

CAPITULO I

1. Antecedentes

1.1. El problema.

En estos últimos años en la comunidad de San Telmo Rio Bermejo ha tenido un crecimiento acelerado en la migración de personas por mejor capacitación, dejando sin función laboral, agrícola, pecuaria y social, provocando pérdidas económicas en la producción agrícola, pecuaria, artesanal.

Como consecuencia de los problemas ya mencionados anteriormente se ha podido observar la desintegración familiar en la comunidad de San Telmo Rio Bermejo, ya que no cuenta con un centro de capacitación media.

1.1.1. Planteamiento.

De acuerdo a encuestas, realizadas a personas de San Telmo Rio Bermejo, la desintegración familiar es desde hace muchos años atrás, dicha desintegración se debe a las siguientes causas:

- Migración de personas por mejor capacitación laboral.
- Falta de centros de capacitación media en la comunidad.
- Carencia de infraestructura para capacitación de las personas de la comunidad.

De continuar con la situación actual es posible que se incremente con mayor rapidez la migración de las personas y además se reduzcan las posibilidad de conseguir buenos empleos en el futuro, estos efectos traerán consigo conflictos sociales y familiares originando desintegración en las familias de la comunidad de San Telmo Rio Bermejo; por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Alquiler de nueva infraestructura para el centro de capacitación laboral.
- Compra de infraestructura para el centro de capacitación laboral.

- Compra de un vehículo para transportar a las personas a otros centros de capacitación laboral.
- Construcción de infraestructura propia para el CETHA San Telmo Rio Bermejo.

1.1.2. Formulación.

Con la presencia de una infraestructura propia para el CETHA San Telmo Rio Bermejo, se pretende solucionar el problema que es la desintegración familiar y de esta manera gran parte de las personas puedan capacitarse y no migren a otros centros de capacitación laboral. En consecuencia, con el estudio del perfil, se ha elegido la alternativa “Construir la infraestructura para el CETHA San Telmo”, con un análisis de estructuras de sustentación para la infraestructura y así de esta manera satisfacer las necesidades actuales.

1.1.3. Sistematización.

Con la opción definida “construir la infraestructura para el CETHA San Telmo Rio” y con un estudio técnico y económico en el estudio del perfil de las estructuras de sustentación para la infraestructura, se vio por conveniente elaborar lo siguiente:

- Estructura de Cimentación: Se lo construirá con zapatas de H° A° (Supeditado al estudio de suelos se efectuara el diseño de losa de cimentación).
- Estructura de sustentación: Se lo ejecutará con una estructura porticada de H° A°
- Estructura de sustentación para la cubierta: Se lo formara con cerchas metálicas (perfiles metálicos).

1.2. Objetivos.

1.2.1. Objetivo general.

Hacer el diseño estructural para el CETHA San Telmo Rio Bermejo, de manera que esta satisfaga los requerimientos del código boliviano del hormigón CBH. Normativa con la cual se realizará el diseño, de modo que cumpla los requisitos de funcionalidad y resistencia del mismo.

1.2.2. Objetivo específicos.

- Realizar el cálculo y el diseño para la estructura de sustentación de la cubierta con cercha metálica (perfiles metálicos).
- Hacer el cálculo y el diseño de las cimentaciones para la estructura de sustentación.
- Efectuar el cálculo y el diseño de columnas de H°A° que conforman la estructura porticada.
- Elaborar el cálculo y diseño de las vigas de H°A° que transigen la estructura porticada.
- Confeccionar el cálculo y el diseño de los elemento de separación de niveles pudiendo ser losa alivianada y losa maciza.
- Desarrollar el cálculo estructural con un paquete electrónico estructural (CYPECAD 2010.a), y se verificara manualmente el cálculo de las secciones más solicitadas.
- Estimar el presupuesto de construcción del CETHA San Telmo Rio Bermejo así como su tiempo de ejecución.

1.3. Justificación.

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.3.1. Académica.

Utilizar y profundizar conocimientos adquiridos en el diseño de Estructuras, los cuales nos permitirán realizar el diseño estructural de la “infraestructura del CETHA San Telmo Rio Bermejo” analizando las estructuras de sustentación más apropiada para la infraestructura del proyecto.

1.3.2. Técnica.

Se aplicará el paquete electrónico “CYPECAD 2010.a” para el cálculo estructural a través de la comparación del mismo con el cálculo estructural manual de la infraestructura.

1.3.3. Social.

Mediante el presente proyecto esquemado, se apoyara a la entidad beneficiaria con el aporte de diseño estructural para el CETHA San Telmo Rio Bermejo, brindando este aporte se ayudara a la población de la región y a la entidad beneficiaría, contar con un proyecto planeado para que luego pueda ser ejecutado de la mejor manera posible.

1.4. Alcance del proyecto.

En el presente proyecto a ser calculado, en todos los niveles se diseñarán lo siguiente:

- Diseño y cálculo de vigas.
- Diseño y cálculo de columnas.
- Diseño y cálculo de losas.
- Diseño y cálculo de sustentación de cubierta
- Diseño y cálculo de cimentaciones.

Las restricciones en el presente proyecto son:

- Diseño y cálculo de instalaciones sanitarias.
- Diseño y cálculo de instalaciones eléctricas.

1.5. Localización.

La “Infraestructura del CETHA San Telmo Rio Bermejo” que se plantea bosquejar estructuralmente, se localiza en la comunidad de San Telmo Rio Bermejo, en la Primera Sección de la Provincia Arce del departamento de Tarija, la comunidad está ubicada al sur del Departamento, entre las coordenadas geográficas 22° 32′ 13.90″ de latitud Sur y 64° 24′ 25.59″ de longitud Oeste.

CAPITULO II

2. Marco teórico.

2.1. Levantamiento topográfico.

Es el conjunto de operaciones que se necesita ejecutar para poder confeccionar una correcta representación gráfica planimetría, o plano, de una extensión cualquiera de terreno, sin dejar de considerar las diferencias de cotas o desniveles que presente dicha extensión. Este plano es esencial para emplazar correctamente cualquier obra que se desee llevar a cabo, así como lo es para elaborar cualquier proyecto. Es primordial contar con una buena representación gráfica, que contemple tanto los aspectos altimétricos como planimétricos, para ubicar de buena forma un proyecto.

Para efectuar un levantamiento topográfico se cuenta con varios instrumentos, como el nivel y la estación total.

Esta práctica se desarrollo con estación total, para hacer el levantamiento topográfico.

Este levantamiento topográfico permite trazar mapas o planos de un área, en los cuales aparecen:

- las principales características físicas del terreno, tales como ríos, lagos, reservorios, caminos, bosques o formaciones rocosas; o también los diferentes elementos que componen la granja, estanques, represas, diques, fosas de drenaje o canales de alimentación de agua;
- las diferencias de altura de los distintos relieves, tales como valles, llanuras, colinas o pendientes; o la diferencia de altura entre los elementos de la granja. Estas diferencias constituyen el perfil vertical.



Figura N° 2.1.1 Equipo Topográfico

- **Poligonal**

Línea quebrada y cerrada que liga las distintas estaciones desde donde se harán y a las cuales estarán referidas las mediciones para los puntos del levantamiento.

- **Altura Instrumental**

Distancia vertical que separa el eje óptico del taquímetro de la estación sobre la cual está ubicado.

- **Estación:**

Punto del terreno sobre el cual se ubica el instrumento para realizar las mediciones y a la cual éstas están referidas.

- **Desnivel:**

Diferencia de cota o altura que separa a dos puntos.

2.1.1. Tipo de levantamiento:

2.1.1.1 Levantamiento con poligonales.

Una poligonal es una serie de líneas rectas que conectan estaciones poligonales, que son puntos establecidos en el itinerario de un levantamiento. Una poligonal sigue un recorrido en *zigzag*, lo cual quiere decir que cambia de dirección en cada estación de la poligonal.

El levantamiento de poligonales es un procedimiento muy frecuente en topografía, en el cual se recorren líneas rectas para llevar a cabo el levantamiento planimétrico. Es especialmente adecuado para terrenos planos o boscosos.

2.1.1.2. Tipos de poligonales.

- **Poligonales cerradas.**

Si la poligonal forma una figura cerrada, tal como el perímetro que delimita el emplazamiento de una obra.

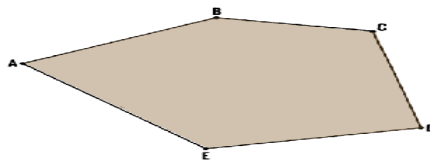


Figura N° 2.1.2 Poligonal cerrada

- **Poligonales abiertas.**

Si la poligonal forma una línea con un principio y un final, tal como el eje central de un canal de alimentación de agua

2.2. Estudio de suelos.

2.2.1. Contenido de Humedad.

La humedad se define como la cantidad de agua contenida en un suelo seco. Y se calcula de la siguiente manera:

$$W (\%) = \frac{P_a}{P_{ss}} * 100$$

W = Contenido de humedad en porcentaje.

