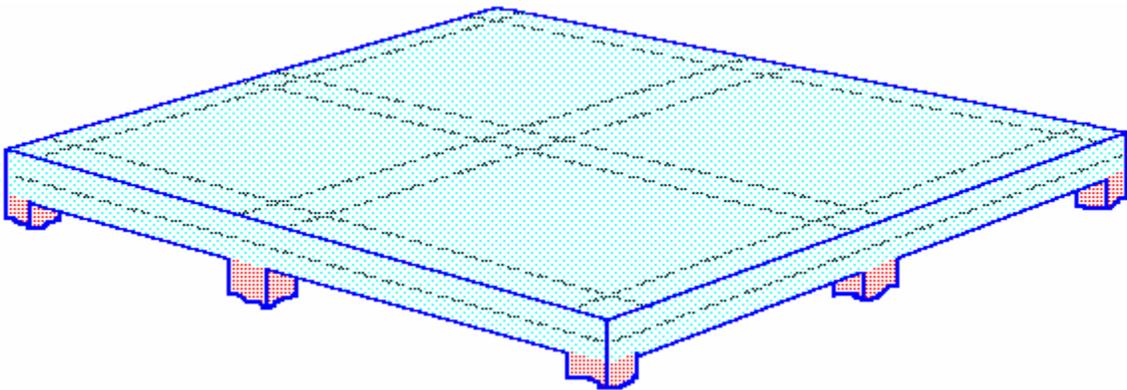


Fig. 3.4.1. (a) Vista de la estructura de cubierta.



Fig. 3.4.1. (b) Vista transversal de la estructura de cubierta.

### 3.4.2. Estructura de edificación.



Fig. 3.4.2. Planteo estructural de la estructura Aporticada.

### 3.4.3. Estructura complementarias.

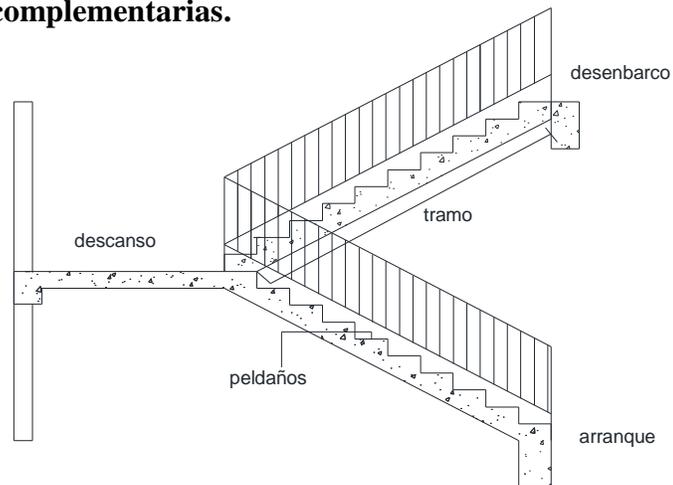


Fig. 3.4.3. Planteo estructural de la escalera.

### 3.4.4. Fundaciones.

Zapata aislada.

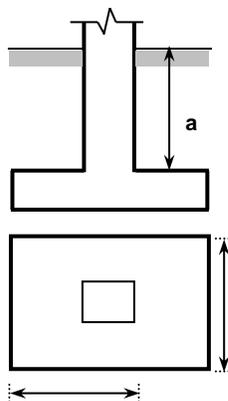


Fig. 3.4.4. Planteo estructural de fundación.

### 3.5. Análisis cálculo y diseño estructural.

#### 3.5.1. Estructura de sustentación de la cubierta y entrepiso.

Para el diseño y cálculo de la losa nervada se procedió en primer lugar al dimensionamiento de los nervios.

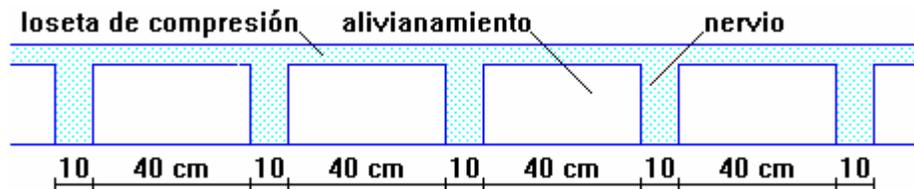
##### Diseño de dimensiones de los nervios:

El valor obtenido de  $\alpha_m$  está comprendido entre 0.2 y 2, se debe utilizar

la siguiente ecuación: [ACI 9.5.3.3]: Si  $\alpha_m$  es mayor que 2:

$$h_{min} = \frac{L_n(800 + 0.0712F_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.2)} \quad h_{min} = \frac{L_n(800 + 0.0712F_y)}{36000 + 9000\beta}$$

Se selecciona un espesor tentativo de losa de 30 cm, para las tres plantas, con loseta de compresión de 5 cm., nervios de 10 cm de espesor y alivianamientos de bloque de hormigón de 40 cm x 40 cm, de 25 cm de altura.



Loseta de compresión = 5 cm

$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Espesor de los nervios = 10 cm

$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

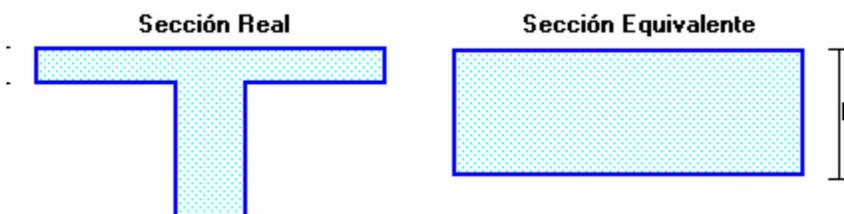
Ancho del bloque = 40 cm

Alto del bloque = 25 cm

Una vez obteniendo una tentativa de las dimensiones de la losa se realiza la verificación de deflexión.

##### • Control de Deflexiones:

El peralte equivalente de la losa nervada se calcula determinando la altura de una losa maciza que tenga la misma inercia que la losa nervada propuesta.



Se calcula el área de la viga T (1 nervio de la losa):

$$A = 500 \text{ cm}^2$$

Se calcula el momento que produce la viga T con respecto a su base:

$$M = 10000 \text{ cm}^3$$

Se calcula la posición del centro de gravedad de la viga T con relación a la base del alma:

$$Y_G = 20,00 \text{ cm}$$

Se calcula la inercia de la viga T con relación a su centro de gravedad:

$$I = 40104,2 \text{ cm}^4$$

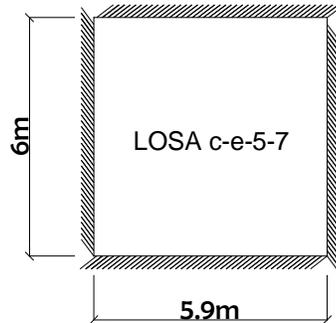
La inercia de la viga de altura constante deber ser la misma que la inercia de la viga T:

$$H_{\text{equivalente}} = 21,27 \text{ cm}$$

Pero "h<sub>mín</sub>", para esta primera condición, deberá ser al menos 12.5 cm.

Se hizo un análisis de todos los paneles de la losa y se obtuvo el panel más crítico.

Se toma el panel c-e-5-7, que es crítico para las deformaciones por tener las mayores luces (5 metros en las dos direcciones):



**Eje c :**

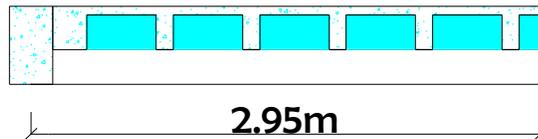
$$L1 = 5.9\text{m}$$

$$Ln1 = 5.65\text{ cm}$$

$$Fy = 4200\text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Base de la viga} = 25\text{ cm}$$

$$\text{Altura de la viga} = 45\text{cm}$$



Se calculan los valores  $\alpha$  para los cuatro bordes de la losa:

$$I_{viga} = 189844\text{ cm}^4$$

$$I_{losa} = 226589\text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{E_{viga} * I_{viga}}{E_{losa} * I_{losa}} = \frac{I_{viga}}{I_{losa}} \quad \alpha_1 = 0,83783$$

**Eje e :**

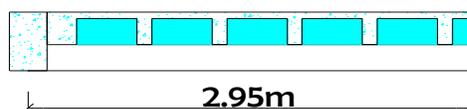
$$L2 = 5,9\text{ m}$$

$$Ln2 = 565\text{ cm}$$

$$Fy = 4200\text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Base de la viga} = 25\text{ cm}$$

$$\text{Altura de la viga} = 45\text{ cm}$$



Se calculan los valores  $\alpha$  para los cuatro bordes de la losa:

$$I_{viga} = 189844 \text{ cm}^4$$

$$I_{losa} = 226589 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{E_{viga} * I_{viga}}{E_{losa} * I_{losa}} = \frac{I_{viga}}{I_{losa}} \quad \alpha_2 = 0,83783$$

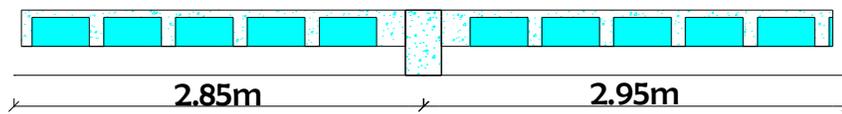
**Eje 5 :**

$$L1 = 2.85\text{m}$$

$$L2 = 2,95\text{m}$$

Base de la viga = 25 cm

Altura de la viga = 45 cm



Se calculan los valores  $\alpha$  para los cuatro bordes de la losa:

$$I_{viga} = 189844 \text{ cm}^4$$

$$I_{losa} = 445156 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{E_{viga} * I_{viga}}{E_{losa} * I_{losa}} = \frac{I_{viga}}{I_{losa}} \quad \alpha_3 = 0,42647$$

**Eje 7 :**

$$L1 = 2.95\text{m}$$

$$L2 = 2,8 \text{ m}$$

Base de la viga =

25 cm

Altura de la viga =

45 cm



Se calculan los valores  $\alpha$  para los cuatro bordes de la losa:

$$I_{viga} = 189844 \text{ cm}^4$$

$$I_{losa} = 441146 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{E_{viga} * I_{viga}}{E_{losa} * I_{losa}} = \frac{I_{viga}}{I_{losa}} \quad \alpha_4 = 0,43034$$

Se calcula el valor de  $\alpha_m$  :

$$\alpha_m = (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4) / 4$$

$$\alpha_m = 0,63$$

Por qué el valor obtenido de  $\alpha_m$  está comprendido entre 0.2 y 2, se debe utilizar la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{L_{n1}}{L_{n2}}$$

$$\beta = 1,00$$

Se verifica que la altura equivalente de la losa nervada propuesta supere la altura mínima fijada por el código:

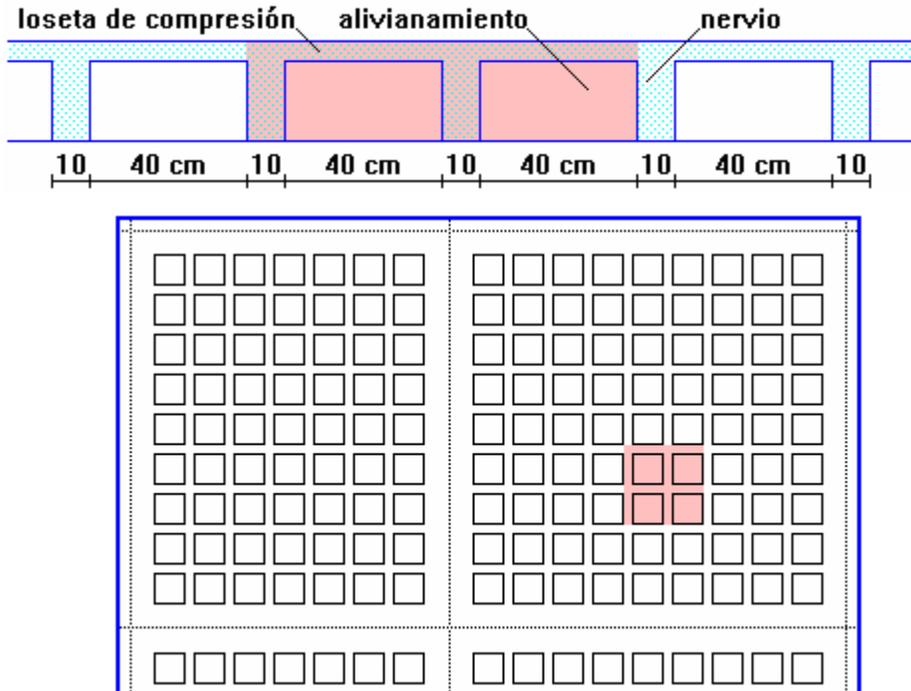
$$h_{min} = \frac{L_n(800 + 0.0712F_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.2)}$$

$$h_{min1} = 16,27 \text{ cm} < 21,2 \text{ ok}$$

$$h_{min2} = 16,27 \text{ cm} < 21,2 \text{ ok}$$

**Determinación de las Cargas de Diseño en Losas Niveles +10.80:**

La geometría básica de las losas alivianadas es la siguiente:



En los gráficos aparece sombreada un área de 1 m<sup>2</sup> de losa, cuyo peso se debe calcular, y sobre cuya área se deben calcular las sobrecargas.

Peso específico del hormigón = 2400 Kg/m<sup>3</sup>

Peso loseta de compresión = 120 Kg/m<sup>2</sup>

Peso nervios = 240 Kg/m<sup>2</sup>

Peso de plastoformo = 1 Kg/m<sup>2</sup>

**Peso propio de la losa = 361 Kg/m<sup>2</sup>**

Según la norma adoptaremos las siguientes cargas.

Sobre piso = 50 Kg/m<sup>2</sup>

Sobre carga = 150 Kg/m<sup>2</sup>

Peso de cielo falso = 30 Kg/m<sup>2</sup>

**Carga permanente = 591 Kg/m<sup>2</sup>**

Para la carga viva según la norma para colegios con salas de clases es:

**Carga viva = 300 Kg/m<sup>2</sup>**

**Determinación de las Cargas de Diseño en Losa Nivel +3.60, +7.20**

**Carga de diseño =** 891 Kg/m<sup>2</sup>

**Determinación de las Cargas de Diseño en Losa Nivel +10.80**

**Carga permanente =** 591 Kg/m<sup>2</sup>

**Carga viva =** 150 Kg/m<sup>2</sup>

**Carga de diseño =** 741 Kg/m<sup>2</sup>

Una vez obtenido las cargas se procede a realizar el cálculo de los esfuerzos de cada elemento mediante la utilización de las tablas 2.5.a, 2.5.b, 2.5.c y 2.5.d.

De las cuales se obtendrá los valores de los cortantes y momentos.

Se realizó el cálculo de la armadura de los para dos nervios utilizando las tablas de dominio indicada por la norma CBH-87, para momento positivo y negativo.

**Cálculo de armadura para los Niveles +10.80:**

TABLA UNIVERSAL PARA FLEXION SIMPLE O COMPUESTA ACEROS DE DUREZA NATURAL		
$\xi$	$\mu$	$\omega$
0,0891	0,03	0,031
0,1042	0,04	0,0415
0,1181	0,05	0,0522
0,1312	0,06	0,063
0,1438	0,07	0,0739
0,1561	0,08	0,0849
0,1667	0,0886	0,0945
0,1684	0,09	0,0906
0,181	0,1	0,1074
0,1937	0,11	0,1189
0,2066	0,12	0,1306
0,2198	0,13	0,1426
0,233	0,14	0,1546
0,2466	0,15	0,1669
0,259	0,159	0,1795

DOMINIO 2

CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS (Referidas a la sección total del hormigón )				
ELEM. ESTRUCTURAL	AE - 22	AE -42	AE -50	AE - 60
<b>VIGAS :</b>	0,005	0,0033	0,0028	0,0023
Armaduras en tracción				

TABLA UNIVERSAL PARA FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA ACEROS DE DUREZA NATURAL			DOMINIO 3
$\xi$	$\mu$	$\omega$	
0,2608	0,16	0,1795	
0,2796	0,17	0,1924	
0,2988	0,18	0,2056	
0,3183	0,19	0,219	
0,3383	0,2	0,2328	
0,3587	0,21	0,2468	
0,3796	0,22	0,2612	
0,4012	0,23	0,2761	
0,4234	0,24	0,2913	
0,4461	0,25	0,3069	
0,4696	0,26	0,3232	
0,4939	0,27	0,3398	
0,5188	0,28	0,57	
0,545	0,29	0,375	
0,5721	0,3	3937	
0,6006	0,31	0,4133	

CUANTÍAS GEOMÉTRICAS MÍNIMAS (Referidas a la sección total del hormigón )				
ELEM. ESTRUCTURAL	AE - 22	AE -42	AE -50	AE - 60
<b>VIGAS :</b>	0,005	0,0033	0,0028	0,0023
Armaduras en tracción				

**Datos de entrada para la losa 1-2-a-c****Muy(+):**

M =	12,2 KN*m/m	Md =	19,5 KN*m/m
b <sub>w</sub> =	10 cm	b <sub>wt</sub> =	20 cm
h =	30 cm		
d =	28 cm		
f <sub>ck</sub> =	2,1 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> =	1,4 KN/cm <sup>2</sup>
f <sub>yk</sub> =	42 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>yd</sub> =	36,5 KN/cm <sup>2</sup>

Recubrimiento= 2 cm

coeficientes de seguridad

$\gamma_s = 1,15$

$\gamma_c = 1,5$

$\gamma_f = 1,6$

\*cálculo de armadura la será calculada para el dominio 2 de la tabla.

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

$\mu_d = 0,09$

red. = 0,09 por tabla calculamos  $\omega = 0,0906$

$$A_{s1} = w * b_{wt} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s1} = 1,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} * b_{wt} * d \quad A_{s_{min}} = 1,848 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

Arequerida= 1,94 cm<sup>2</sup>

**Datos de entrada para la losa 1-2-a-c****Muy(-):**

M =	22,3 KN*m/m	Md =	35,6 KN*m/m
b <sub>w</sub> =	10 cm	b <sub>wt</sub> =	20 cm
h =	30 cm		
d =	28 cm		
f <sub>ck</sub> =	2,1 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> =	1,4 KN/cm <sup>2</sup>
f <sub>yk</sub> =	42 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>yd</sub> =	36,5 KN/cm <sup>2</sup>

Recubrimiento = 2 cm

coeficientes de seguridad

$\gamma_s = 1,15$

$\gamma_c = 1,5$

$\gamma_f = 1,6$

\*Cálculo de armadura la será calculada para el dominio 3 de la tabla.

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

$\mu_d = 0,16$   
 red. = 0,16 por tabla calculamos  $\omega = 0,1795$

$$A_{s1} = w * b_{wt} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s1} = 3,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} * b_{wt} * d \quad A_{s_{min}} = 1,848 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

$$A_{requerida} = 3,85 \text{ cm}^2$$

#### Datos de entrada para la losa 1-2-a-c

**Mux(+)** :

M = 9,5 KN*m/m	Md = 15,2 KN*m/m
b <sub>w</sub> = 10 cm	b <sub>wt</sub> = 20 cm
h = 30 cm	
d = 28 cm	
f <sub>ck</sub> = 2,1 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> = 1,4 KN/cm <sup>2</sup>
f <sub>yk</sub> = 42 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>yd</sub> = 36,5 KN/cm <sup>2</sup>

Recubrimiento

= 2 cm

coeficientes de seguridad

$\gamma_s = 1,15$   
 $\gamma_c = 1,5$   
 $\gamma_f = 1,6$

\*Cálculo de armadura la será calculada para el dominio 2 de la tabla.

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

$\mu_d = 0,07$   
 red. = 0,07 por tabla calculamos  $\omega = 0,0739$

$$A_{s1} = w * b_{wt} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s1} = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} * b_{wt} * d \quad A_{s_{min}} = 1,848 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

$$A_{requerida} = 1,85 \text{ cm}^2$$

### Datos de entrada para la losa 1-2-a-c

**Mux(-) :**

$$M = 19,9 \text{ KN*m/m}$$

$$M_d = 31,9 \text{ KN*m/m}$$

$$b_w = 10 \text{ cm}$$

$$b_{wt} = 20 \text{ cm}$$

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

$$d = 28 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 2,1 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 1,4 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 42 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yd} = 36,5 \text{ KN/cm}^2$$

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

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

$$\mu_d = 0,15$$

$$\text{red.} = 0,15 \quad \text{por tabla calculamos } \omega = 0,1669$$

$$A_{s1} = w * b_{wt} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s1} = 3,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} * b_{wt} * d \quad A_{s_{min}} = 1,848 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

$$A_{requerida} = 3,58 \text{ cm}^2$$

\*La armadura para momento flector positiva se calculó con un ancho de compresión de 100 cm, correspondiente a la loseta de compresión para momento flector negativo utilizó un ancho efectivo de 20 cm, pues la zona, y la armadura comprimida corresponde a los nervios.

TABLA DE DIAMETROS COMERCIALES	
$\varnothing$ mm	Area cm
8	0,50
10	0,79
12	1,13
16	2,01
20	3,14
25	4,91

Tabla de armadura requerida.

losa	As cm <sup>2</sup> /m		As cm <sup>2</sup> /nervio	N° de barra $\varnothing$
1-2-a-c	Asy(-)	4,13	2,07	1 $\varnothing$ 20mm
	Asy(+)	1,94	0,97	1 $\varnothing$ 12mm
	Asx(-)	3,58	1,79	1 $\varnothing$ 16mm
	Asx(+)	1,85	0,93	1 $\varnothing$ 12mm

### Verificación de la Resistencia a Cortante:

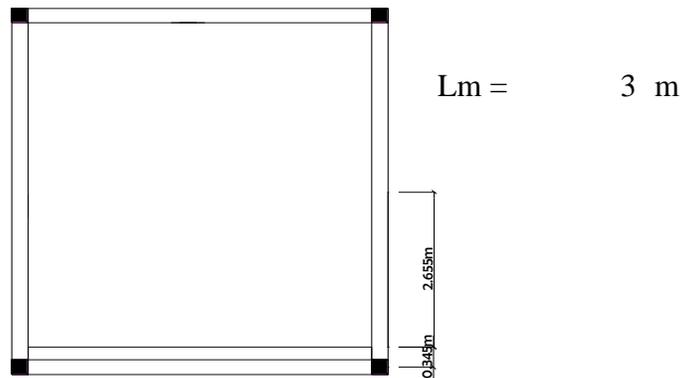
#### Verificación a Cortante de las Losas de 5.8 m x 6.00 m de los Niveles +10.80

Se toma la sección de diseño con ancho unitario (un metro de ancho). La carga última superficial es:

$$\text{Carga de diseño} = 741 \text{ Kg/m}^2$$

La sección crítica de diseño está ubicada a 22 cm de la cara de la viga (25 cm de altura menos 3 cm de recubrimiento al centroide del acero); la cara de la viga está ubicada a 12.5 cm del eje de la viga (ancho de viga de 25 cm), por lo que la

sección de diseño se ubica a :  
32.5 cm de la viga.



La fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho de la zona crítica a cortante es:

$$V_u = 1982,2 \text{ Kg} \quad V_d = 3171,5 \text{ Kg}$$

En un metro de losa se dispone de dos nervios de 10 cm de ancho (ancho total = 40cm) para cada metro, por lo que el esfuerzo cortante último es:

Asumiendo base para 2 nervios :

$$f_{vd} = 0,5\sqrt{f_{cd}}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$f_{vd} = 5,92 \text{ Kg}$$

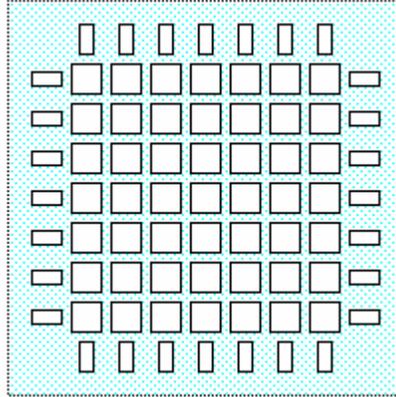
$$V_{cu} = f_{vd} * b * d$$

$$V_{cu} = 3313 \text{ Kg}$$

$$\begin{array}{rcl} V_d & < & V_{cu} \\ 3171 & < & 3313,0 \end{array} \quad \text{ok}$$

La sección transversal no es suficiente para resistir las fuerzas cortantes ( $V_d > V_{cu}$ ). Como solución se puede incrementar el ancho de los nervios en la fila perimetral de alivianamientos, colocando un solo bloque de 20 cm x 40 cm x 20 cm en cada alivianamiento.

Se vuelve a verificar :



El ancho efectivo de los nervios se incrementa de 20 cm a 60 cm con lo que la capacidad resistente se triplica. El incremento de peso es mínimo, y el impacto de ese incremento de peso, y del cambio focalizado de dimensiones de los nervios se calcula con la siguiente expresión:

Carga de incremento en la sección = 76,8 Kg

$V_d = 3171,5 \text{ Kg}$

Asumiendo base para 2

nervios :

$b = 60 \text{ cm}$

$V_{dt} = 3248,3 \text{ Kg}$

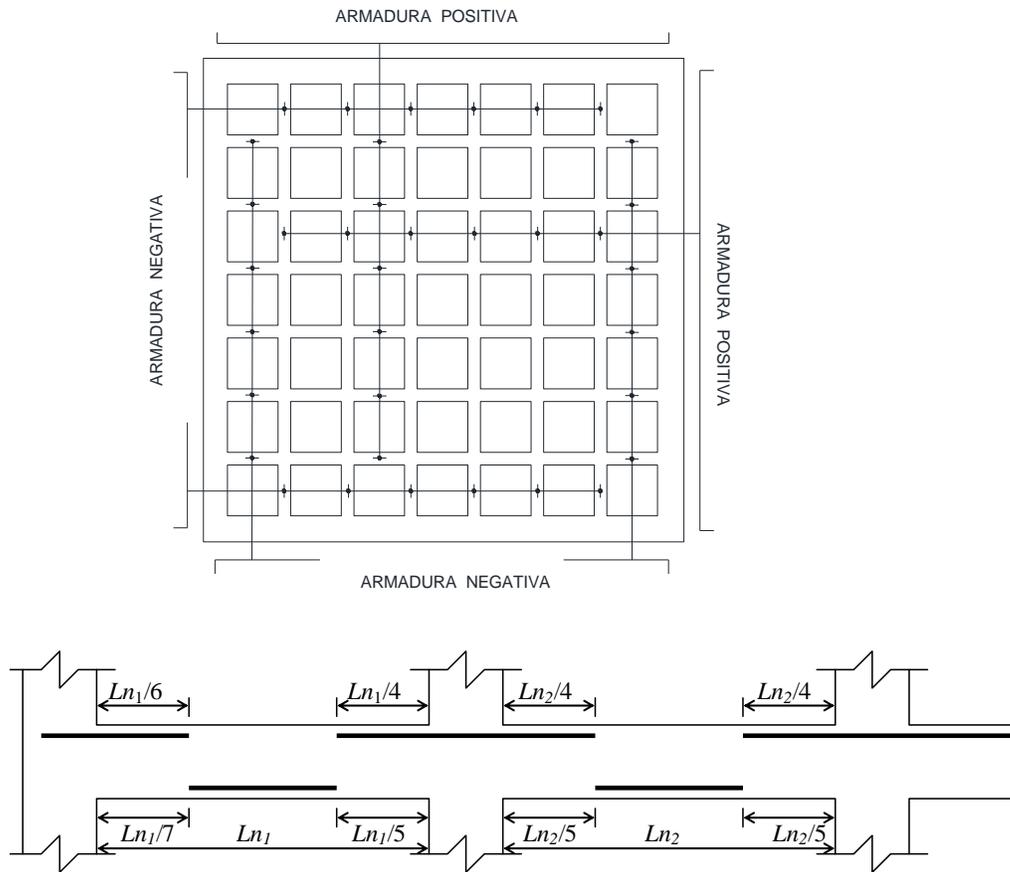
$V_{cu} = 9939 \text{ Kg} \quad V_d < V_{cu}$

$3248,2 < 9939,01 \quad \text{ok}$

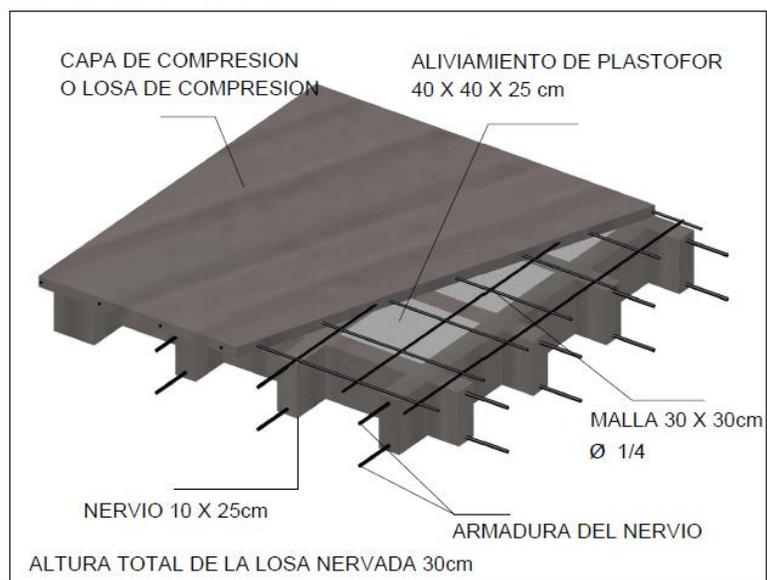
Si se requiere se colocara una armadura mínima indicada por la norma para los nervios de la losa, serán estribo de una pierna de 6mm.

## Esquema de distribución de armadura.

### DISTRIBUCION DE ARMADURA



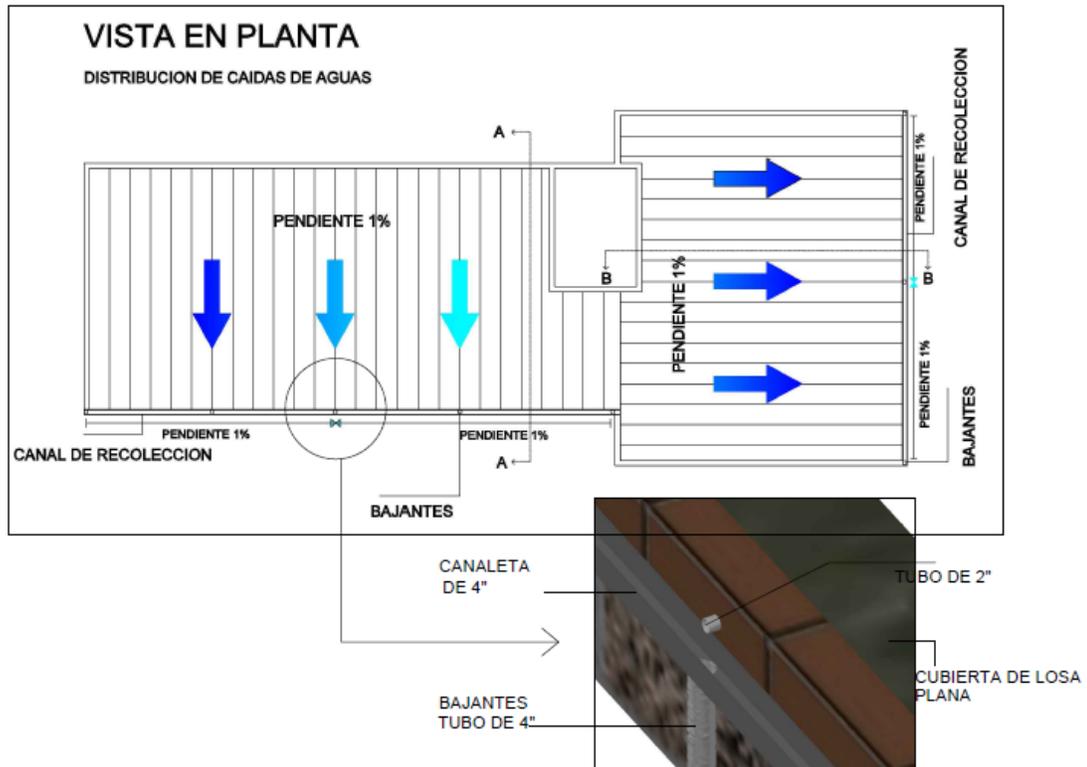
### DETALLE DE LOSA NERVADA



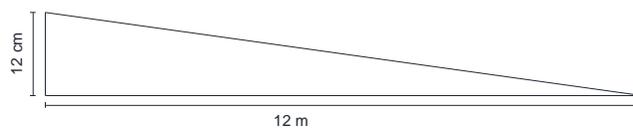
### Pendiente de la cubierta de losa plana:

Se asumirá una pendiente de mínima de 1% para drenar el agua en el nivel +10.80, la cual será recolecta por un canal o canaleta y evacuada mediante bajantes.