P_a = Peso del agua presente en el suelo.

P_{ss} = Peso del suelo seco (sin humedad alguna).

Una muestra de suelo puede extraerse en forma natural (inalterada) o alterarla con el manipuleo necesario para la realización de los ensayos.

Por lo que es necesario distinguir la humedad de una señal natural a una demostración alterada.

En el interior del suelo el agua se presenta en dos formas:

- **Libre.-** es el agua que circula a través del suelo y que puede ser drenada por la acción de la gravedad.
- **Retenida.-** Se encuentra retenida dentro del suelo cuya causa de formación puede ser:
 - a) Higroscópica.- que se absorbe de la humedad del aire.
 - b) Capilar.- que es la retenida por efecto de la tensión superficial.

La prueba que se tome para la determinación del porcentaje de humedad del suelo debe ser la más representativa posible del lugar. Para llevar la evidencia al laboratorio es recomendable utilizar algún recipiente con tapa que pueda conservar la humedad sin alterarla, o de lo contrario emplear bolsas de nylon y atarlas bien.

La determinación de la humedad dependerá del tamaño máximo del agregado, por lo que se recomienda lo siguiente:

- a) Para pruebas con agregado mayor a 2", se deberá tomar aproximadamente 1 kg. y las pesadas deberán realizarse en la balanza de 0.1gr. de aproximación.
- b) Para el material que pase por el tamiz #4, la cantidad de la evidencia deberá ser de 80 gr. y pesada con una balanza de 0.01 gr. de aproximación.

2.2.2. Granulometría.

Granulometría es la especificación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo.

El método mecánico se usa en caso de que los suelos sean granulares lo que permite fácilmente señalar los porcentajes de grava y arena mediante el uso de un juego de tamices. Estos tamices con aberturas calibradas, varían desde 10.16 cm. que equivale a 4' hasta 0.074 mm. que equivale al tamiz No 200 que significa que una pulgada esta dividida en 200 partes iguales, los cuales pertenecen a la serie de tamices de U.S. Bureau of Standard.

El análisis granulométrico consiste en pasar el suelo por una serie de tamices, previo conocimiento del peso total de la muestra; la parte del suelo retenido por cada tamiz se calcula en forma individual con relación al peso total y seguidamente se definen los porcentajes que pasan por cada tamiz.

2.2.2.1. Clasificación de suelos basados en criterios granulométricos.-

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

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según su tamaño, son las siguientes:

Tabla 2.2.1
Clasificaciones granulométricas de los suelos según su tamaño

MATERIAL	CARACTERÍSTICA	TAMAÑO mm.
Piedra	---	Mayor de 70 mm.
Grava	Gruesa	30 a 70 mm.
	Media	5 a 30 mm.
	Fina	2 a 5 mm.
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra arcilla	---	0.00002 a 0.0002

A continuación exponemos una descripción aproximada que nos da el diámetro de las partículas desde los más gruesos hasta los más finos:

Tabla 2.2.1
Diámetros de las partículas

MATERIAL	TAMAÑO
Piedra Bolón	12 pulgadas
Cantos rodados	6 a 12 pulgadas
Grava	2 mm. a 6 pulgadas
Arena	0.06 mm a 2 mm.
Limo	0.002 mm. a 0.06 mm.
Arcilla	Menores a 0.002 mm.

Debido a la gran variedad de tamaños de granos se ha tratado de dividir en secciones toda la escala de tamaños existiendo para esto varios tipos de proporciones y el más aceptable es la adoptada por A.S.T.M. (American Society for Testing and Materials) en esta escala las gravas corresponden a las partículas más gruesas que incluyen a los granos mayores al tamiz No 4 (4.76 mm), la arena está comprendida entre el tamiz No 200 (0.074 mm). Los granos finos menores que el tamiz No 200 se subdividen en limos que son mayores a 0.002 mm. y menores a 0.002 mm. se encuentran las denominadas arcillas.

Puede notarse que las clasificaciones anteriores y otras existentes se contradicen en ocasiones, y a un intervalo que se nombra de una manera en una clasificación, le corresponde otra palabra en otro sistema. Pero sin duda, la objeción más importante que puede hacerse a estos sistemas es el uso que hacen de las palabras limo y arcilla para designar fracciones de suelo definidas exclusivamente por tamaños. Estos términos se han usado en ingeniería como nombres para designar tipos de suelo con propiedades físicas definidas; la razón por la que estos nombres se introdujeron para ciertas fracciones de tamaños fue la idea errónea de que tales tamaños eran las causas de aquellas características típicas. Sin embargo, hoy se sabe que las características de una arcilla típica se deben en forma muy preponderante a las propiedades de su fracción más fina.

2.2.2.2. Tamaño patrón de tamices.-

Todos los tamices de tipo U.S pueden conseguirse en un diámetro de 20 cm. la mayoría en 30.5 cm. Los tamices son hechos de malla de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían en tamaños desde 101.6 mm. (4") en la serie más gruesa hasta el No 400 (0.038 mm.) en la serie correspondiente al suelo fino.

Tabla 2.2.3
Tamaño patrón de las partículas.

TAMICES	TAMAÑO DE MALLA (mm.)
2"	50.80
1½"	38.10
1"	25.40
¾"	19.05
½"	12.70
3/8"	9.520
No 4	4.75
No 8	2.36
No 10	2.00
TAMICES	TAMAÑO
No 16	1.18
No 30	0.60
No 40	0.425
No 50	0.30
No 100	0.15
No 200	0.08

2.2.3. Límites de Atterberg.

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

Existen suelos que al ser re moldeados, cambiando su contenido de agua si es necesario, adoptan una consistencia característica, que desde épocas antiguas se ha denominado Plástica. Estos suelos han sido llamados arcillas, originalmente por los hombres dedicados a la cerámica; la palabra pasó a la Mecánica de Suelos, en épocas recientes, con idéntico significado.

En Mecánica de Suelos puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Con la presente práctica la cual se denomina “Límites de Atterberg” podemos estudiar más a fondo el suelo designado, es decir con la información del análisis granulométrico y los límites líquido y plástico poder clasificar un suelo por cualquier sistema de clasificación.

En Mecánica de Suelos el concepto de plasticidad se ha introducido a partir como queda dicho, de ideas antiguas, resultando muy útil manejar en nuestros días dicho concepto simple de plasticidad, basado en ideas con un sentido físico inmediato, pero al tratar de definir en términos simples la plasticidad de un suelo, no resulta suficiente decir que un suelo plástico puede deformarse y remodelarse sin agrietamiento, pues una arena fina y húmeda tiene esas características cuando la deformación se produce lentamente y, sin embargo, no es plástica en un sentido más amplio de la palabra; hay entre el comportamiento de la arcilla y el de la arena en cuestión una importante diferencia: El volumen de la arcilla permanece constante durante la deformación, mientras que el de la arena varía, además, la arena se desmorona en deformación rápida.

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

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

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

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg límite líquido, nombre que hoy se conserva. Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remoldeado en una cápsula, formando en él una ranura, según se muestra en la figura N°2.2.1, y en hacer cerrar la ranura golpeando secamente la cápsula contra una superficie dura, el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg, cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes.

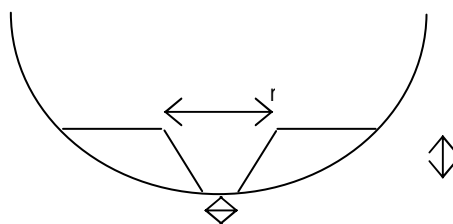


Figura N° 2.2.1

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg límite plástico y definida también en términos de una manipulación de laboratorio.

Atterberg colaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado; el agrietamiento y desmoronamiento del rollito, en un cierto momento, indicaba que se había alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en tal momento era la frontera deseada.

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado límites de plasticidad.

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

$$I_p = LL - LP$$

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

- **El límite de adhesión**, aclarado como el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica, por ejemplo, una espátula. Es de importancia en agricultura.
- **El límite de cohesión**, explicado como el contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.
- **El límite de contracción**, frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido, definido con el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

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

plástico. Y límite líquido es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico.

Los límites líquidos y plásticos han sido ampliamente empleados en las regiones del mundo, principalmente con el objetivo de identificar y clasificar los suelos. El límite de contracción ha sido aprovechado en varias áreas geográficas donde el suelo sufre grandes cambios de volumen entre el estado seco y su estado húmedo.