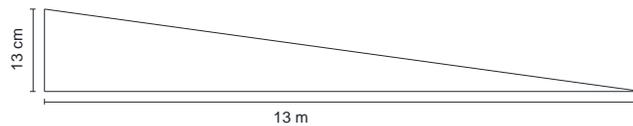
Esquema de distribución de caída de aguas.



### CORTE A-A



### CORTE B-B



Como se puede observar en los cortes, se tendrá las alturas de las carpetas de entrepiso para drenar las aguas de la cubierta de losa plana.

## METODO RACIONAL

$$Q = 27.52 * c * i * A$$

Q = caudal (lt/seg).

c = coeficiente de escorrentía.

i = intensidad de precipitación (cm/hr)

(en los 10min. de precipitación).

A = área de la cuenca (Has).

Datos:

$$c = 0.95$$

$$i = 12 \text{ cm/hr}$$

$$A = 0.037 \text{ Has}$$

Resultado:

$$Q = 11.60 \text{ l/s} = 0.0116 \text{ m}^3/\text{s}$$

1) Tubería para recolectar el caudal del panel 1

Entonces:

$$0.0116 = \frac{\pi * D^2}{0.009 * 4} * \left(\frac{D}{16}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.01^{\frac{1}{2}}$$

Iterando se tiene el valor del diámetro:  $D = 0.168\text{m}$

Se asume 5 tubos de diámetro de 2" para recolectar el caudal de la losa panel 1.

$$Q = 6.24 \text{ l/s} = 0.00627 \text{ m}^3/\text{s}$$

2) Tubería para recolectar el caudal del panel 2

Entonces:

$$0.00627 = \frac{\pi * D^2}{0.009 * 4} * \left(\frac{D}{16}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.01^{\frac{1}{2}}$$

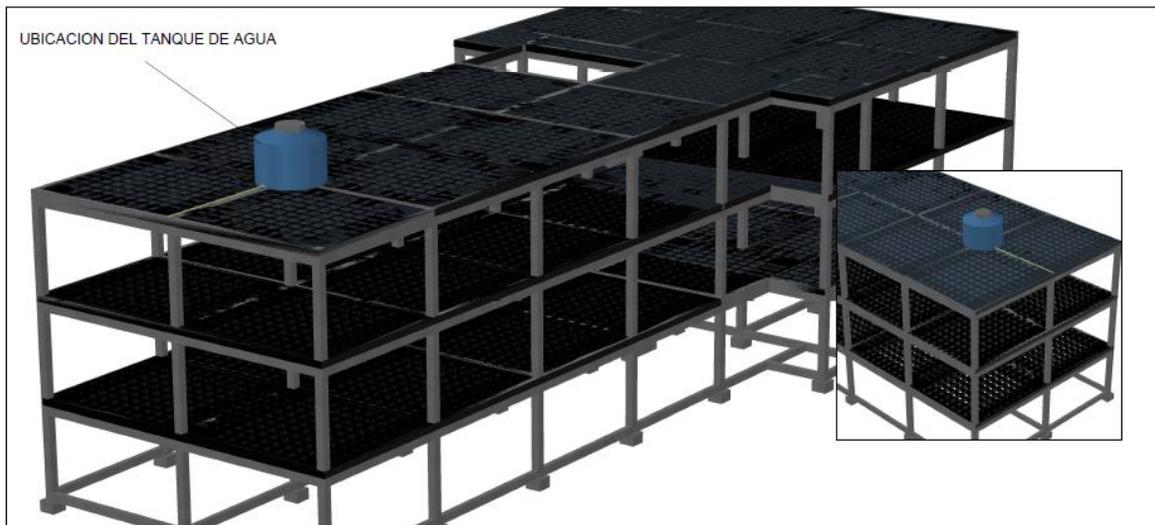
Iterando se tiene el valor del diámetro:  $D = 0.132\text{m}$

Se asume 3 tubos de diámetro de 2" para recolectar el caudal de la losa panel 2.

### **Tanque de agua:**

Se colocará un tanque de polietileno tricacapa de 850 litros en el nivel +10.80, para la dotación de agua en la batería de baños de la planta baja y otros.

El tanque se ubicará como se muestra en el siguiente esquema.



El tanque tendrá un peso aproximado de 900 kg. La cual se ubicara en el cruce de las vigas y sobre la columna, con el propósito de distribuir la carga hacia las vigas y posteriormente a la columna.

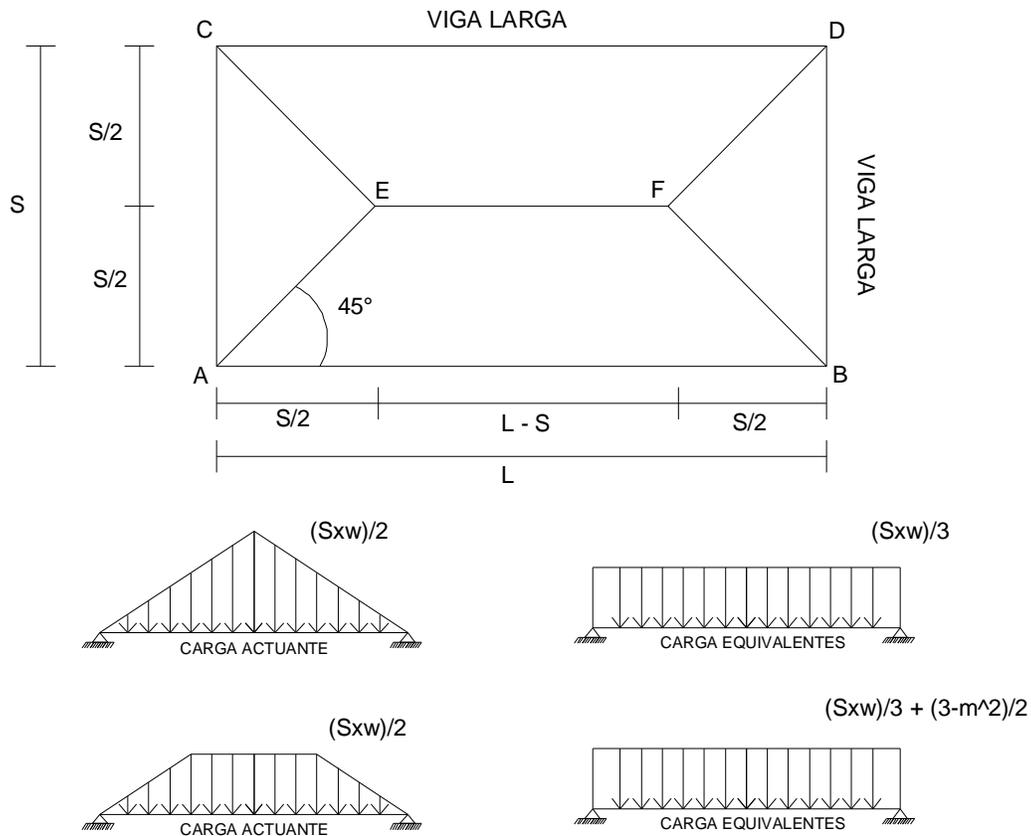
El peso del tanque no afectará a la estructura de la cubierta ya que se calculó tomando en cuenta una carga viva de 150kg/m<sup>2</sup>.

### 3.5.2. Estructura de sustentación de la edificación.

#### 3.5.2.1. Diseño de vigas:

##### Cargas actuantes sobre las Vigas

Las cargas que reciben las vigas es el área tributaria como nos indica en la figura , un mosaico de cargas en donde la viga corta AC tiene una máxima carga transmitida por el área triangular ACE, la viga larga AB tiene una máxima carga transmitida por el área trapezoidal AEFB. Se indica además la carga equivalente para cada una de ellas.



Dónde :

$S$  = Longitud más corta

$L$  = Longitud más larga

Para el prediseño de vigas cualquiera de los conceptos anteriormente expuestos para la aplicación de cargas es válido sean estas trapezoidales y triangulares ó cargas equivalentes. Definimos los pórticos que calcularemos para el prediseño de secciones estructurales, debemos además tomar muy en cuenta el o los pórticos que tengan las condiciones o solicitaciones más desfavorables para cada sentido

Tanto para las cargas permanentes como para las sobrecargas estimaremos la carga actuante ó la carga equivalente la cual estara dada para las vigas que se encuentran en la parte interior de la losa de la viga internas y la parte exterior de la losa vigas de borde.

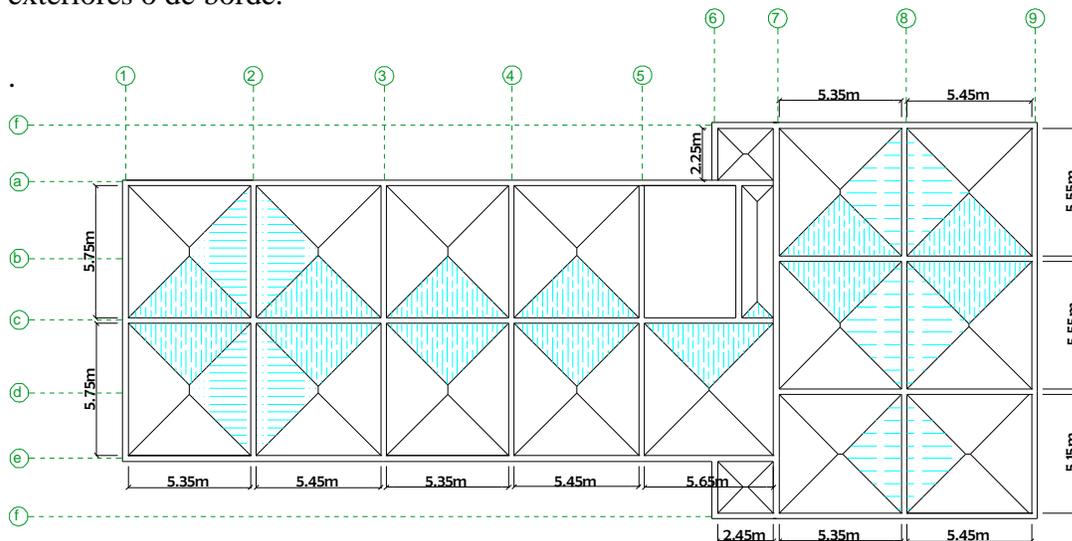
**Determinación de las Cargas de Diseño en Losa Nivel +3.60, +7.20**

$W_{\text{permanente}} = 591 \text{ Kg/m}^2$      $w_{\text{viva}} = 300 \text{ Kg/m}^2$

**Determinación de las Cargas de Diseño en Losa Nivel +10.80**

$W_{\text{permanente}} = 591 \text{ Kg/m}^2$      $w_{\text{viva}} = 150 \text{ Kg/m}^2$

Se analizara los pórticos Pc, Pb en XX y P2, P8 en YY para prediseñar elementos interiores y los pórticos Pe, Pf en XX y P1,P9 en YY para prediseñar elementos exteriores o de borde.



**Vigas Internas.-**

**Determinación de las Cargas equivalente de la losa a las vigas en Nivel +3.60, +7.20**

$W_{\text{permanente}} = 591 \text{ Kg/m}^2$      $w_{\text{viva}} = 300 \text{ Kg/m}^2$

**Viga del eje "C"**

$C_p = (\text{Kg})$	2107,9	2147,3	2107,9	2147,3
$C_v = (\text{Kg})$	1070,0	1090,0	1070,0	1090,0

$L = (\text{m})$	5,35	5,45	5,35	5,45
$L_s = (\text{m})$	5,75	5,75	5,75	5,75
$L_i = (\text{m})$	5,75	5,75	5,75	5,75
$m_s =$	0,93	0,95	0,93	0,95
$m_i =$	0,93	0,95	0,93	0,95

**Viga del eje "2"**

Cp = (Kg)	2129,7	2129,7
Cv = (Kg)	1082,1	1082,1



L = (m)	5,75	5,75
Ls = (m)	5,35	5,35
Li = (m)	5,45	5,45
ms =	0,93	0,93
mi =	0,95	0,95

**Viga del eje "8"**

Cp = (Kg)	2129,7	2129,7	2127,6
Cv = (Kg)	1082,1	1082,1	1080,0



L = (m)	5,55	5,55	5,45
Ls = (m)	5,35	5,35	5,35
Li = (m)	5,45	5,45	5,45
ms =	0,96	0,96	0,98
mi =	0,98	0,98	1,00

**Viga del eje "b"**

Cp = (Kg)	2107,9	2147,3
Cv = (Kg)	1070,0	1090,0



L = (m)	5,35	5,45
Ls = (m)	5,55	5,55
Li = (m)	5,55	5,55
ms =	0,96	0,98
mi =	0,96	0,98

**Determinación de las Cargas equivalente de la losa a las vigas en Nivel +10.80**W<sub>permanente</sub>

$$= 591 \text{ Kg/m}^2 \quad w_{\text{viva}} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

**Viga del eje "C"**

Cp = (Kg)	2107,9	2147,3	2107,9	2147,3
Cv = (Kg)	535,0	545,0	535,0	545,0



L = (m)	5,35	5,45	5,35	5,45
Ls = (m)	5,75	5,75	5,75	5,75
Li = (m)	5,75	5,75	5,75	5,75
ms =	0,93	0,95	0,93	0,95
mi =	0,93	0,95	0,93	0,95

**Viga del eje "2"**

Cp = (Kg)	2129,7	2129,7
Cv = (Kg)	542,1	542,1



L = (m)	5,75	5,75
Ls = (m)	5,35	5,35
Li = (m)	5,45	5,45
ms =	0,93	0,93
mi =	0,95	0,95

**Viga del eje "b"**

Cp = (Kg)	2107,9	2147,3
Cv = (Kg)	535,0	545,0



L = (m)	5,35	5,45
Ls = (m)	5,55	5,55
Li = (m)	5,55	5,55
ms =	0,96	0,98
mi =	0,96	0,98

**Viga del eje "8"**

Cp = (Kg)	2129,7	2129,7	2107,9
Cv = (Kg)	542,1	542,1	535,0



L = (m)	5,55	5,55	5,45
Ls = (m)	5,35	5,35	5,35
Li = (m)	5,45	5,45	5,45
ms =	0,96	0,96	0,98
mi =	0,98	0,98	1,00

**Vigas Externas.-**

**Determinación de las Cargas equivalente de la losa a las vigas en Nivel +3.60, +7.20**

Wpermanente

$$= 591 \text{ Kg/m}^2 \quad w_{viva} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

**Viga del eje "a"**

Cp = (Kg)	1054,0	1073,7	1054,0	1073,7
Cv = (Kg)	535,0	545,0	535,0	545,0



L = (m)	5,35	5,45	5,35	5,45
Ls = (m)	5,75	5,75	5,75	5,75
Li = (m)	5,75	5,75	5,75	5,75
ms =	0,93	0,95	0,93	0,95
mi =	0,93	0,95	0,93	0,95

**Viga del eje "1"**

Cp = (Kg)	1055,0	1055,0
Cv = (Kg)	536,1	536,1



L = (m)	5,75	5,75
Ls = (m)	5,35	5,35
Li = (m)	5,45	5,45
ms =	0,93	0,93
mi =	0,95	0,95

**Viga del eje "9"**

Cp = (Kg)	1074,7	1074,7	1014,6
Cv = (Kg)	546,0	546,0	515,0



L = (m)	5,55	5,55	5,15
Ls = (m)	5,35	5,35	5,45
Li = (m)	5,45	5,45	5,45
ms =	0,96	0,96	1,06
mi =	0,98	0,98	1,06

**Viga del eje "f"**

Cp = (Kg)	1014,6	1014,6
Cv = (Kg)	515,0	515,0



L = (m)	5,35	5,35
Ls = (m)	5,15	5,15
Li = (m)	5,55	5,55
ms =	1,04	1,04
mi =	0,96	0,96

**Determinación de las Cargas equivalente de la losa a las vigas en Nivel +10.80**

$W_{\text{permanente}}$

= 591 Kg/m<sup>2</sup>  $w_{\text{viva}}$  = 150 Kg/m<sup>2</sup>

**Viga del eje "a"**

Cp = (Kg)	1054,0	1073,7	1054,0	1073,7
Cv = (Kg)	267,5	272,5	267,5	272,5



L = (m)	5,35	5,45	5,35	5,45
Ls = (m)	5,75	5,75	5,75	5,75
Li = (m)	5,75	5,75	5,75	5,75
ms =	0,93	0,95	0,93	0,95
mi =	0,93	0,95	0,93	0,95

**Viga del eje "1"**

Cp = (Kg)	1055,0	1055,0
Cv = (Kg)	268,6	268,6



L = (m)	5,75	5,75
Ls = (m)	5,35	5,35
Li = (m)	5,45	5,45
ms =	0,93	0,93
mi =	0,95	0,95

**Viga del eje "f"**

Cp = (Kg)	1014,6	1014,6
Cv = (Kg)	257,5	257,5



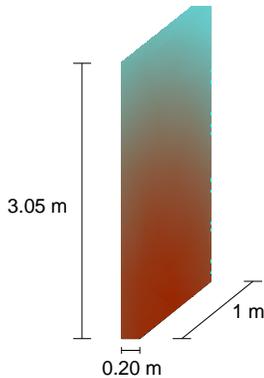
L = (m)	5,15	5,15
Ls = (m)	5,55	5,55
Li = (m)	5,55	5,55
ms =	0,93	0,93
mi =	0,93	0,93

**Viga del eje "9"**

$C_p = (\text{Kg})$	1055,0	1055,0	1055,0
$C_v = (\text{Kg})$	268,5	268,5	268,5

$L = (\text{m})$	5,55	5,55	5,45
$L_s = (\text{m})$	5,35	5,35	5,35
$L_i = (\text{m})$	5,45	5,45	5,45
$ms =$	0,96	0,96	0,98
$mi =$	0,98	0,98	1,00

Para las cargas de muros en las vigas se asumirá un peso específico aparente de :



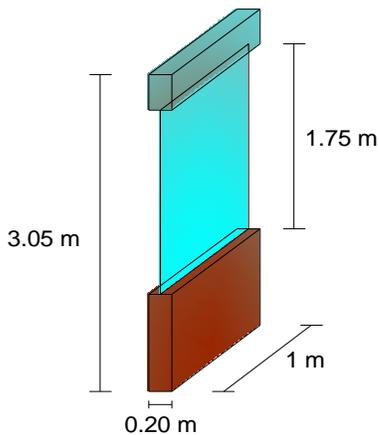
$$P_{\text{especifico}} = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

Carga para una altura de 3,05 m de altura y un ancho de 0,20 m.

$$b = 0,2 \text{ M}$$

$$h = 3,05 \text{ M}$$

$$q_{\text{tmuro}} = 1098 \text{ Kg/m}$$



$$P_{\text{especifico}} = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

Carga para una altura de 3,05 m de altura y un ancho de 0,20 m.

$$b = 0,2 \text{ M}$$

$$h = 1,3 \text{ M}$$

$$q_{\text{muro}} = 468 \text{ Kg/m}$$

$$q_{\text{ventana}} = 30 \text{ Kg/m}$$

$$q_{\text{tmuro}} = 498 \text{ Kg/m}$$

para losa superior se asume para 1,20m de altura para baranda de protección.

Para el peso propio de la viga se asumirá :

$$P_{\text{especifico}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$b = 0,3 \text{ m}$$

$$h = 0,5 \text{ m}$$

$$q_{\text{viga}} = 360 \text{ Kg/m}$$

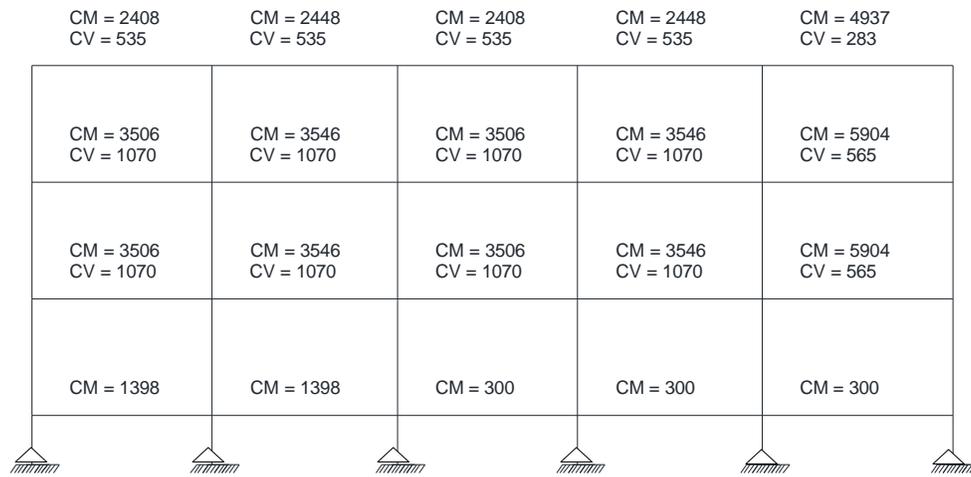
$$q_{\text{muro+ventana}} = 772,5 \text{ Kg/m}$$

Estas cargas distribuidas son las que se utilizarán en el pórtico para un análisis preliminar a la definición de las secciones de la estructura. Para los otros pórticos que vamos a prediseñar procedemos de la misma manera, como resultado cada pórtico deberá tener las solicitaciones por carga muerta, por carga viva según los elementos correspondientes como se indica en los mostrados a continuación.

Carga muerta = carga de losa + carga de muro + carga de viga

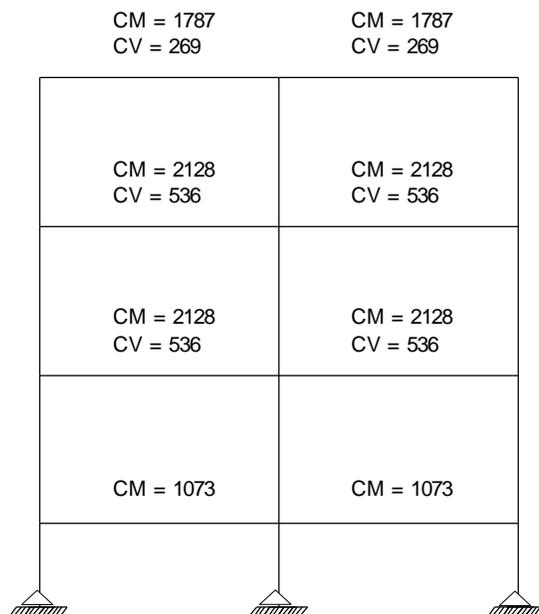
### Pórticos internos.

#### PORTICO X-X "c"



### Pórticos externos.

#### PORTICO Y-Y "1"



**Análisis de la estructura:**

Estructura

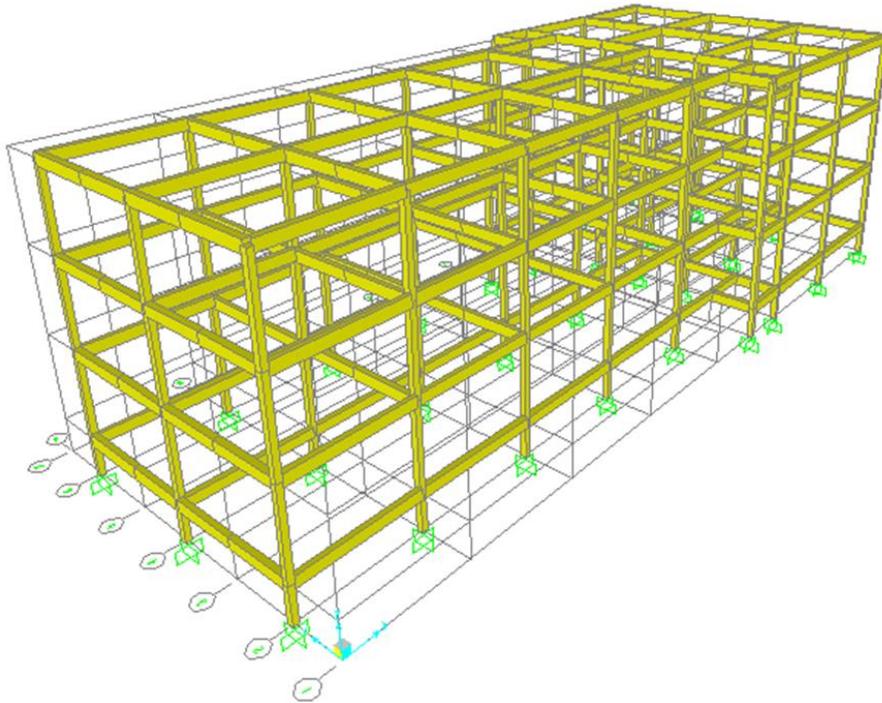


Diagrama de momentos

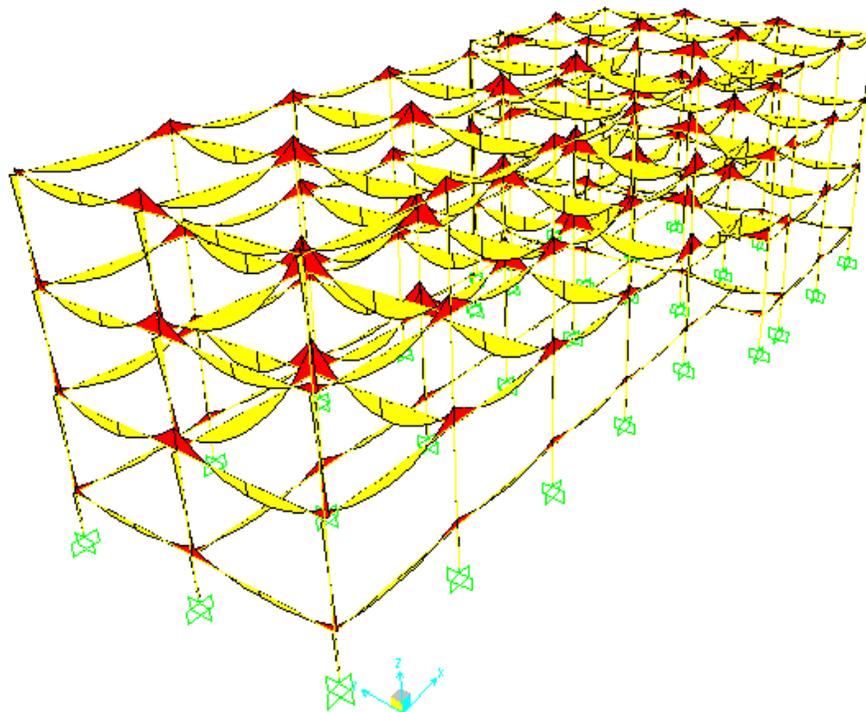


Diagrama de cortantes

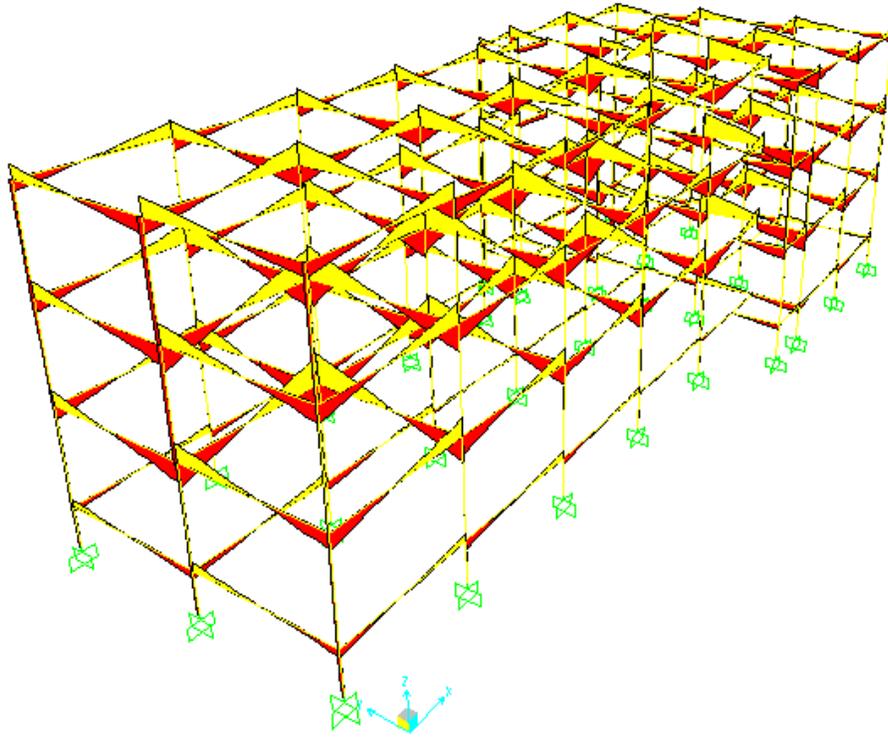
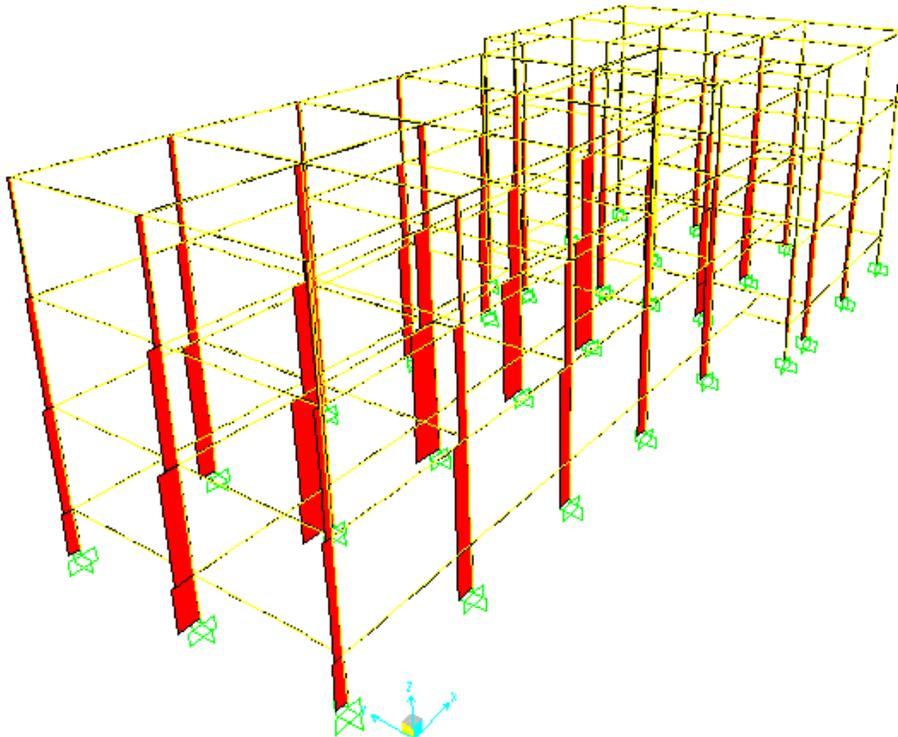


Diagrama de esfuerzos axiales



## Diseño de vigas.-

### \* Cálculo de la armadura para las vigas utilizando la norma CBH-87.

M =	63,5 KN*m/m	coeficientes de seguridad
b <sub>w</sub> =	20 cm	γ <sub>s</sub> = 1,15
h =	50 cm	γ <sub>c</sub> = 1,5
d =	48,5 cm	γ <sub>f</sub> = 1,6
f <sub>ck</sub> =	2,1 KN/cm <sup>2</sup>	M <sub>d</sub> = 101,6 KN*m/m
f <sub>yk</sub> =	42 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> = 1,4 KN/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento =	1,5 cm	f <sub>yd</sub> = 36,5 KN/cm <sup>2</sup>

TABLA UNIVERSAL PARA FLEXION SIMPLE O COMPUESTA ACEROS DE DUREZA NATURAL (DOMINIO 3)		
ξ	μ	ω
0,2608	0,16	0,1795
0,2796	0,17	0,1924
0,2988	0,18	0,2056
0,3183	0,19	0,219
0,3383	0,2	0,2328
0,3587	0,21	0,2468
0,3796	0,22	0,2612
0,4012	0,23	0,2761
0,4234	0,24	0,2913
0,4461	0,25	0,3069
0,4696	0,26	0,3232
0,4939	0,27	0,3398
0,5188	0,28	0,357
0,545	0,29	0,375
0,5721	0,3	0,3937
0,6006	0,31	0,4133

TABLA UNIVERSAL PARA FLEXION SIMPLE O COMPUESTA ACEROS DE DUREZA NATURAL (DOMINIO 2)		
ξ	μ	ω
0,0891	0,03	0,031
0,1042	0,04	0,0415
0,1181	0,05	0,0522
0,1312	0,06	0,063
0,1438	0,07	0,0739
0,1561	0,08	0,0849
0,1667	0,0886	0,0945
0,1684	0,09	0,0906
0,181	0,1	0,1074
0,1937	0,11	0,1189
0,2066	0,12	0,1306
0,2198	0,13	0,1426
0,233	0,14	0,1546
0,2466	0,15	0,1669
0,259	0,159	0,1795

\*cálculo de armadura la será calculada para el dominio 3 de la tabla.