La localización relativa de los límites de contracción W_s , plástico W_p y líquido W_l , se demuestra sobre una escala de humedad en la siguiente figura N° 2.2.2.

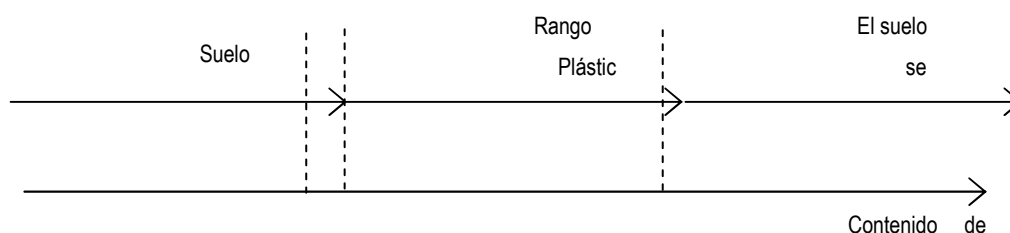


Figura N° 2.2.2 Límites de contracción.

Para poder establecer valores definidos, reproducibles, de estos límites se propuso que el límite líquido se definiría arbitrariamente como el contenido de humedad al cual en forma de cápsula de bronce, separada en dos por la acción de una herramienta para hacer una ranura patrón y dejar caer desde una altura de 1cm.

2.2.4. Penetración Estándar SPT

Las pruebas de campo adquieren una gran importancia en los suelos muy susceptibles a la perturbación y cuando las condiciones del terreno varían en sentido horizontal y vertical. El método de prueba in situ más ampliamente servido es el de penetración. Los penetrómetros invertidos para el estudio del terreno se hincan o se hacen penetrar a presión en el terreno, midiendo la resistencia a la penetración. La comprobación más ampliamente usada es la “penetración estándar” (o normal) que consiste en la hincada de las muestras, dejando caer una maza de 140 libras (63.5 Kg.) desde una altura de 30 pulgadas (76 cm.). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el toma muestras 1 pie (30 cm.).

Los resultados de pruebas efectuadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo. Otro factor que puede tener una notable influencia sobre la resistencia a la penetración de un suelo es la presión de pozo o intersticial existente en el instante de realizar las medidas.

La prueba de penetración estándar debe utilizarse sólo como indicación o junto con otros métodos de exploración.

Este procedimiento es entre todos los exploratorios preliminares quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no solo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado.

En suelos puramente friccionantes la comprobación permite conocer la compacidad de los mantos que como repetidamente se indico, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la evidencia permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo que proporciona señales alteradas representativas del suelo en estudio.

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

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

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

2.2.4.2. Presión admisible.-

Terzaghi y Peck han dado los valores de los coeficientes N_y y N_q de capacidad portante en función de N ; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales.

En medios coherentes, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre muestra inalterada, la tabla 2.2.4 precisa estas relaciones:

Tabla 2.2.4
Resistencia a compresión simple.

N	Consistencia de la Arcilla	Resistencia a compresión simple (Kg./cm²)
2	Muy blanda	0.25
2-4	Blanda	0.25 - 0.50
4-8	Media	0.50 – 1
8-15	Compacta	1 – 2
15-30	Muy compacta	2 – 4
30	Dura	4 – 8

Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican en la tabla 2.2.4:

Tabla 2.2.4
Compacidad de la arena

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

2.3. Diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico tiene como cometido, cumplir las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, la construcción, etc.

En la actualidad, el diseño arquitectónico debe satisfacer las necesidades de espacios habitables para el ser humano, en lo estético y lo tecnológico. El diseño arquitectónico presenta soluciones técnicas y constructivas para los proyectos de arquitectura. Algunos de los aspectos que se tienen en cuenta para el diseño arquitectónico son la creatividad, la organización, el entorno físico, la funcionalidad, la construcción y viabilidad financiera.

El diseño arquitectónico debe ser apropiado, emplear la tecnología en los sistemas estructurales, buscar la eficiencia y la productividad, permitir la accesibilidad a todos los segmentos sociales.

Previo al comienzo del diseño arquitectónico, existen consideraciones que deben ser contempladas. La situación del terreno, las dimensiones, características topográficas, orientación, los servicios (energía eléctrica, agua, drenajes, la vista). Luego de solucionar los aspectos anteriores, se valoran las necesidades edilicias: Superficie construida, altura de pisos o plantas, relaciones entre los espacios, los usos, etc. Otro elemento a tener en cuenta es el presupuesto disponible para la construcción, es determinante para el diseño arquitectónico.

2.4. Diseño estructural.

2.4.1. Normas.

- Para el diseño de la estructura de sustentación de cubierta se utilizará la norma CIRSOC.
- Para el diseño de la estructura se empleara la norma del código boliviano del hormigón (CBH).

2.4.2. Análisis de cargas.

2.4.2.1. Tipos de carga.

- Cargas muertas
- Cargas vivas
- Cargas accidentales

2.4.2.1.1. Cargas muertas

Son aquellas cuya magnitud y posición, permanecen prácticamente constantes durante la vida útil de la estructura.

- Peso propio.
- Instalaciones.
- Empujes de rellenos definitivos.
- Cargas debidos a deformaciones permanentes.

2.4.2.1.2. Cargas vivas

Son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura.

- Personal.
- Mobiliario.
- Empujes de cargas de almacenes.

La vida útil de una estructura es de aproximadamente 50 años.

2.4.2.1.3. Cargas accidentales:

2.4.2.1.3.1. Viento:

Estas cargas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones y succiones.

2.4.2.2. Hipótesis de carga.

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

Hay que tener en cuenta que, a efectos de cálculo, en cada combinación de acciones estas toman valores diferentes según se traten de situaciones persistentes o transitorias.

Para cada estado límite de que trate, se consideran las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que en cada caso resulte más desfavorable, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizara en las comprobaciones relativas de los estados límites.

En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible

$$\begin{aligned}\text{Hipótesis I:} & \quad \gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q \\ \text{Hipótesis II:} & \quad 0.9(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q) + 0.9 * \lambda_{fq} * W \\ \text{Hipótesis III:} & \quad 0.8 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}\end{aligned}$$

Donde:

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

Q= Valor característico de las cargas variables, de explotación, 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 de viento.

W_{eq} = Valor característico de carga de viento, durante la acción sísmica, en general se tomara $W_{eq}=0$.

F_{eq} = Valor característico de la acción sísmica.

2.4.3. Sustentación de cubierta.

2.4.3.1. Cercha metálica.-

Los aceros son de excelente calidad y siempre cumplen con las especificaciones técnicas de la patente. Así los perfiles metálicos del tipo Americano se respetan también las condiciones de fabricación, por lo tanto podemos decir que un perfil metálico cuando viene al mercado cumple realmente todas las especificaciones técnicas en cuanto a calidad (Tensión del límite elástico, tensión de ruptura y dimensiones).

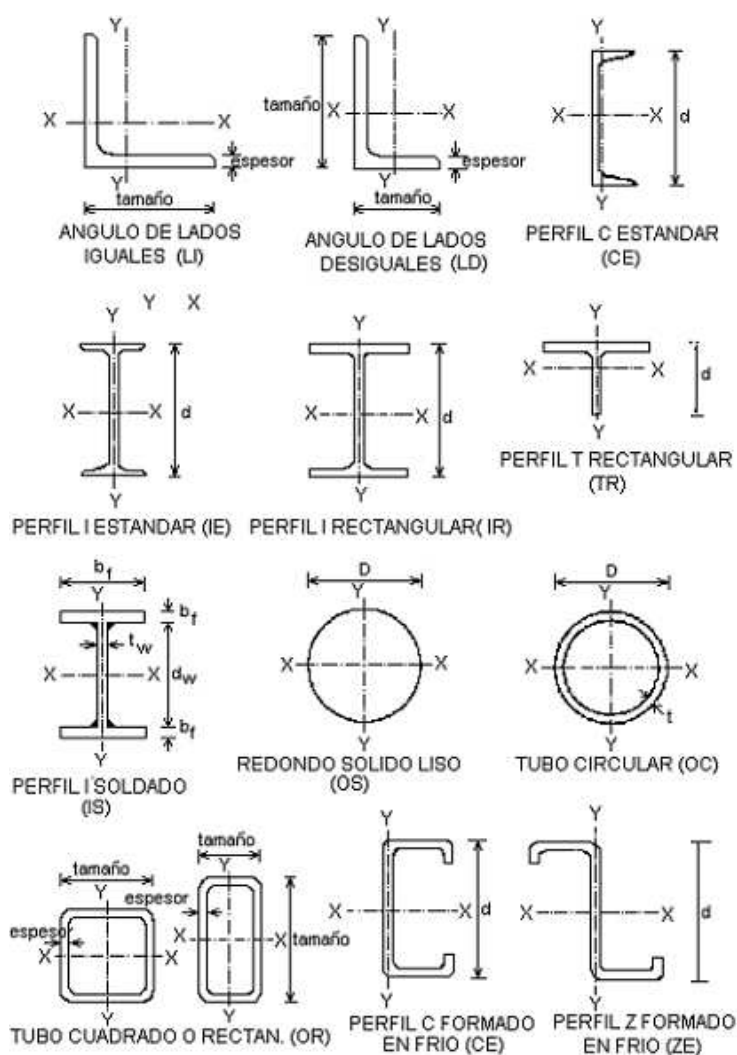


Figura N° 2.4.3.1 (Tipos de Perfiles)

2.4.3.2. Resistencia del acero.-

En todo diseño de acero se tiene en consideración la resistencia de fluencia del material. La resistencia de fluencia de diversos grados de acero que están disponibles para el diseño.