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad w_{min} = 0,0033$$

μ<sub>d</sub> = 0,15    0,1542596  
 red. = 0,15    por tabla calculamos ω = 0,1669

$$A_{s1} = w * b_{wt} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s1} = 6,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} * b_{wt} * d \quad A_{s_{min}} = 3,20 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

$$A_{req.} = 6,21 \text{ cm}^2$$

**Armadura transversal :  
Verificación de cortantes :**

V =	6693,0 Kg	coeficientes de seguridad
b <sub>w</sub> =	20 cm	γ <sub>s</sub> = 1,15
h =	50 cm	γ <sub>c</sub> = 1,5
d =	48,5 cm	γ <sub>f</sub> = 1,6
f <sub>ck</sub> =	210 Kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>d</sub> = 10708,8 Kg
f <sub>yk</sub> =	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> = 140 Kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento =	1,5 cm	f <sub>yd</sub> = 3652,2 Kg/cm <sup>2</sup>

$$f_{vd} = 0,5\sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$V_{ou} = 0,3 * f_{cd} * b * d$$

$$V_{cu} = 5916,08 \text{ Kg}$$

$$V_{ou} = 42000 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$5916,08 < 10708,8 < 42000$$

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

$$V_{su} = 4792,72 \text{ Kg}$$

$$A_{s90^\circ} = \frac{V_{su} * s}{0,90 * d * f_{yd}}$$

$$A_{s90^\circ} = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{0,02 * f_{cd} * t * b_w}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = 1,33 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

$$A_{requerida} = 2,61 \text{ cm}^2 \quad (2\text{piernas})$$



### 3.5.2.2. Diseño de columnas:

\* Cálculo de la armadura para las columna utilizando la norma CBH-87.

N =	68548,0 Kg	coeficientes de seguridad
b =	30 cm	$\gamma_s =$ 1,15
h =	30 cm	$\gamma_c =$ 1,5
L =	3,6 m	$\gamma_f =$ 1,6
$f_{ck} =$	210 Kg/cm <sup>2</sup>	$f_d =$ 109676,8 Kg/cm
$f_{yk} =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	$f_{cd} =$ 140 <sup>2</sup> Kg/cm
Recubrimiento =	2 cm	$f_{yd} =$ 3652,2 <sup>2</sup> Kg/cm
		k = 0,5

verificación de esbeltez :

En pilares aislados o pertenecientes a estructuras intraslacionales , si la esbeltez mecánica  $\lambda$  es inferior a 35, se desprecian los efectos de segundo orden y, en consecuencia, no es necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$$\lambda = 20,78$$

$$35 > \lambda$$

$$20,78 > 35 \quad \text{ok}$$

verificación de excentricidad :

Se empleará un coeficiente de seguridad de tal modo que los resultados así obtenidos concuerden de una manera satisfactoria con los correspondientes al método de la excentricidad mínima o queden del lado de la seguridad.

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

$$\gamma_m = 1,2$$

**Calculo armadura longitudinal :**

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

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

$$A_s = 6,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,006 \cdot A_c$$

$$A_{s\text{min}} = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,06 \cdot A_c$$

$$A_{s\text{max}} = 54 \text{ cm}^2$$

**Cálculo armadura transversal :**

$\phi = 16 \text{ mm}$

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

$s_{\text{max}} = 24 \text{ cm}$

$s = 12 \cdot \phi$

$s = 20 \text{ Cm}$

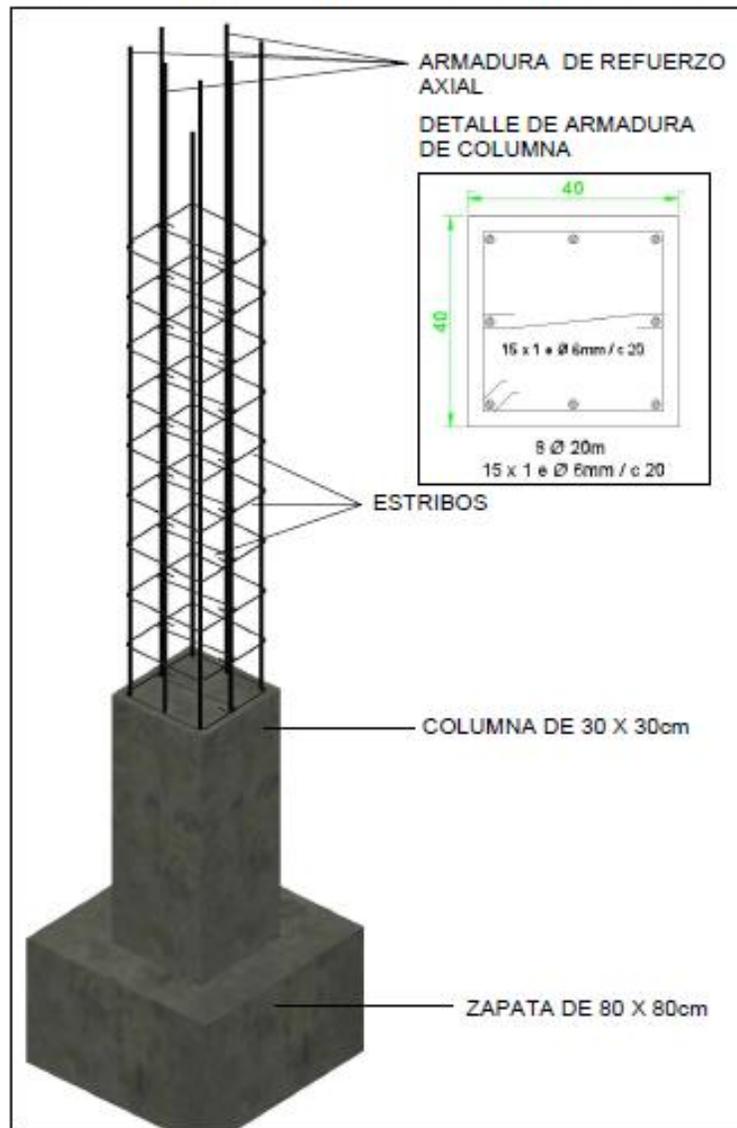
$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

$\phi_{\text{cal}} = 4 \text{ mm}$

adoptamos :

$\phi_{\text{adop.}} = 6 \text{ mm}$

ESQUEMA DE ARMADURA DE COLUMNA C-14 NIVEL +0.00-3.60

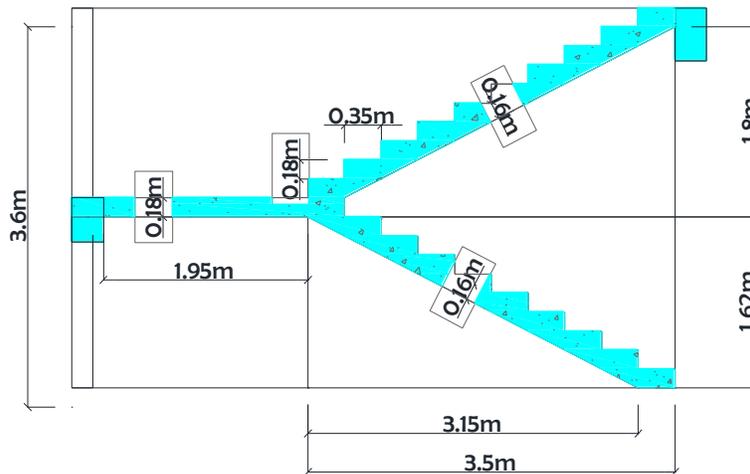


### 3.5.3. Estructura complementarias.

#### 3.5.3.1. Diseño de escalera:

\*Determinación de las Cargas de Diseño:

Se calculará el peso de 1 m lineal de la losa de escalera y la sobrecarga que sobre esa sección actúa.



$$L = 5,45 \text{ m}$$

$$h = 3,6 \text{ m}$$

Dimensiones de las gradas :

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$d_{min} = \frac{L}{40}$$

$$d_{min} = 0,14 \text{ cm}$$

#### Peso propio

$$\text{Peso propio de las gradas} = 610,8 \text{ Kg} \quad d1 = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Peso propio de descanso} = 384 \text{ Kg} \quad d2 = 16 \text{ cm}$$

Según la norma adoptaremos las siguientes cargas.

$$\text{Sobre piso} = 50 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobre carga} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga permanente} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg}$$

**Cargas de diseño =**

$$qd1 = 1260,8 \text{ kg}$$

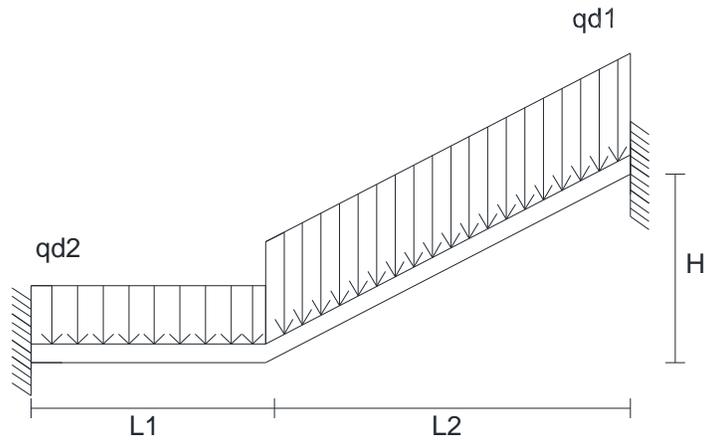
$$qd2 = 1034 \text{ kg}$$

**\*CÁLCULO DE MOMENTOS Y CORTANTES "TRAMO 1" :**

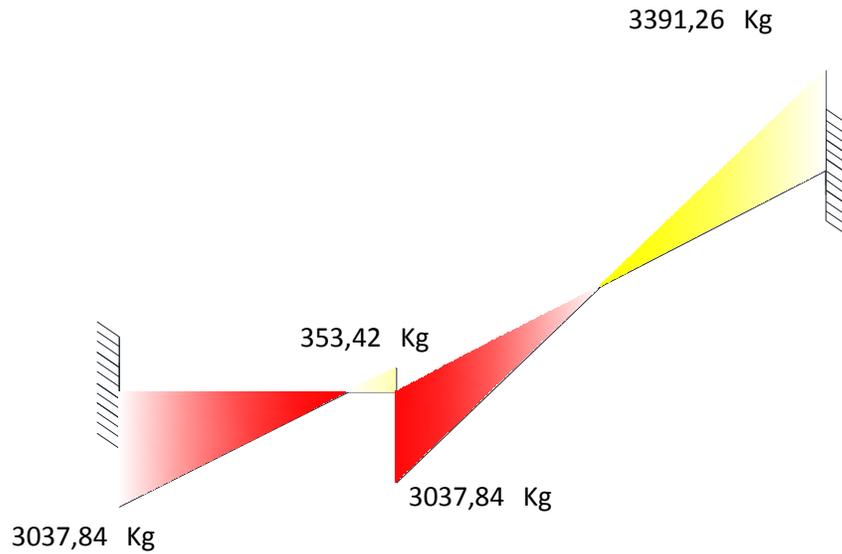
Método elementos finitos:

Datos.-

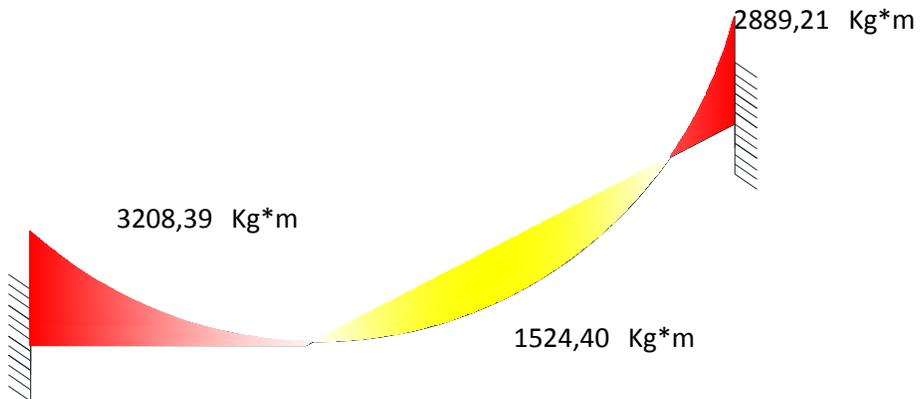
- L1 = 1,95 m
- L2 = 3,5 m
- H = 1,8 m
- qd1 = 1260,8 Kg
- qd2 = 1034 Kg



**DIAGRAMA DE CORARTANTES "V"**



**DIAGRAMA DE MOMENTOS "M"**



\*NOTA.- Los esfuerzos de cortantes y momentos del ELEMENTO 2 es igual al ELEMENTO 1.

**Tramo 1**

V1 =	3037,84 kg	V2 =	3391,26 Kg
Momento negativos			
M1 =	3208,39 kg.m	M2 =	2889,21 kg.m
Momento positivos			
	M3 =	1524,40	kg.m

**Tramo 2**

V1 =	3037,84 kg	V2 =	3391,26 Kg
Momento negativos			
M1 =	3208,39 kg.m	M2 =	2889,21 kg.m
Momento positivos			
	M3 =	1524,40	kg.m

**Cálculo de armadura del "Tramo 1"**

\* Calculo de la armadura utilizando la norma CBH-87

para momento negativo .

M =	28,9 KN*m/m	coeficientes de seguridad	
b <sub>w</sub> =	100 cm	γ <sub>s</sub> =	1,15
h =	16 cm	γ <sub>c</sub> =	1,5
d =	14,5 cm	γ <sub>f</sub> =	1,6
f <sub>ck</sub> =	2,1 KN/cm <sup>2</sup>	M <sub>d</sub> =	46,224 KN*m/m
f <sub>yk</sub> =	42 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> =	1,4 KN/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento =	1,5 cm	f <sub>yd</sub> =	36,5 KN/cm <sup>2</sup>

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

μ <sub>d</sub> =	0,16	Dominio 3
		por tabla calculamos ω
red. =	0,16 =	0,1795

$$A_{s1} = w * b_{wt} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s1} = 9,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} * b_{wt} * d \quad A_{s_{min}} = 2,61 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

$$A_{requerida} = 9,98 \text{ cm}^2$$

\* Cálculo de la armadura utilizando la norma CBH-87

para momento positivo .

M =	15,2 KN*m/m	coeficientes de seguridad
b <sub>w</sub> =	100 cm	γ <sub>s</sub> = 1,15
h =	16 cm	γ <sub>c</sub> = 1,5
d =	14,5 cm	γ <sub>f</sub> = 1,6
		M <sub>d</sub>
f <sub>ck</sub> =	2,1 KN/cm <sup>2</sup>	= 24,390404 KN*m/m
f <sub>yk</sub> =	42 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> = 1,4 KN/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento =	1,5 cm	f <sub>yd</sub> = 36,5 KN/cm <sup>2</sup>

\*cálculo de armadura la será calculada para el dominio 2 de la tabla.

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

μ <sub>d</sub> =	0,08	
		por tabla calculamos ω
red. =	0,08 =	0,0849

$$A_{s1} = w * b_{wt} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s1} = 4,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} * b_{wt} * d \quad A_{s_{min}} = 2,61 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

$$A_{requerida} = 4,72 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de armadura del "Tramo 2"

\* Cálculo de la armadura utilizando la norma CBH-87,

para momento negativo .

M =	32,1 KN*m/m	coeficientes de seguridad
b <sub>w</sub> =	100 cm	γ <sub>s</sub> = 1,15
h =	16 cm	γ <sub>c</sub> = 1,5
d =	14,5 cm	γ <sub>f</sub> = 1,6
		M <sub>d</sub> = 51,334246 KN*m/m
f <sub>ck</sub> =	2,1 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> = 1,4 KN/cm <sup>2</sup>
f <sub>yk</sub> =	42 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>yd</sub> = 36,5 KN/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento =	1,5 cm	

\*cálculo de armadura la será calculada para el dominio 3 de la tabla.

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

μ <sub>d</sub> =	0,17	
		por tabla calculamos ω
red. =	0,17 ω =	0,1924

$$A_{s1} = w * b_{wt} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$As1 = 10,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = w_{smin} * b_{wt} * d$$

$$Asmin = 2,61 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

$$\begin{array}{l} \text{Arequerida} \\ = \\ 10,69 \text{ cm}^2 \end{array}$$

\* Cálculo de la armadura utilizando la norma CBH-87,

para momento positivo .

M =	15,2 KN*m/m	coeficientes de seguridad
b <sub>w</sub> =	100 cm	γ <sub>s</sub> = 1,15
h =	16 cm	γ <sub>c</sub> = 1,5
d =	14,5 cm	γ <sub>f</sub> = 1,6
f <sub>ck</sub> =	2,1 KN/cm <sup>2</sup>	M <sub>d</sub> = 24,390404 KN*m/m
f <sub>yk</sub> =	42 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> = 1,4 KN/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento =	1,5 cm	f <sub>yd</sub> = 36,5 KN/cm <sup>2</sup>

\*Cálculo de armadura la será calculada para el dominio 2 de la tabla.

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

$$\mu_d = 0,08$$

por tabla calculamos ω

$$\text{red. } \bar{A}_{s1} = w * b_{wt} * d * \frac{f_{cd} * 0,08}{f_{yd}} = 0,0849$$

$$As1 = 4,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = w_{smin} * b_{wt} * d$$

$$Asmin = 2,61 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

$$\text{Arequerida} = 4,72 \text{ cm}^2$$

**Verificación a Cortantes :**

**Tramo 1 "V1"**

$$V1 = 3037,84 \text{ Kg}$$

$$Vd = 4860,5442 \text{ Kg}$$

$$f_{vd} = 0,5\sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$V_{cu} = 8578,316$$

$$Vd < V_{cu}$$

$$4860,5 < 8578,3 \quad \text{Ok}$$

**Tramo 1 "V2"**

$$V2 = 3391,26 \text{ Kg}$$

$$Vd = 5426,0158 \text{ Kg}$$

$$f_{vd} = 0,5\sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$V_{cu} = 8578,316$$

$$Vd < V_{cu}$$

$$5426,0 < 8578,3 \quad \text{Ok}$$

**Tramo 2 "V1"**

$$V1 = 3037,84 \text{ Kg}$$

$$Vd = 4860,5442 \text{ Kg}$$

$$f_{vd} = 0,5\sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$V_{cu} = 8578,316$$

$$V_d < V_{cu}$$

$$4860,5 < 8578,3 \quad \text{Ok}$$

### Tramo 2 "V2"

$$V_2 = 3391,26 \text{ Kg}$$

$$V_d = 5426,0158 \text{ Kg}$$

$$f_{vd} = 0,5\sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$V_{cu} = 8578,316$$

$$V_d < V_{cu}$$

$$5426,0 < 8578,3 \quad \text{Ok}$$

### Refuerzo por temperatura :

$$A_{S_{T^m}} = 0,0018 * b_{wt} * d$$

$$S_{max} = \frac{100 * A_{\phi}}{A_{S_{T^o}}}$$

$$A_{ST} = 2,61 \text{ cm}^2$$

Para diámetro de  $\phi$  10mm:

$$A_{\phi} = 0,785 \text{ Cm}$$

$$N^{\circ} \text{ de barras} = 3,325 \phi \quad \text{redondeando} = 4 \phi$$

Separación para un 1m :

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

**Diseño de la viga de apoyo del descanso :**

$$L = 3,85 \text{ m}$$

$$M(+)= 2005,88 \text{ kg*m/m} \quad M(-)= 4011,76 \text{ kg*m/m}$$

**Cálculo de armadura negativa**

\* Cálculo de la armadura de los para dos nervios utilizando la norma CBH- 87, para momento negativo .

M =	40,1 KN*m/m	coeficientes de seguridad
b <sub>w</sub> =	25 cm	γ <sub>s</sub> = 1,15
h =	35 cm	γ <sub>c</sub> = 1,5
d =	33,5 cm	γ <sub>f</sub> = 1,6
f <sub>ck</sub> =	2,1 KN/cm <sup>2</sup>	M <sub>d</sub> = 64,188147 KN*m/m
f <sub>yk</sub> =	42 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> = 1,4 KN/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento =	1,5 cm	f <sub>yd</sub> = 36,5 KN/cm <sup>2</sup>

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

$$\mu_d = 0,16$$

por tabla calculamos ω

$$\text{red.} = 0,16 = 0,1795$$

$$A_{s1} = w * b_{wt} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s1} = 5,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} * b_{wt} * d \quad A_{s_{min}} = 1,5075 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

$$A_{requerida} = 5,76 \text{ cm}^2$$

Para momento positivo.

M =	20,1 KN*m/m	coeficientes de seguridad
b <sub>w</sub> =	25 cm	γ <sub>s</sub> = 1,15
h =	35 cm	γ <sub>c</sub> = 1,5
d =	33,5 cm	γ <sub>f</sub> = 1,6
f <sub>ck</sub> =	2,1 KN/cm <sup>2</sup>	M <sub>d</sub> = 32,094074 KN*m/m
f <sub>yk</sub> =	42 KN/cm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> = 1,4 KN/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento =	1,5 cm	f <sub>yd</sub> = 36,5 KN/cm <sup>2</sup>

\*cálculo de armadura la será calculada para el dominio 2 de la tabla.

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

$$\mu_d = 0,08$$

red. = 0,08 = por tabla calculamos  $\omega$  0,0849

$$A_{s1} = w * b_{wt} * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s1} = 2,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = w_{s_{min}} * b_{wt} * d \quad A_{s_{min}} = 1,5075 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

$$A_{requerida} = 2,73 \text{ cm}^2$$

### Armadura transversal :

#### Verificación de cortantes :

V =	6252,1 Kg	coeficientes de seguridad
b <sub>w</sub> =	25 cm	$\gamma_s = 1,15$
h =	35 cm	$\gamma_c = 1,5$
d =	33,5 cm	$\gamma_f = 1,6$
f <sub>ck</sub> =	210 Kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>d</sub> = 10003,348 Kg
f <sub>yk</sub> =	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> = 140 Kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento =	1,5 cm	f <sub>yd</sub> = 3652,2 Kg/cm <sup>2</sup>

$$f_{vd} = 0,5\sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$V_{ou} = 0,3 * f_{cd} * b * d$$

$$V_{cu} = 5176,57 \text{ Kg} \quad V_{ou} = 36750 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$5176,57 < 10003,3 < 36750$$

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

$$V_{su} = 4826,78 \text{ Kg}$$

$$A_{s90^\circ} = \frac{V_{su} * s}{0,90 * d * f_{yd}} \quad A_{s90^\circ} = 3,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{0,02 * f_{cd} * t * b_w}{f_{yd}} \quad A_{smin} = 1,67 \text{ cm}^2$$

Adoptamos el mayor :

$$A_{requerida} = 3,81 \text{ cm}^2 \quad (2\text{piernas})$$

$$\text{para una pierna} \quad 1,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{estribos de } \phi 6\text{mm separaci3n para 100cm} \quad s = 15 \text{ Cm}$$

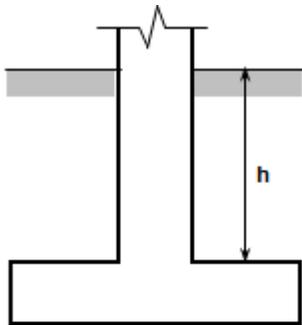
### 3.5.4. Fundaciones.

#### \* Cálculo de la armadura para las columna utilizando la norma CBH-87.

Se trabajara con un factor de minoración de 1.5 para  $\sigma_s$ , para brindar seguridad a la estructura.

$\sigma_s =$	170 Kg/cm <sup>2</sup>				
$\sigma_s =$	113 Kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15	Factor de minoración Acero	
				Factor de minoración	
$f_{ck} =$	210 Kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_c =$	1.50	Hormigón	
$f_{yk} =$	2400 Kg/cm <sup>2</sup>	$a_1 =$	40.0	cm	
$\gamma_s =$	1.8 Kg/cm <sup>3</sup>	$b_1 =$	40.0	cm	
$P_1 =$	128 Tn.	$M_x =$	0	$M_y =$	0 Tn.m

Determinación de las dimensiones de la zapata



$$A = \frac{P_T}{\sigma_s}$$

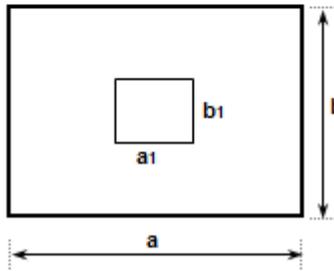
Dónde:  $P_T = P_1 + P_{pio} + P_{suelo}$

$$P_1 = 128.0 \text{ Tn}$$

$$P_{pio} = 0.05 * P_1$$

$$P_{pio} = 6.40 \text{ Tn}$$

$$P_{suelo} = a * b * h * \gamma_s$$



Asumiendo que:

$$\left. \begin{array}{l} a = 1 \text{ m} \\ b = 1 \text{ m} \\ \gamma_s = 1.80 \text{ Kg/cm}^3 \\ h = 1.00 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$P_{suelo} = 1.80 \text{ Tn}$$

Por lo tanto el peso total aproximado y el área será:

$$\left. \begin{array}{l} P_T = 136.20 \text{ [tn]} \\ \sigma_s = 113.33 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 0.12 \text{ m}^2$$

Para determinar **a** y **b** reales

Teniendo la relación:  $\frac{a}{b} = \frac{a_1}{b_1}$  Dónde:  $a_1 = 40.0 \text{ cm}$   
 $b_1 = 40.0 \text{ cm}$

Entonces;  $a = 1.2 * b$

El área será:  $A = b * 1.2 * b = 1.2 * b^2$  Sabiendo que:  $A = 0.1202 \text{ m}^2$

Despejando el valor de **b** se tiene.  $b = 0.38 \text{ m}$

Entonces:  $a = 0.49 \text{ m}$

Finalmente se adoptara:

$$b = 0.80 \text{ M}$$

$$a = 0.80 \text{ M}$$

$$b = 0.80 \text{ m}$$

$$a = 0.80 \text{ m}$$

$$P_3 = 128.00 \text{ Tn}$$

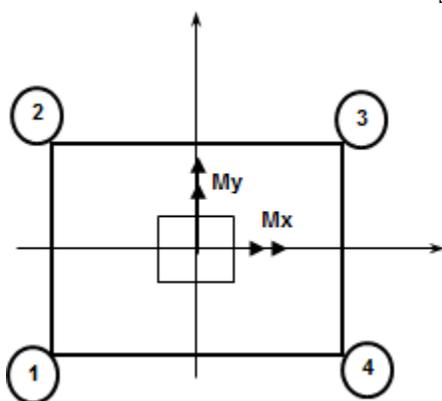
$$M_{x3} = 0.00 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$M_{y3} = 0.00 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

La ecuación general de esfuerzos combinados de axiales y momentos es:

$$\sigma = \frac{P}{a \cdot b} \pm \frac{M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{M_y}{b \cdot a^2}$$

Se debe verificar para cada extremo lo siguiente:



$\sigma_s$	$\geq$	$\sigma$	$\sigma_s =$	$1133.3$	$\text{Tn/m}^2$
$\sigma_1 =$	$200.00$	$\leq 1133$	Cumple!!!	$\text{Tn/m}^2$	
$\sigma_2 =$	$200.00$	$\leq 1133$	Cumple!!!	$\text{Tn/m}^2$	
$\sigma_3 =$	$200.00$	$\leq 1133$	Cumple!!!	$\text{Tn/m}^2$	
$\sigma_4 =$	$200.00$	$\leq 1133$	Cumple!!!	$\text{Tn/m}^2$	

Determinación del canto útil.

$$f_{vd} = 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad \text{Dónde: } f_{cd} = 140.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Entonces:  $f_{vd} = 5.9 \text{ Kg/cm}^2$

$$K = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\eta \cdot \sigma_t}$$

Dónde:

$\sigma_s =$	$113.33 \text{ Kg/cm}^2$
$f_{vd} =$	$5.9 \text{ Kg/cm}^2$
$\eta =$	$1.60 \text{ Factor de seguridad}$

Además:  $\sigma_t = \frac{P}{a \cdot b} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \longrightarrow \sigma_t = 20.00 \text{ Kg/cm}^2$

Entonces;

$$K = 0.74$$

$$K = 0.74$$

$$a = 80 \text{ cm}$$

$$a_1 = 40.0 \text{ cm}$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$b_1 = 40.0 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_1)}{4 + K}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_1)}{4 + K}$$

$$d_2 = 16.88 \text{ cm}$$

$$d_3 = 16.88 \text{ cm}$$



Se debe verificar para cada extremo lo siguiente:

$$\sigma_s \geq \sigma \longrightarrow \sigma_s = 1133.3 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_1 = 203.18 \leq 1133 \text{ Cumple!!!} \quad \text{Tn/m}^2$$

$$\sigma_2 = 203.18 \leq 1133 \text{ Cumple!!!} \quad \text{Tn/m}^2$$

$$\sigma_3 = 203.18 \leq 1133 \text{ Cumple!!!} \quad \text{Tn/m}^2$$

$$\sigma_4 = 203.18 \leq 1133 \text{ Cumple!!!} \quad \text{Tn/m}^2$$

Los valores de **l1** y **l2** se determinaran de la siguiente manera.

$$l_1 = \frac{a - a_1}{2} + 0.15 * a_1 \longrightarrow l_1 = 0.26 \text{ m}$$

$$l_2 = \frac{b - b_1}{2} + 0.15 * b_1 \longrightarrow l_2 = 0.260 \text{ m}$$

### CALCULO DE ARMADURAS EN DIRECCION "a"

Anteriormente se debe determinar los momentos de diseño en esta dirección el

cual está dado por.

$$Md_a = \eta * a \left[ \sigma_a * \frac{l_1^2}{2} + \frac{1}{2} * (\sigma_{MAX} - \sigma_a) * \frac{2}{3} l_1^2 \right]$$

$$\text{Dónde: } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = 203.18 \text{ Tn/m}^2 \\ \eta = 1.60 \text{ Factor de seguridad} \\ a = 0.80 \text{ m} \\ l_1 = 0.26 \text{ m} \\ \sigma_{max} = 203.18 \text{ Tn/m}^2 \end{array} \right.$$

Por lo que:  $Mda = 17.580 \text{ Tn*m}$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{Md_a}{a * d^2 * f_{cd}}$$

$$\text{Dónde: } \left\{ \begin{array}{l} a = 0.80 \text{ m} \\ d = 50.0 \text{ cm} \\ f_{cd} = 140.0 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Entonces:  $\mu_d = 0.063$

Cuantía mecánica:

$$Wd = \mu_d * (1 + \mu_d)$$

$$Wd = 0.067$$

Por lo tanto la armadura será:

$$As = Wd * a * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Siendo:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 80.00 \text{ cm} \\ d = 50.0 \text{ cm} \\ f_{cd} = 140.0 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{yd} = 2087.0 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$Wd = 0.067$$

Por lo que:

$$As = 17.906 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$As_{\min} = 0.0018 * a * d$$

$$As = 17.906 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces: } As_{\min} = 7.200 \text{ cm}^2$$