Tabla 2.4.3.1

Resistencia de fluencia.

<i>Acero</i>	<i>Límite elástico</i>	<i>Límite de ruptura</i>	<i>Calidad</i>
	<i>Fy (Kg/cm²)</i>	<i>Fr (Kg/cm²)</i>	
ASTM-A7	2320	4220--5060	Acero carbono
ASTM-A36	2530	4080--5620	Acero carbono
DIM-17100-SF37	2400	3700--4500	Acero carbono
DIM-17100-ST-52	3600	4900	Alta resistencia
CORTEM-AyB	3520	4920	Alta resistencia a la oxidación
CORTEN C	4220	5360	Alta resistencia a la oxidación

2.4.3.3. Propiedades mecánicas

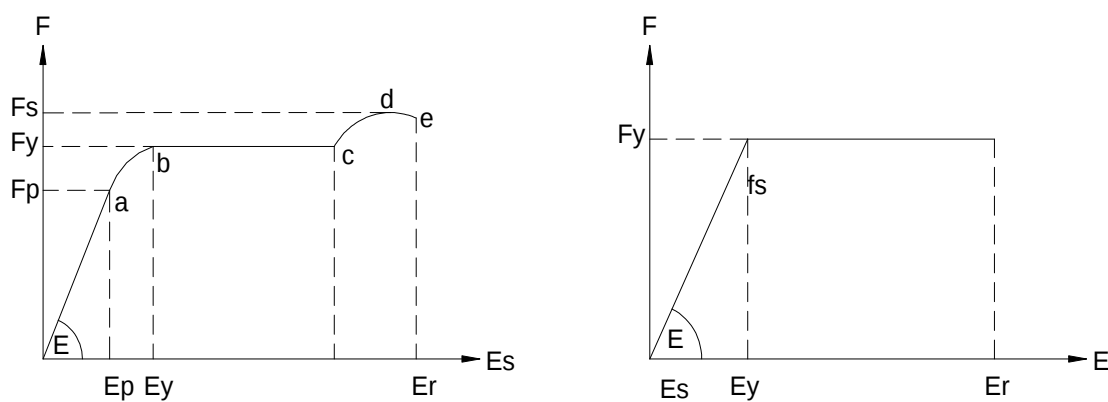


Figura N° 2.4.3.2 (Diagrama acero deformación)

Punto a.-Es el punto que representa la fase elástica del material a partir de este punto deja de ser válida la ley de Hooke, también conocida como límite de proporcionalidad.

Punto b.- Límite plástico

Punto c.- Límite de fluencia cuando se deforma sin solicitar carga.

Punto d.- Resistencia máxima del material.

Punto e.- ruptura del material.

Distribución de esfuerzo.-

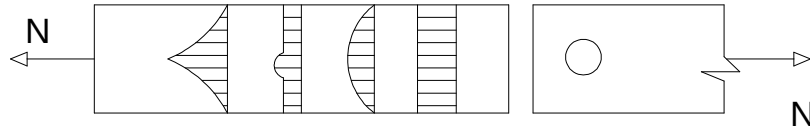


Figura N° 2.4.3.3 Distribución de esfuerzos

Haciendo actuar una fuerza N en una de las extremidades de la pieza se puede observar los siguientes:

En una región vecina al punto de aplicación de la carga existen una perturbación de esfuerzo, y a medida que nos vamos alejando del punto de aplicación de la carga hay una distribución de esfuerzos, hasta que a partir de una cierta distancia los esfuerzos son uniformemente distribuidos, la teoría de la elasticidad nos muestra que para una cierta carga P_o la diferencia de esfuerzo señala que la parte alejada de la perturbación del esfuerzo no es distribuido el esfuerzo.

En la fase elástica del material los esfuerzos en el borde del hueco llegan a tres veces el valor del esfuerzo en la misma sección transversal alejada del hueco.

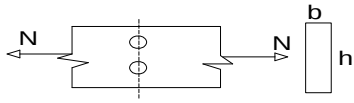
Si aumentamos gradualmente la carga P_o hasta alcanzar un valor P_i que se encuentra en la plástica, los esfuerzos en la pieza están próximos al límite elástico despertando la plasticidad del material y hay una distribución de los esfuerzos donde todas las secciones transversales de la pieza comienzan a trabajar.

Finalmente ocurre la ruptura con un esfuerzo uniformemente distribuido

2.4.3.4. Formulas de diseño

2.4.3.4.1. Área Crítica

El área crítica es la menor área donde pueda ocurrir la ruptura



$$ft = \frac{N}{A} \begin{cases} ft = \frac{N}{A_{crit}} \\ ft' = \frac{N}{A} \end{cases}$$

Diámetro del conector

Es el diámetro por donde pasara el perno para unir dos barras que lleguen al mismo

$$A_{crit} = (h - 2 * d) * b$$

$$A_{critreal} = (h - n * d)b$$

h: altura de la sección

b: base de la sección

d: diámetro de los conectores

n: Número de huecos

2.4.3.4.2. Tensiones admisibles.-

$$ft = \frac{N}{A_{crit}} \leq Ft = \frac{Fy}{\gamma}$$

2.4.3.4.3. Ruptura

$$ft = \frac{N_d}{A_{crit}} \leq F_{td} = \frac{Fy}{\gamma_2}$$

$$N_d = \gamma_1 * g + \gamma_2 * q + \gamma_3 * w$$

2.4.3.4.4. Resistencia

$$f' = \frac{N}{A} \leq 0.6 * Fy \quad f'' = \frac{N}{A_{crit}} \leq 0.5 * Fr$$

2.4.3.4.5. Esbeltez

$$\lambda = \frac{L}{R} \leq \begin{cases} Principales = 240 \\ Secundarios = 300 \end{cases} \quad K_x = K_y = 1 \begin{cases} R_y \rightarrow \lambda_y = \frac{K_y * L}{R_y} \\ R_x \rightarrow \lambda_x = \frac{K_x * L}{R_x} \end{cases}$$

2.4.3.5. Diseño a tensión o ruptura

2.4.3.5.1. Resistencia

$$f' = \frac{N}{A} \leq \phi_1 * Fy \quad \phi_1 = 0.9$$

$$f'' = \frac{N}{A_{crit}} \leq \phi_2 * Fr \quad \phi_2 = 0.75$$

2.4.3.5.2. Esbeltez

$$\lambda = \frac{L}{R} \leq 300$$

2.4.3.6. Piezas comprimidas

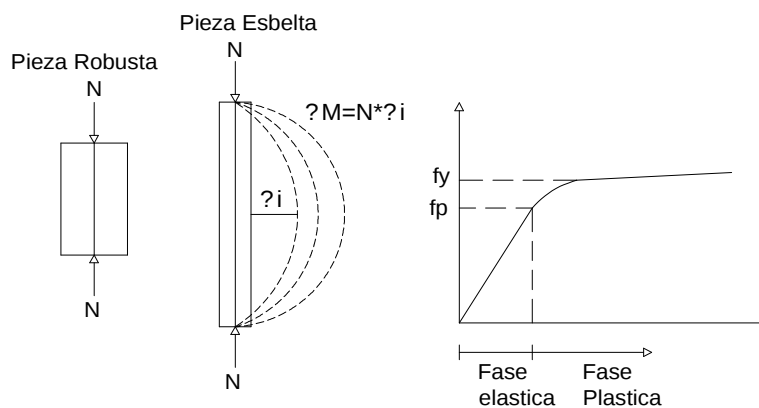


Figura N° 2.4.3.4 Piezas comprimidas.

2.4.3.6.1. Pieza robusta.-

Es una pieza que tiene una rigidez grande de tal manera que la ruptura de la pieza ocurre cuando ha alcanzado resistencia máxima que tiene el material.

2.4.3.6.2. Pieza esbelta.-

Pieza esbelta para cada estado que crece la carga se deforma según esfuerzos solicitantes de segundo orden, hasta que la pieza se estabilice, hasta que llegue a un estado de equilibrio para cada estado de carga se repite las mismas, de trabajo hasta que llegue a un punto que los estados de equilibrio ya no se dan ocasionando la ruptura de la pieza por pandeo, esta pieza rompe con un esfuerzo menor que el esfuerzo de proporcionalidad.

2.4.3.7. Hipérbola de Euler.-

2.4.3.7.1. Para piezas principales.-

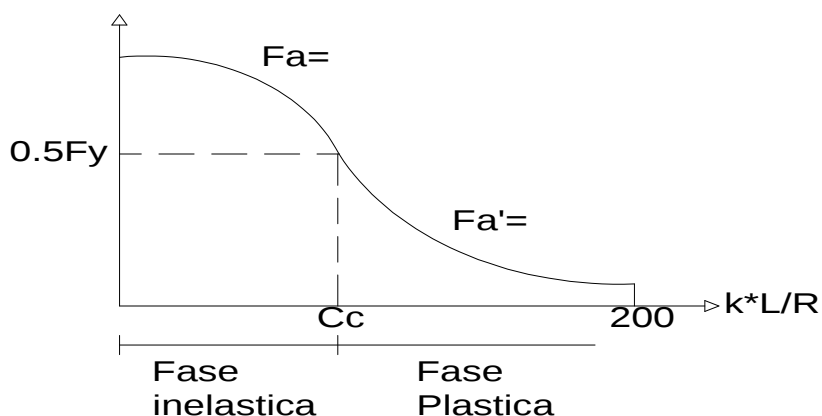


Figura N° 2.4.3.5 (Hipérbola de Euler, para piezas principales)

$$F_a = \frac{F_c}{\gamma_{ci}} = F_y * \left[1 - \frac{\left(\frac{k * L}{R} \right)^2}{2 * C_c^2} \right]$$

$$F_{a'} = \frac{F_c}{\gamma_{ce}} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * L}{R} \right)^2}$$

$$\begin{cases} f_a = \frac{N}{A} \leq F_a & \text{resistencia} \\ \frac{k * L}{R} \leq 200 & \text{Comfor} \end{cases}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{\pi^2 * E}{0.5 * F_y}}$$

$$\gamma_{ce} = 1.92 \quad \gamma_{ci} = \frac{5}{3} + \frac{1}{8} * \frac{\frac{k * L}{R}}{C_c} * \left[3 - \frac{\left(\frac{k * L}{R} \right)^2}{C_c^2} \right]$$

2.4.3.7.2. Por ruptura

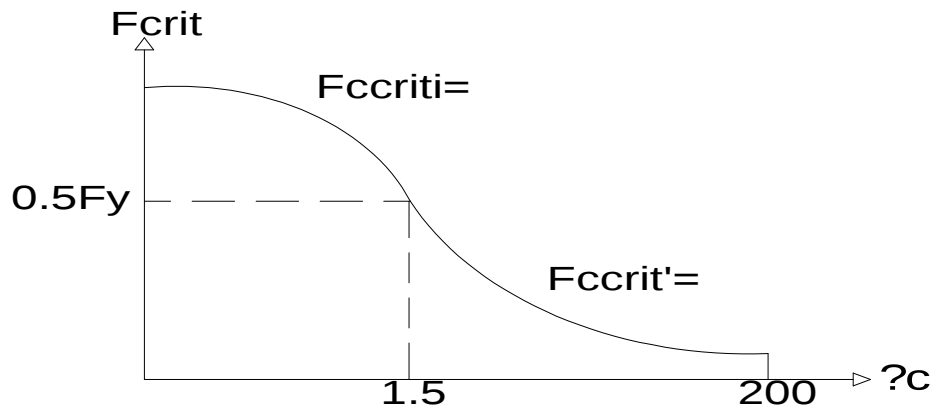


Figura N° 2.4.3.6 (Hipérbola de Euler, para piezas por ruptura.)

$$F_{crit} = 0.658 \lambda_c^2 * F_y \quad F_{crit'} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_y$$

$$\begin{cases} f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a = F_{crit} * \phi & \phi = 0.85 \\ \frac{k * L}{R} \leq 200 \end{cases}$$

$$\lambda_c = \frac{k * L}{R} * \frac{1}{\pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Fa: Esfuerzo resistente a compresión que tiene la pieza en las condiciones de trabajo que se ha determinado.

Fccrit: Esfuerzo resistente a compresión determinado de la hipérbola de Euler sin coeficiente de seguridad.

Φ : Coeficiente de seguridad de esfuerzo resistente.

K: Coeficiente de pandeo que lleva en cuenta las condiciones de borde por tipo de apoyo en las extremidades de la pieza.

L: Longitud de la pieza en la dirección de trabajo.

Fy: Esfuerzo del límite elástico del acero.

E: Módulo de elasticidad del acero.

fa: Esfuerzo de compresión que actúa sobre la pieza.

Nd: Carga real mayorada por el coeficiente de seguridad que actúa sobre la pieza.

A: Área total de la pieza de la sección transversal.

2.4.4. Vigas.

2.4.4.1. Generalidades.

En el presente proyecto se tratan de secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a solicitaciones normales en el estado límite de agotamiento, por rotura o por exceso de deformaciones plásticas.

Pueden considerarse las distintas solicitaciones, desde la tracción simple hasta la compresión, haciendo variar la profundidad del eje neutro desde $-\infty$ a $+\infty$.

2.4.4.2. Dominio de deformaciones de las secciones en el estado límite último de agotamiento.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la solicitación, conducen a admitir varios dominios que ha sido esquematizado en la figura 2.4.4.1,

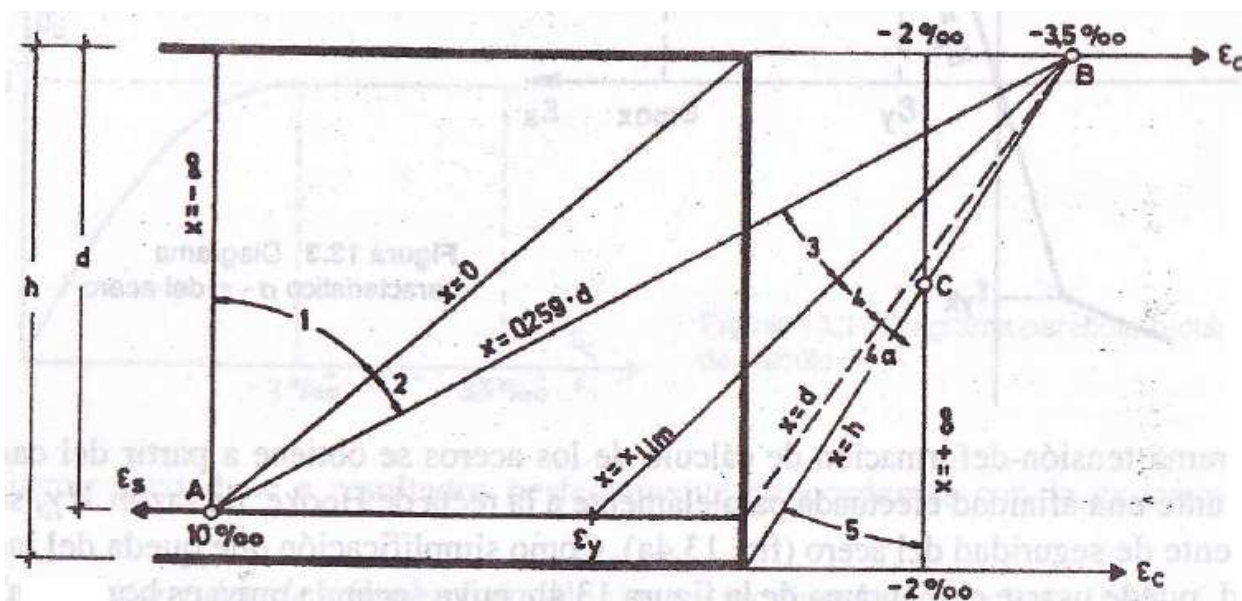


Figura N° 2.4.4.1 dominios de deformación, en el estado límite de agotamiento

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran-Hormigón Armado

2.4.4.2.1. Dominio 1.

Es caracterizado por la deformación del acero $\xi_{cd}=10\text{‰}$ y el eje neutro gira alrededor del punto A hasta $x=0$, se cubre así en el campo de profundidades del eje neutro comprendidas entre $-\infty \leq x \leq 0$.