Número de fierros con diámetros de:

$$\Phi 10 = 10 \quad \longrightarrow \quad A\Phi 10 = 0.785 \quad \longrightarrow \quad \text{NoFe} = 22.80 \quad 23 \quad [\text{barras}]$$

$$\Phi 12 = 12 \quad \longrightarrow \quad A\Phi 12 = 1.131 \quad \longrightarrow \quad \text{NoFe} = 15.83 \quad 16 \quad [\text{barras}]$$

$$\Phi 14 = 14 \quad \longrightarrow \quad A\Phi 14 = 1.539 \quad \longrightarrow \quad \text{NoFe} = 11.63 \quad 12 \quad [\text{barras}]$$

$$\Phi 16 = 16 \quad \longrightarrow \quad A\Phi 16 = 2.011 \quad \longrightarrow \quad \text{NoFe} = 8.91 \quad 9 \quad [\text{barras}]$$

### CALCULO DE ARMADURAS EN DIRECCION "b"

Anteriormente se debe determinar los momentos de diseño en esta dirección el

cual está dado por.

$$Md_b = \eta * b \left[ \sigma_b * \frac{l_2^2}{2} + \frac{1}{2} * (\sigma_{MAX} - \sigma_b) * \frac{2}{3} l_2^2 \right]$$

$$\text{Dónde: } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = 203.18 \text{ Tn/m}^2 \\ \eta = 1.60 \text{ Factor de seguridad} \\ a = 0.80 \text{ m} \\ l_1 = 0.26 \text{ m} \\ \sigma_{\max} = 203.18 \text{ Tn/m}^2 \end{array} \right.$$

Por lo que:

$$Mda = 17.580 \text{ Tn*m}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{Mda}{a * d^2 * f_{cd}}$$

Dónde:

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0.80 \text{ m} \\ d = 50.0 \text{ cm} \\ f_{cd} = 140.0 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Entonces:  $\mu_d = 0.063$

Cuantía mecánica:  $W_d = \mu_d * (1 + \mu_d)$   $W_d = 0.067$

Por lo tanto la armadura será:

$$A_s = W_d * a * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Siendo:}$$

$$\left. \begin{array}{l} a = 80.00 \text{ cm} \\ d = 50.0 \text{ cm} \\ f_{cd} = 140.0 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{yd} = 2087.0 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$W_d = 0.067$$

Por lo que:  $A_s = 17.906 \text{ cm}^2$

Armadura mínima:  $A_{s_{\min}} = 0.0018 * a * d$

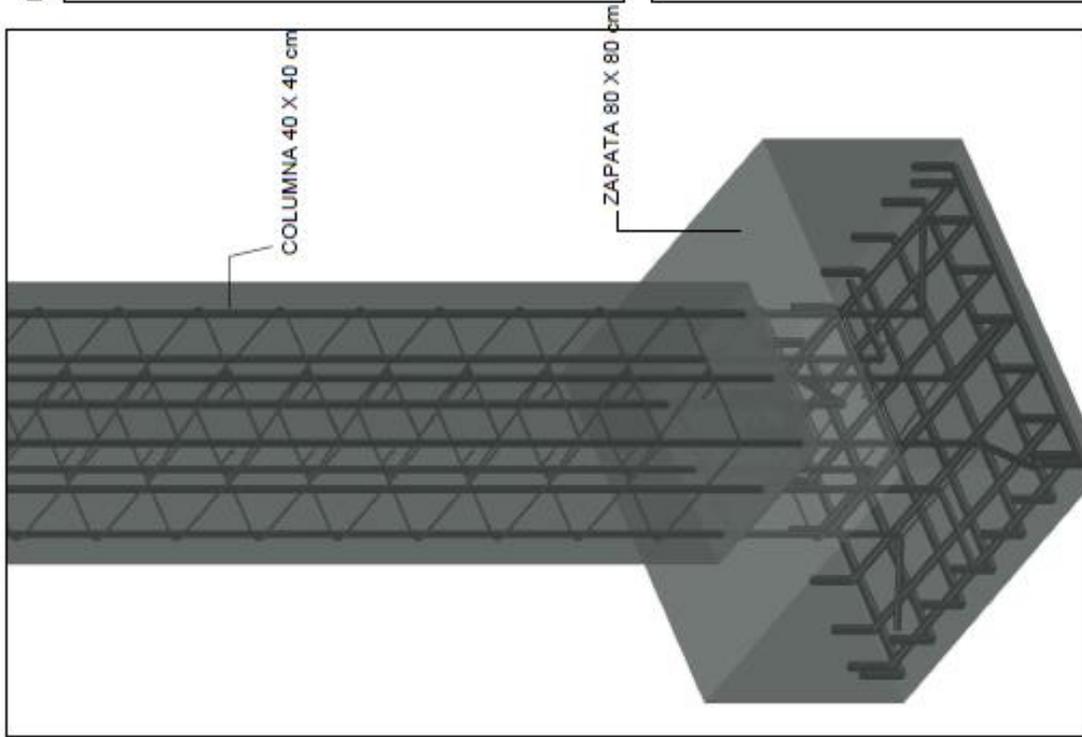
Entonces:  $A_{s_{\min}} = 7.200 \text{ cm}^2$

$$A_s = 17.906 \text{ cm}^2$$

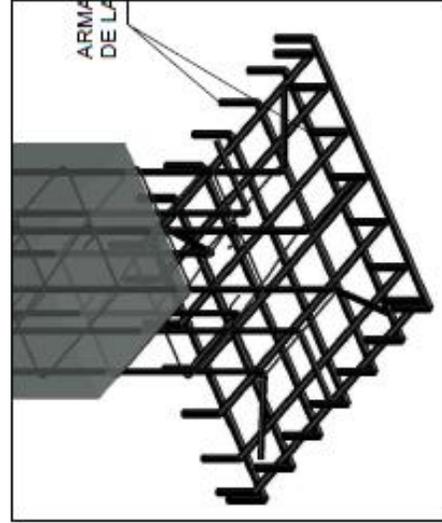
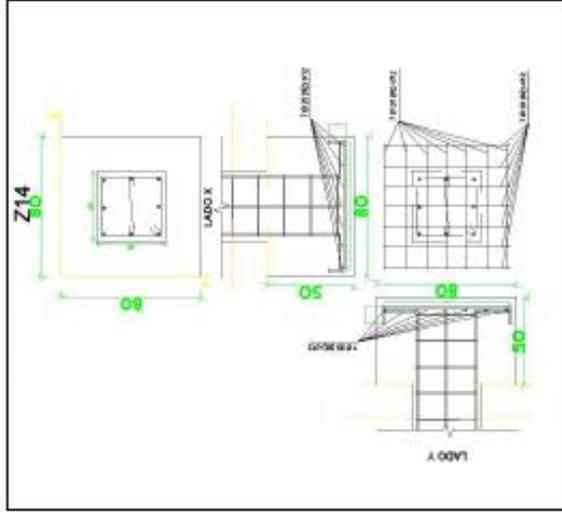
*Número de fierros con diámetros de:*

$\Phi 10 = 10$	$\longrightarrow$	$A_{\Phi 10} = 0.785$	$\longrightarrow$	NoFe = 22.80	23	[barras]
$\Phi 12 = 12$	$\longrightarrow$	$A_{\Phi 12} = 1.131$	$\longrightarrow$	NoFe = 15.83	16	[barras]
$\Phi 14 = 14$	$\longrightarrow$	$A_{\Phi 14} = 1.539$	$\longrightarrow$	NoFe = 11.63	12	[barras]
$\Phi 16 = 16$	$\longrightarrow$	$A_{\Phi 16} = 2.011$	$\longrightarrow$	NoFe = 8.91	9	[barras]

# ESQUEMA DE ARMADURA DE ZAPATA Z-14



DETALLE DE ARMADURA DE ZAPATA



### 3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.

#### 3.6.1. Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas del proyecto se detallan en el anexo A.5.

#### 3.6.2. Precio unitario.

Los precios unitarios del proyecto incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramientas, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades.

Los parámetros tomados en cuenta para el presente proyecto.

<b>PARAMETROS</b>	
CARGAS SOCIALES	67.00%
IVA	14.94%
IT	3.09%
HERRAMIENTA MENORES	5.00%
GASTOS GENERALES	10.00%
UTILIDAD	10.00%

CARGAS SOCIALES: Se toma el menor rango de 67.00% de cargas sociales de seguridad e higiene, antigüedad, subsidios porque los proponentes a adjudicarse la obra aran % más elevado a un costo mayor por lo tanto es conveniente hacer a un gasto menor.

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

IT: Es el gasto de transición de cuentas mediante bancos que se paga 3.09%.

HERRAMIENTAS MENORES: Es la incidencias de equipo de herramientas que se utiliza para la construcción se toma 5%.

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

UTILIDAD: Es el 10% de las ganancias de la empresa que se toman en cuenta.

Los precios unitarios se detallan en anexo A.6.

### **3.6.3. Cómputos métricos.**

Los cómputos métricos se detallan en el anexo A.7.

### **3.6.4. Presupuesto.**

El presupuesto modelado por el software PRESCOM correspondiente a todas las actividades a realizarse en el proyecto, este llega 4,098,023.76 Bs., siendo 588,796.52 \$us.

### **3.6.5. Plan y cronograma de obra.**

La planificación de la ejecución de la Nueva Unidad Educativa Carachimayo, denota plasmar las soluciones, en sistemas de construcción que permitan concretar los trabajos. Se debe tener en cuenta que las actividades de la construcción se suceden en el tiempo, siguiendo un orden por cada actividad. El programa o cronograma de ejecución se detalla en el anexo A.8., el cual tiene un tiempo de duración 196 días.

### **3.6.6. Análisis ambiental.**

Como Impacto Ambiental se puede considerar toda transformación producida por la actividad humana en el medio, ya sea este físico, biológico, socioeconómico, cultural y/o paisaje.

En la construcción de la Nueva Unidad Educativa Carachimayo se realizaran movimientos de tierra, movimiento de materiales por la cual no afectara el medio ambiente.

## 4. APORTACIÓN DEL ESTUDIANTE

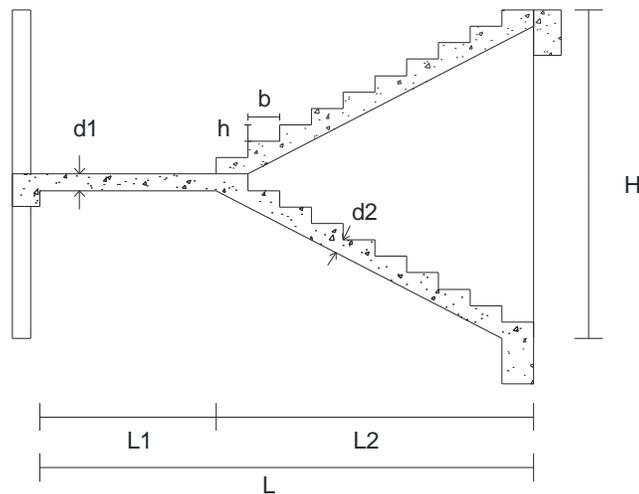
### 4.1. Marco teórico y conceptual del aporte.

Las escaleras y rampas son elementos de la estructura que conectan un nivel con otro. La comodidad que brindan al usuario depende en gran medida de su inclinación. En este sentido, es recomendable una inclinación de  $20^\circ$  a  $50^\circ$ . Para pendientes menores lo usual es emplear rampas.

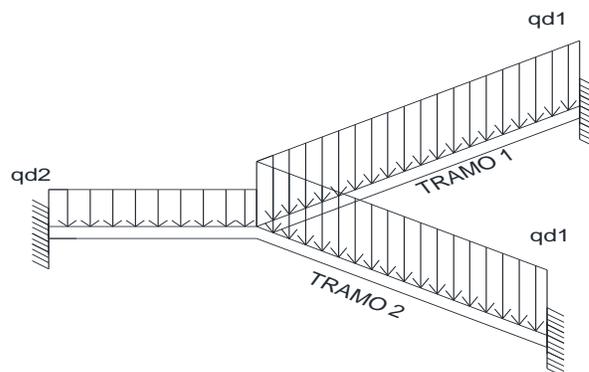
Como es una estructura visible, su construcción debe acercarse a la perfección, pues su función no es solamente de circulación, sino también de ornato.

Los pasos miden entre 25 y 35 cm. y los contrapasos entre 15 y 19 cm.

Existen diferentes tipos de gradas en este caso analizaremos gradas empotradas en los extremos, se muestra en la siguiente figura.



El análisis de carga se realizara de la siguiente manera:



Se realizará el diseño de la escalera tomando en cuenta los parámetros necesarios y basándose en la norma CBH-87, el análisis de la estructura de la grada la hoja electrónica procederá a realizar mediante el análisis de elementos finitos para los elementos de la grada indicada en la figura anterior.

El cálculo de la armadura de la hoja electrónica estará analizada como una viga de elemento estructural de tal manera que se procederá a realizar los cálculos de la siguiente manera.

#### **- Armadura longitudinal**

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura en vigas son las siguientes:

$$M_d = 1,6 \cdot M$$

Luego calculamos el momento reducido de cálculo:

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

Con el momento reducido determinamos la cuantía geométrica para determinar la armadura:

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

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{s\text{mín}} = w_{s\text{mín}} \cdot b_w \cdot d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

#### **- Armadura transversal**

Área de acero requerido por temperatura.

$$A_{S_{T^m}} = 0,0018 \cdot b_{wt} \cdot d$$

Separación de barras para 1m lineal.

$$S_{max} = \frac{100 \cdot A_{\phi}}{A_{S_{T^o}}}$$

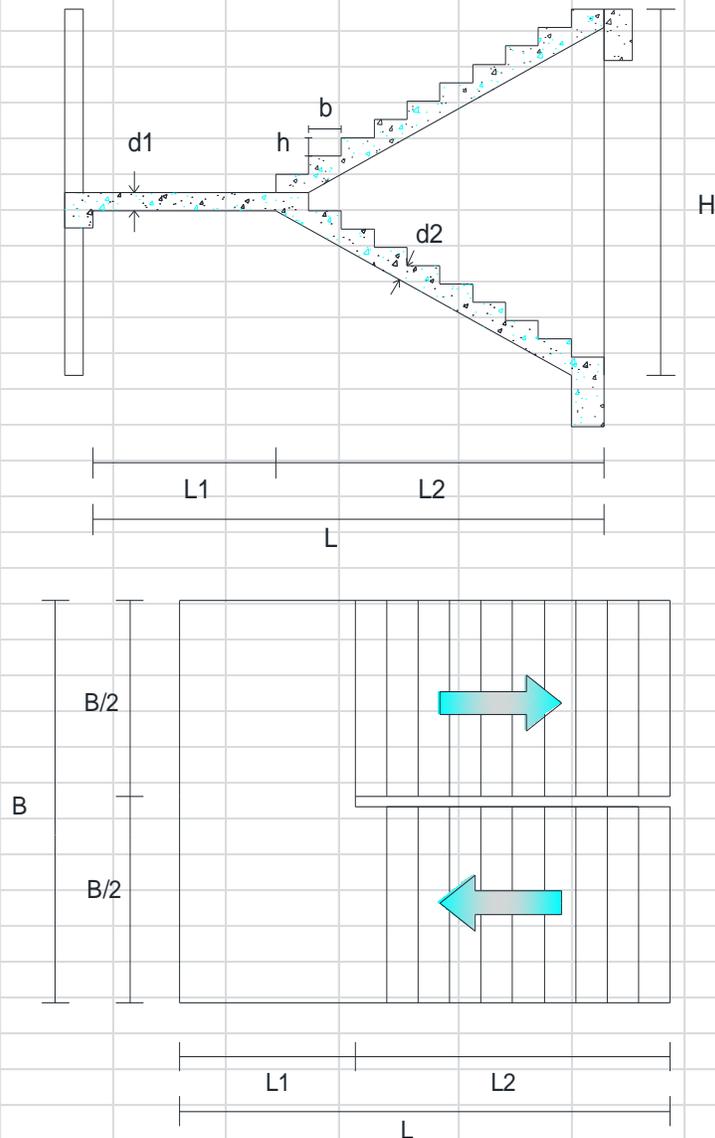
La hoja electrónica realizara el análisis de esfuerzos de los elementos de la grada y el cálculo de armadura basándose en la norma.

## 4.2. Producto – aporte.

La hoja electrónica del diseño de gradas, estará presentada en CD al final del capítulo, la cual presentara el siguiente formato.