Son los casos de diseño de tracción axil y tracción con pequeñas excentricidades, todos los esfuerzos que actúan en la pieza son resistidos por las armaduras, el hormigón no participa en su resistencia.

2.4.4.2.2. Dominio 2.

Es caracterizado por la deformación del acero $\xi_{cd}=10\%$ y el eje neutro corta la sección transversal, habiendo un trecho traccionado y otro comprimido, el eje neutro gira alrededor del punto A y varía entre los rangos de $0 \leq x \leq 0.259 d$.

El hormigón del trecho comprimido, no llega a la ruptura, son los casos de tracción excéntrica con gran excentricidad, flexión pura y de compresión con grande excentricidad.

2.4.4.2.3. Dominio 3.

Es caracterizado por el acortamiento del hormigón $\xi_{cd}= 3.5\%$, la deformación del acero varía $\xi_{yd} \leq \xi_{cd} \leq 10\%$, es la mejor situación para el diseño, por que los dos materiales, hormigón y acero, son aprovechados al máximo, no hay peligro de una ruptura brusca de las piezas diseñadas.

En este dominio son llamados de subarmados, son los casos de tracción excéntrica con gran excentricidad, flexión pura y compresión con gran excentricidad, el eje neutro varía a $0.259d \leq x \leq x_{lim}$, el eje neutro gira alrededor del punto B.

2.4.4.2.4. Dominio 4.

Este dominio es caracterizado por el hormigón, por este motivo la ruptura de la pieza puede ocurrir sin ningún tipo de aviso, estas piezas son llamadas súper armadas y deben evitarse cuando sea posible, la deformación varía entre $x_{lim} \leq x \leq d$, y gira alrededor del punto B.

2.4.4.2.5. Dominio 4ª.

Es caracterizado por la deformación del hormigón $\xi_{cd}= 3.5\%$, todas las armaduras son comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción, el eje neutro gira alrededor del punto B y varía entre $d \leq x \leq h$.

2.4.4.2.6. Dominio 5.

Es el caso de flexo compresión con pequeñas excentricidades y también es el caso de compresión central, el eje neutro no corta la sección transversal de la pieza, ya que esta toda comprimida la deformación del hormigón varía entre $\xi_{cd}=2\%$ y $\xi_{cd}=3.5\%$, el eje neutro gira alrededor del punto C

2.4.4.3. Ecuación de equilibrio y compatibilidad de deformaciones

Se establecen a continuación las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, en las distintas solicitaciones, adoptando para el hormigón el diagrama parábola-rectángulo, y para los aceros de naturaleza natural el diagrama birrectilíneo de cálculo formado por la recta de Hooke, y un segundo horizontal cuya ordenada corresponde al límite elástico característico y su alargamiento se limita al valor de 10 por mil para tener en cuenta que, en vigas con pequeñas cuantías, el estado límite de agotamiento se origina como consecuencia de una deformación plástica excesiva de sus armaduras.

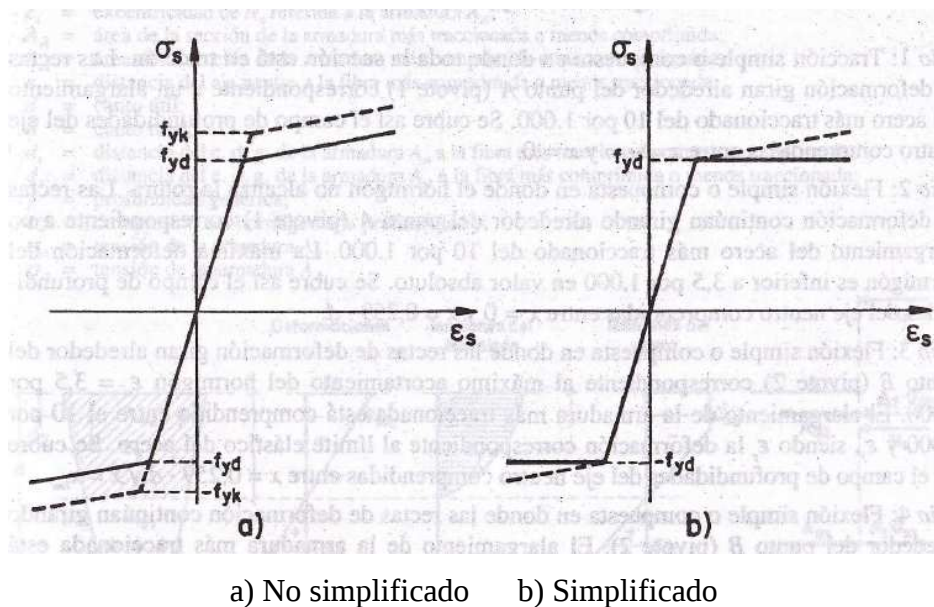


Figura N° 2.4.4.2 Diagrama Birrectilíneo.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran-Hormigón Armado

La resistencia de cálculo de ambos materiales, hormigón y acero, son respectivamente:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Donde:

f_{ck} = Resistencia característica de hormigón

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

- y_c = Coeficiente de seguridad del hormigón
 f_{yk} = límite elástico del acero
 f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión)
 y_s = Coeficiente de seguridad del acero.

2.4.4.4. Tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta.

La tabla 3 corresponde a secciones sometidas a flexión simple o compuesta (dominios 2-3-4) en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión proporcionan los valores de la cuantía w , en función del momento reducido μ

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

Donde:

- M_d = momento de agotamiento
 f_{cd} = Resistencia de cálculo de hormigón
 f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero
 b = Ancho de la sección
 d = altura efectiva de la sección

Seguidamente se calcula el área de acero de refuerzo en la zona traccionada.

En seguida encontramos el valor de la cuantía con ayuda de la tabla universal de cálculo para aceros de dureza natural y espejamos el área necesaria de la armadura de refuerzo A .

Las recomendaciones del código, con el objeto de cubrir los riesgos de fisuras por efecto de la retracción y variaciones de temperatura, así como para evitar una rotura súbita, la armadura de tracción debe tener un valor mínimo $\rho_{min}=0.0033$

2.4.4.5. Esfuerzo cortante.

El estudio de las piezas de hormigón armado es complejo, ya que tendría que ser tratado en un estado tridimensional, donde influye no sólo la forma de la sección como también la variación a lo largo de la pieza, su esbeltez, la disposición de las armaduras longitudinales, la disposición de la armadura transversal, la adherencia entre armadura y hormigón, el tipo de carga solicitante y los tipos de apoyo.

2.4.4.5.1. Tensiones principales.

Una vez conocidas las variaciones de las tensiones tangenciales y normales en las distintas fibras, pueden determinarse las tensiones principales en cualquier punto de la pieza.

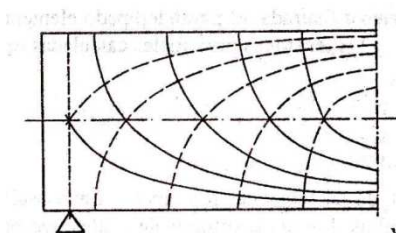


Figura N° 2.4.4.3. Viga no fisurada.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran-Hormigón Armado

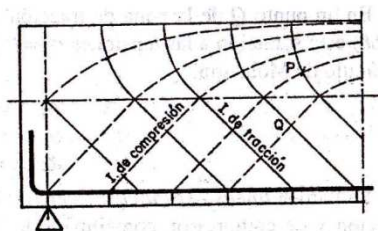


Figura N° 2.4.4.3. Viga fisurada.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran-Hormigón Armado

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, las armaduras transversales están constituidas por estribos y barras levantadas, los estribos pueden ser verticales o inclinados, y son independientes de la armadura longitudinal.

Las barras levantadas son armaduras longitudinales que dejan de ser necesarias para resistir a los momentos flectores, se las dobla y suben hasta la cabeza comprimida para anclarlas, ambas armaduras tienen la misma finalidad, sirven de montantes o de diagonales transicionadas de una celosía.

2.4.4.5.2. Dimensionamiento por el método de la ruptura.

En los últimos estudios realizados en los diferentes laboratorios, admiten la colaboración del hormigón a ayudar a tolerar el esfuerzo cortante, así podemos mencionar los siguientes efectos favorables.

a).- Resistencia al corte.

De la cabeza comprimida que coadyuva a resistir el esfuerzo cortante y depende directamente de la resistencia del hormigón.

b).- Efecto de arco.

La compresión longitudinal de la cabeza cuando se aproxima del apoyo se inclina teniendo un comportamiento de un arco que coopera a soportar un esfuerzo cortante, formando un arco atirantado y resiste entre 20% a 40% en el esfuerzo cortante.

c).- Efecto de los encajamientos de los áridos.

El encajamiento perfecto de los áridos forma una pieza monolítica, da un efecto favorable para resistir el esfuerzo cortante entre un 20% a 50% dependiendo del árido y de la relación de este con el canto.

d).- Efecto pasador.

La armadura longitudinal funciona dentro de la pieza para aguantar el esfuerzo cortante, como pasador costurado a la pieza y oponiéndose a su deformación con un efecto favorable que resiste entre 15% a 25%.

En función de todos estos efectos favorables podemos decir que en la pieza de hormigón armado sin armadura transversal resiste un cierto esfuerzo cortante V_{cu}

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d \quad f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

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

$$V_{ou} = 0.3 * f_{cd} * b_w * d$$

Donde:

V_{cu} : Esfuerzo cortante que resiste la pieza de hormigón sin armadura transversal.

V_{su} : Esfuerzo cortante que resiste la armadura transversal.

V_{cu} : Esfuerzo cortante de cálculo que actúa en la sección transversal de la viga.

V_{ou} : Resistencia máxima de la biela de compresión.

Condiciones que debe cumplir para el diseño.

Caso 1

$$V_{cu} > V_d \text{ utilizar } A_{s_{min}}.$$

Caso 2

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} \text{ emplear } \begin{cases} A_s \\ A_{s_{min}} \end{cases}$$

Caso 3

$$V_d > V_{ou} \text{ \{cambiar de sección\}}$$

$$A_s = \frac{V_{su} * S}{0.9 * d * f_{yd}}$$
$$A_{s_{min}} = \frac{0.02 * f_{cd} * b_w * S}{f_{yd}}$$

2.4.4.6. Torsión.

2.4.4.6.1. Generalidades.

El comportamiento a torsión de una pieza depende de su forma de la sección, de las disposiciones de las armaduras y de la resistencia de los materiales.

La prescripción se refiere a las piezas en los que la teoría produce fundamentalmente tensiones tangenciales en su sección.

El estado tensional de la pieza no fisurada se transforma esencialmente al aparecer en función de la disposición de las armaduras reduciéndose la rigidez o torsión de la pieza a una pequeña fracción a la pieza no fisurada.

La resistencia de los materiales influyen en la forma de agotamiento y en el valor de la sollicitación que lo produce.

2.4.4.6.2. Comportamiento básico de las armaduras.

El mecanismo mediante el cual una pieza de hormigón armado resiste una sollicitación de torsión pura, una vez fisurada, se trata de una celosía tridimensional, compuestas por celosías sobre las caras de la viga.

La primera simplificación consiste en suponer que no colabora en la resistencia torsional toda la sección de hormigón, sino sólo la parte que rodea las armaduras, constituyéndose así una sección hueca de pared delgada Figura 2.4.4.6.1., para esta simplificación es aceptable por que sea comprobado experimentalmente, que una vez que se inicia la fisura, la contribución del hormigón del núcleo es muy reducida.

A lo largo de las paredes de sección hueca se crea un flujo de tensiones tangenciales que forman una fuerza cortante a todo el ancho y es constante.

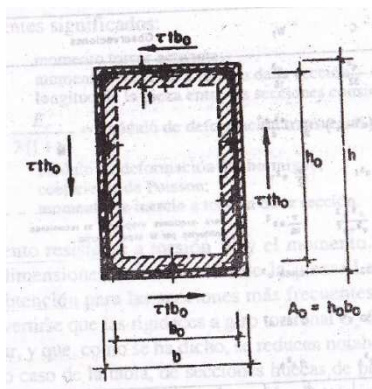


Figura N° 2.4.4.6.1. Sección hueca de pared delgada en sección rectangular.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran-Hormigón Armado

2.4.4.6.3. Proceso de cálculo.

1. determinación de la tensión tangente.

$$\tau = \frac{T}{2 * A_o * t}$$

2. Sección ideal de diseño.

Caso 1

$$b_s \geq \frac{5}{6} b \quad t = \frac{b}{6} \quad A_e = \frac{5 * b}{6} * \left(h - \frac{b}{6} \right)$$

Caso 2

$$b_s \leq \frac{5}{6} b \quad t = \frac{b_s}{5} \quad A_e = b_s * h_s$$

3. Dimensionamiento en estado límite último.

$$T_{ou} = 0.36 * f_{cd} * A_e * t \quad A_{90} = \frac{T_d * s}{2 * A_e * f_{yd}}$$

Condiciones que deben cumplir

$$T_d \leq T_{ou} \quad 0.36 * f_{cd} < 90 \frac{Kg.}{cm^2}$$

4. Verificación a torsión y esfuerzo cortante

$$T_{ou} = 0.36 * f_{cd} * A_e * t \quad V_{ou} = 0.3 * f_{cd} * b_w * d$$
$$\frac{T_d}{T_{ou}} + \frac{V_d}{V_{ou}} \leq 1$$

2.4.5. Losas.

Se trabaja con losas nervadas unidireccionales utilizando viguetas pretensadas, siendo estas prefabricadas de las cuales se realizaran comprobaciones de resistencia y deformaciones.

Se trabajaran con losas macizas ya sean en dos direcciones, aplicando el método de las líneas de rotura, por tratarse de elementos de forma variable, este método permite la obtención de la carga y momentos de rotura de una placa o losa de manera relativamente simple.

Si una placa se somete a una carga que crece de forma gradual, en los primeros momentos la distribución de esfuerzos es la dada por la teoría elástica, conforme progresa la fisura se alteran las inercias y se redistribuyen los esfuerzos

Elemento horizontal generalmente horizontal que recibe directamente las cargas y las trasmite a los demás elementos estructurales.

Su espesor es reducido a comparación de las otras dimensiones.

2.4.5.1. Tipos de losas.

- **Por su forma.-** Pueden ser de contorno, poligonal o circular, también maciza o huecas.
- **Por la transmisión de cargas.-** Unidireccionales, bidireccionales y multidireccionales.
- **Por la ejecución.-** Vaciadas en situ también son macizas y alivianadas.
- **Por sus vínculos y apoyos.-** Simplemente apoyadas continuas en una o dos direcciones y como voladizos.
- **Por el tipo de apoyo.-** Vigas lineales y puntuales (directamente apoyadas sobre pilares).

2.4.5.2. Cargas.-

Las cargas estructurales actúan sobre el plano medio de la losa son normales al mismo, pueden ser uniformes, lineal, carga puntual y carga triangular.

- Lineal → Baranda
- Puntual → Tanque
- Triangular → Papa, maíz, etc.

2.4.5.3. Procedimiento de cálculo de losa maciza.

1.- Se determinará el tipo de figura geométrica que tenga la losa y mediante fórmulas establecidas de acuerdo al figura geométrica que se tenga se aplican las fórmulas, para cada tipo de figura existen diferentes fórmulas.

Se deberá aplicar si no existe el tipo de figura, la que más se asemeje y aplicar las formulas para obtener los momentos.

2.- Se determina la altura de la losa.

$$h = \frac{L}{40}$$

3.- Se realizará el análisis de cargas.

4.- Cálculo de los momentos que actúan sobre la losa.

Esto dependerá si la losa se diseñará en una sola dirección, tendrá un sólo momento de bosquejo, si se diseñada en dos direcciones tendrá dos momentos de diseño.

5.- Cálculo de la armadura.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}}$$

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

Donde:

$\gamma_c - \gamma_s$ = Coeficientes de seguridad del hormigón y el acero.

μ = Momento reducido.

$f_{cd} - f_{yd}$ = Resistencia característica del hormigón y el acero.

M_d = Momento mayorado

ω = Cuantía mecánica.

2.4.6. Columnas.

Los soportes y pilares de hormigón armado constituyen piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es predominante, sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúen sobre la estructura hacia la cimentación de la obra.

Las secciones de los soportes de hormigón armado pueden adoptar formas diversas, si bien las más corrientes son las rectangulares y las cuadradas. Los soportes de secciones circulares suelen llamarse, a veces columnas.

2.4.6.1. Compresión simple.

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sección exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro plástico de la sección, es decir en el punto de aplicación de la resultante de las compresiones del hormigón y del acero.

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

El código boliviano y la instrucción española adopta: En compresión simple una excentricidad mínima ficticia, en la dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores:

$$\frac{h}{20} \text{ o } 2cm$$

2.4.6.1.1. Contribución del hormigón y del acero

La mayor parte de las normas modernas consideran para este coeficiente el valor de 0.85

De esta forma puede tomarse como resistencia del hormigón, en piezas armadas sometidas a compresión simple hormigonadas verticalmente, el valor:

$$0.85 * f_{cd} = 0.85 * \frac{0.9 * f_{ck}}{\gamma_c}$$

Siendo f_{ck} y f_{cd} , la resistencia característica y la resistencia de cálculo del hormigón.