### DISEÑO DE ESCALERA

ESQUEMA GRAFICO :



DATOS :

$B =$	4 m	$b =$	35 cm	coeficiente de seguridad	
$L =$	5.45 m	$h =$	18 cm	$\gamma_s =$	1.15
$H =$	3.6 m	$d_1 =$	16 cm	$\gamma_c =$	1.5
$L_1 =$	1.95 m	$d_2 =$	16 cm	$\gamma_f =$	1.6
$L_2 =$	3.5 m	$f_{yk} =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>		
$f_{ck} =$	210 Kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_c =$	2400 Kg/cm <sup>3</sup>		

**\*Determinación de las Cargas de Diseño:**

En caso de  $B/2$  sea mayor 1m, el peso de la de escalera y la sobre carga se calculara para 1 m lineal, en caso q sea menor colocara el ancho q corresponda.

$B/2 = 2 \text{ m}$  Se asumira :  $1 \text{ m}$

**Peso propio**

Peso propio de las gradas =  $600 \text{ Kg}$

Peso propio de descanso =  $384 \text{ Kg}$

Según la norma adoptaremos las siguientes cargas.

Sobre piso =  $50 \text{ Kg/m}^2$

Sobre carga =  $100 \text{ Kg/m}^2$

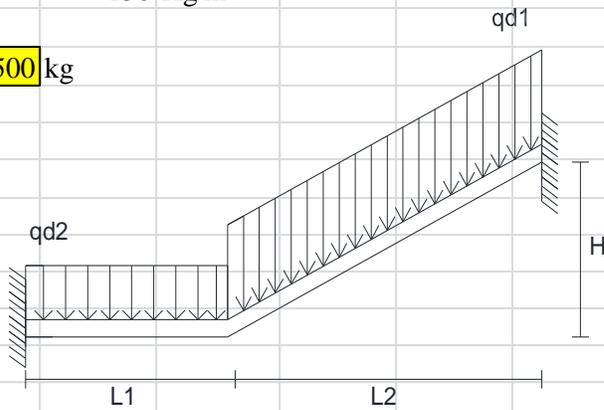
**Carga permanente =  $150 \text{ Kg/m}^2$**

**Carga viva =  $500 \text{ kg}$**

**Cargas de diseño =**

$qd1 = 1250 \text{ kg}$

$qd2 = 1034 \text{ kg}$

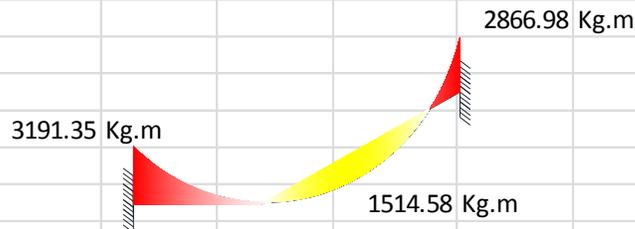


**TRAMO 1**

DIAGRAMA DE CORTANTES "V"



DIAGRAMA DE MOMENTOS "M"



\*NOTA.- Los esfuerzos de cortantes y momentos del TRAMO 2 es igual al TRAMO 1.

<b>RESULTADOS :</b>					
*NOTA.- En caso de el ancho B/2 de la grada sea mayor 1m ,la armadura se calculara par un ancho de 1m, y si es menor sera al ancho que corresponda.					
<b>ARMADURA POR FLEXION:</b>					
<b><u>Armadura longitudinal</u></b>					
<b>Armadura negativa del "Tramo 1"</b>					
Areq. 1 =	10.69	cm <sup>2</sup>	Areq. 2 =	9.98	cm <sup>2</sup>
<b>Armadura positiva del "Tramo 1"</b>					
Arequerida =	4.72	cm <sup>2</sup>			
<b>Armadura negativa del "Tramo 2"</b>					
Arequerida =	9.98	cm <sup>2</sup>	Areq. 2 =	9.98	cm <sup>2</sup>
<b>Armadura negativa del "Tramo 2"</b>					
Arequerida =	4.72	cm <sup>2</sup>			
<b>ARMADURA POR CORTE:</b>					
<b>Verificación a Cortantes :</b>					
<b>Tramo 1 "V1"</b>					
	Vd	<	Vcu		
	4843.97	<	8578.3		ok
<b>Tramo 1 "V2"</b>					
	Vd	<	Vcu		
	5382.1	<	8578.3		ok
<b>Tramo 2 "V1"</b>					
	Vd	<	Vcu		
	4843.97	<	8578.316		ok
<b>Tramo 2 "V2"</b>					
	Vd	<	Vcu		
	5382.11	<	8578.316		ok
NOTA.- En caso de que nose cumpla ninguna de estas condiciones aumentar el espesor de la losa de las gradas d1 o d2.					
<b><u>Armadura transversal</u></b>					
AST =	2.61	cm <sup>2</sup>			

**ARMADO DE GRADAS**

TABLA DE DIAMETROS						
Ø (pulg.)	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4
Ø (mm)	6	8	10	12	16	20
Á (cm <sup>2</sup> )	0.28	0.5	0.79	1.13	2.01	3.14

**ARMADO LONGITUDINAL****ARMADO TRANSVERSAL***Escoger el diametro de la barra:**Escoger el diametro de la barra:*

TRAMO		Ø (+) (mm)	Ø (-) (mm)
1	INICIO		16
	MEDIO	10	
	FINAL		16
2	INICIO		16
	MEDIO	10	
	FINAL		16

Ø(mm) = 10 mm

**TRAMO "1"**

	Area (cm <sup>2</sup> )	N° barras	Ø (mm)	Separacion cada / cm
<b>Longitudinal</b>				
Armadura L1(-)	10.69	6	16	20
Armadura L2(-)	9.98	5	16	25
Armadura L3(+)	4.72	7	10	16
Armadura L4(+)	4.72	7	10	16
<b>Transversal</b>				
Armadura L4(+)	2.61	4	10	25

**TRAMO "2"**

	Area (cm <sup>2</sup> )	N° barras	Ø (mm)	Separacion cada / cm
<b>Longitudinal</b>				
Armadura L1(-)	10.69	6	16	20
Armadura L2(-)	9.98	5	16	25
Armadura L3(+)	4.72	7	10	16
Armadura L4(+)	4.72	7	10	16
<b>Transversal</b>				
Armadura L4(+)	2.61	4	10	25

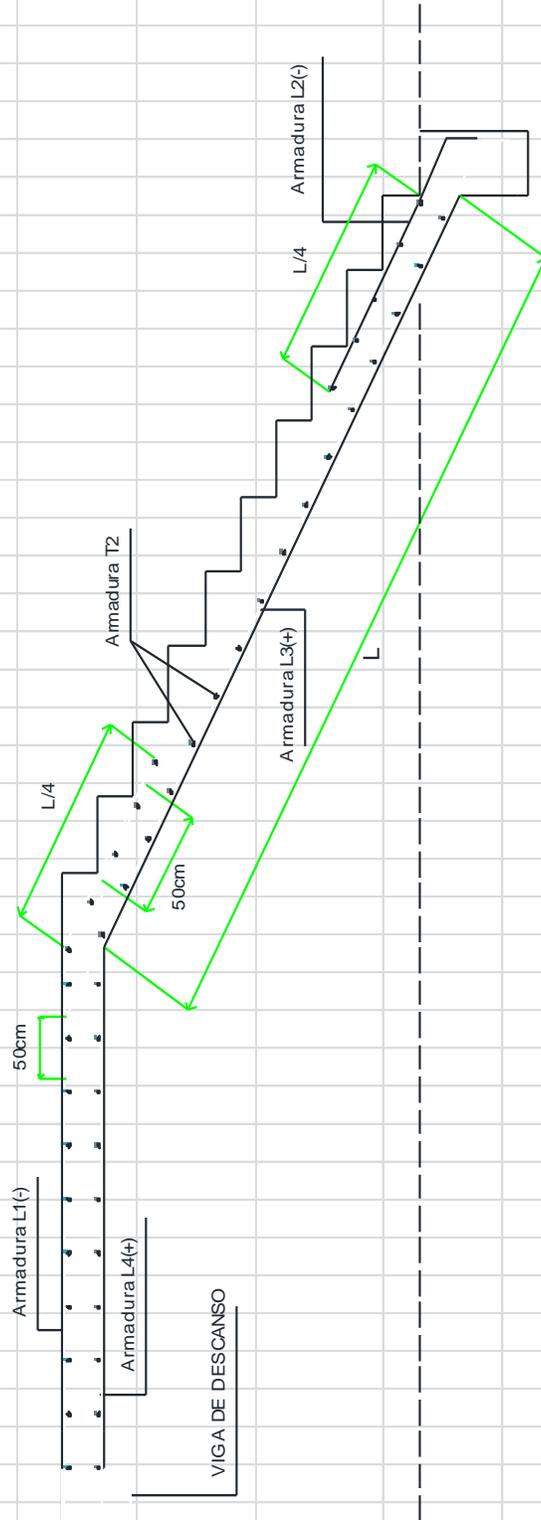
NOTA,. Las longitudes de cada armadura sera calculada a criterio del proyectista, en lo cuadros siguientes se muestra un esquema de armadura.

ESQUEMA DE ARMADURA:

ARMADURA TRAMO 1



## ARMADURA TRAMO 2



#### 4.2. Tutorial.

El manejo de la hoja electrónica es muy sencillo ya que solamente se deben colocar en las celdas los valores que se indican.

<b>DATOS :</b>							
B =	4	m	b =	35	cm	coeficiente de seguridad	
L =	5.45	m	h =	18	cm		
H =	3.6	m	d1 =	16	cm	$\gamma_s =$	1.15
L1 =	1.95	m	d2 =	16	cm	$\gamma_c =$	1.5
L2 =	3.5	m	$f_{yk} =$	4200	Kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_f =$	1.6
$f_{ck} =$	210	Kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_c =$	2400	Kg/cm <sup>3</sup>		

#### \*Determinación de las Cargas de Diseño:

En caso de B/2 sea mayor 1m, el peso de la de escalera y la sobre carga se calculara para 1 m lineal, en caso q sea menor colocara el ancho q corresponda.

B/2 = 2 m Se asumira : 1 m

#### Peso propio

Peso propio de las gradas = 600 Kg

Peso propio de descanso = 384 Kg

Según la norma adoptaremos las siguientes cargas.

Sobre piso = 50 Kg/m<sup>2</sup>

Sobre carga = 100 Kg/m<sup>2</sup>

**Carga permanente** = 150 Kg/m<sup>2</sup>

**Carga viva** = 500 kg

#### Escoger el diametro de la barra:

#### Escoger el diametro de la barra:

TRAMO	$\phi$ (+)	$\phi$ (-)
	(mm)	(mm)
1	INICIO	16
	MEDIO	10
	FINAL	16
2	INICIO	16
	MEDIO	10
	FINAL	16

$\phi$ (mm) = 10 mm

Todas las celdas coloreadas con amarillo son los datos a ser cambiados o en función de los valores que requiera el proyectista en base al esquema de diseño de la hoja electrónica.

Todas las celdas coloreadas con verde son los resultados que se requiere saber para el armado de las gradas.

<b>TRAMO "1"</b>				
	Area	N° barras	∅	Separacion
<b>Longitudinal</b>	(cm <sup>2</sup> )		(mm)	cada / cm
Armadura L1(-)	10.69	6	16	20
Armadura L2(-)	9.98	5	16	25
Armadura L3(+)	4.72	7	10	16
Armadura L4(+)	4.72	7	10	16
<b>Transversal</b>				
Armadura L4(+)	2.61	4	10	25
<b>TRAMO "2"</b>				
	Area	N° barras	∅	Separacion
<b>Longitudinal</b>	(cm <sup>2</sup> )		(mm)	cada / cm
Armadura L1(-)	10.69	6	16	20
Armadura L2(-)	9.98	5	16	25
Armadura L3(+)	4.72	7	10	16
Armadura L4(+)	4.72	7	10	16
<b>Transversal</b>				
Armadura L4(+)	2.61	4	10	25

**Observaciones.-**

Se debe tomar las siguientes observaciones:

- Todos los datos del diseño de la escalera están en función del esquema que presenta.
- Los datos de resistencia del hormigón, acero y coeficientes de seguridad se colocara de acuerdo al proyectista.
- Los valores para carga de diseño se deberán tomar de acuerdo a su funcionalidad.
- Se deberá escoger los diámetros que el proyectista desee colocar.
- En las tablas de resultado se mostraran armadura longitudinal y transversal que se requieren y sus separaciones en función del esquema de armado.

- **NOTA.**- Se debe tomar en cuenta que en caso de que la ancho de la grada sea mayor a 1m, o sea (1.5m – 1.9m – 2.4m) la hoja electrónica calculara para un 1m, y si es menor a un metro o sea (0.8m – 0.9m – 0.95m) la hoja electrónica calculara para su respectivo ancho.

## CONCLUSIONES.

En el siguiente proyecto del “**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA UNIDAD EDUCATIVA CARACHIMAYO**” se ha llegado a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

- El estudio topográfico no se ha realizado en este proyecto debido a que el proyecto nuevo se emplazará sobre una construcción antigua para la cual tiene que pasar por un proceso de demolición. Se puede considerar que el terreno de emplazamiento es plano con poca variación de cotas.
- El estudio de suelos se tuvo que realizar por ENSAYO DE RESISTENCIA – MÉTODO ESCLERÓMETRO ya que se contó con suelo duro – roca y no se pudo utilizar el ensayo SPT, obteniendo una resistencia característica del suelo de 170kg/cm<sup>2</sup> por lo general, es un suelo muy duro de manera que en el dimensionamiento de las zapatas no hubo complicaciones.
- El diseño de la estructura de cubierta y entre pisos, de dimensionó en base a los materiales de que hay en el mercado como ser el plastofort de 40x40x25, también se diseñó los nervios para que soporten los cortantes de tal manera que no lleven estribos con el objetivo de que constructivamente sea más fácil para el momento de su construcción.
- El análisis de la estructura se realizó con software SAP 2000, realizando verificaciones manualmente de los elementos más críticos.
- En el diseño de las vigas se trató de buscar secciones que se iguale a todos los elementos de la estructura con el objetivo de uniformar toda la estructura y facilitar al constructor al momento de su construcción con vigas de (50x20cm y 55x30cm).
- Se determinó vigas de cimiento H°A° apoyadas sobre suelo, para sostener los muros de la edificación.
- Se realizó el cálculo y diseño estructural utilizando el software CYPECAD, de las cuales se obtuvo dos elementos más críticos y se comparó su cálculo manualmente como se muestra en el siguiente cuadro.

ELEMENTO	CYPECAD	MANUAL
	ARMADURA	ARMADURA
Columna	(30x30) 4ø25mm+2ø20mm	(30x30) 8ø20mm
Viga (-)	(25x50) 5ø20mm+2ø10mm	(30x55) 4ø20mm+2ø12mm
Viga (+)	(25x50) 2ø20mm+3ø16mm	(30x55) 4ø16mm

Se demuestra que el área de la armadura de la columna calculada por CYPECAD es aproximadamente igual a la calculada manualmente, también se demuestra que la armadura de la viga calculada por el CYPECAD es mayor a la calculada manualmente, esto es debido a que el programa optó por una menor sección que el que se realizó manualmente.

- El costo del proyecto fue determinado por el software PRESCOM con un precio 4,098,023.76 Bs y costo por metro cuadrado en dólares 344.33\$us/m<sup>2</sup>.
- La culminación del proyecto a ejecutarse de acuerdo al plan de obra planteado se estima a 196 días hábiles.
- La estructura está sujeta a modificaciones, ya que los planos arquitectónicos no contempla baterías de baños en el los niveles +3.60 y +7.20m, salidas de emergencias, rampas y otros en caso de ser necesarias.

## **RECOMENDACIONES.**

- Se debe tomar en cuenta que al momento de su construcción del proyecto, se deberá respetar que el diseño de la estructura está basada en parámetros, resistencias características de los materiales y coeficientes de seguridad para todos los elementos de la estructura.
- Se recomienda que el diseño de las secciones de todos los elementos de la estructura sean iguales, con el propósito de uniformizar la estructura y facilitar al constructor al momento de su construcción.
- Es necesario cumplir con las especificaciones técnicas para el proceso constructivo ya que de esta manera se podrá controlar la calidad de la obra y de los materiales utilizados.