2.4.6.1.2. Fórmulas prácticas de compresión simple.

Teniendo en cuenta una reducción del 10 por mil en la resistencia del hormigón por hormigonado vertical, y con los coeficientes de seguridad normales, $\gamma_c=1.5$, $\gamma_s=1.15$, $\gamma_f=1.6$, $\gamma_n=1.15$ que da para el esfuerzo axial admisible.

1.- En el caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas o doblemente simétricas, de acero de dureza natural, la fórmula de compresión simple, en el estado último de agotamiento, puede ponerse en la forma:

$$\gamma_n * N_d = N_u \leq 0.85 * b * h * f_{cd} + A_s * f_{yd}$$

donde:

N_u = esfuerzo axial de agotamiento

N_d = Esfuerzo axial de calculo

A_s = sección total de armadura

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero no mayor que 4200Kg/cm²

γ_n = coeficiente complementario de mayoración de carga

El coeficiente complementario y de mayor reacción de cargas, para recubrimientos del 10 por mil viene dado por la expresión.

$$\gamma_n = \frac{b + 6}{b} \geq 1.15$$

2.- En el caso de pilares de sección circular, la fórmula de compresión simple puede ponerse en la forma:

$$\gamma_n * N_d \leq N_u = 0.85 * \pi \frac{h^2}{4} * f_{cd} + A_s * f_{yd}$$

Debiendo tomarse para el coeficiente complementario γ_n de mayo ración de cargas el valor:

$$\gamma_n = \frac{h + 6.4}{h} \geq 1.16$$

h= Diámetro de la sección en cm.

2.4.6.2. Disposiciones relativas de las armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado están constituidas por barras longitudinales, y una armadura transversal formadas por cercos y estribos.

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón la menor dimensión de los soportes debe ser 20 cm, si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular. De todas formas para dimensiones menores de 25 cm, es necesario tomar precauciones especiales.

2.4.6.2.1. Armadura longitudinal

Las armaduras longitudinales se situaran en las proximidades de las caras del pilar debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas, debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma.

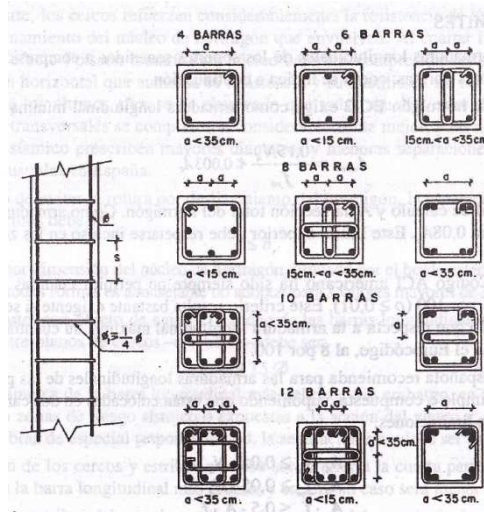


Figura N° 2.4.6.1 Limitaciones en el armado de soportes.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran-Hormigón Armado

Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre uno y cuatro centímetros, no debiendo ser inferior al diámetro de las barras.

Se recomienda realizar el empalme de las armaduras mediante retranqueo de una barra respecto a otra figura N°2.4.6.2.

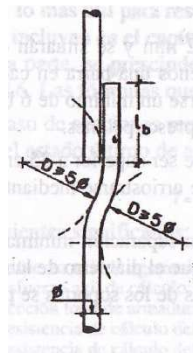


Figura N°2.4.6.2 Empalme de barras principales en soportes.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran-Hormigón Armado

2.4.6.2.2. Cuantía mínima

La norma boliviana e instrucción española recomienda para las armaduras longitudinales para el caso de compresión, con armadura total A_s para un acero AE-400 es 8‰

2.4.6.2.3. Armadura Transversal.

Con objetivo de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separaciones entre barras de acero o estribos debe ser:

$$S < 30 \text{ cm}$$

$$s > 15\phi$$

Donde:

ϕ : Es el diámetro de la barra longitudinal.

El diámetro de los aceros y estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso menor a 6mm.

Los aceros y estribos deben colocarse en toda la altura del soporte, incluso en los nudos de unión con las vigas, atándole fuertemente con alambre a las barras longitudinales.

2.4.6.3. Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

En las piezas comprimidas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecian los efectos de la deformación al calcular el esfuerzo. Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aún en el caso de piezas cargadas axialmente, debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga (figura 2.4.6.3.), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma (fenómeno de pandeo).

Sea, en primer lugar, una pieza recta articulada en sus extremos y sometido a una carga N rigurosamente axial (caso ideal teórico), tal como la respuesta de la figura N°2.4.6.3.

Si sometemos su acción central a una flecha e , la pieza se deforma, y aparecen en las secciones de las mismas unos momentos secundarios externos, debidos a dichas deformación, iguales en cada sección al producto de la fuerza N por la flecha:

$$M_{e(x)} = N * e(x)$$

Que tiende a aumentar las deformaciones. Al mismo tiempo aparecen unos momentos internos, proporcionales a la curvatura de cada sección, que tiende a enderezar la pieza y hacerla volver a su posición de equilibrio recta:

$$M_{i(x)} = -E * I * \frac{d^2 e(x)}{dx^2}$$

De forma que mientras sea $M_i > M_e$, la barra regresara a la posición recta.

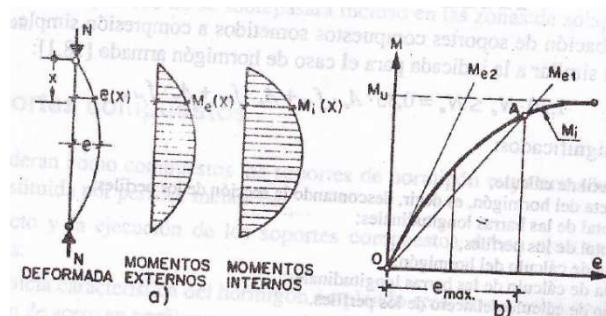


Figura N°2.4.6.3 Momentos de segundo orden en una pieza esbelta comprimida.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran-Hormigón Armado.

La longitud de pandeo 1, de una pieza comprimida se define como la longitud de la pieza biarticulada equivalente a efectos de pandeo a la dada, y no coincide, en general, con la longitud l de la misma, dependiendo de las condiciones de sustentación. La longitud de pandeo es igual a la distancia entre los puntos de inflexión de la deformada de la pieza o a la distancia entre puntos de momento nulo.

En el caso de una pieza que forma parte de un pórtico la longitud de pandeo depende de la relación de rigideces de los soportes de las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas de la figura N°2.4.6.4.

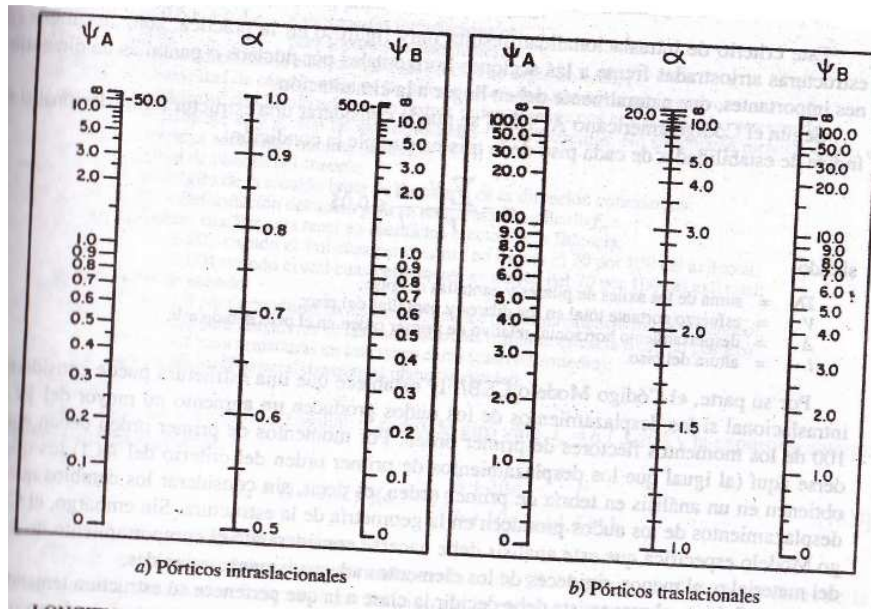


Figura N°2.4.6.4 Monograma que ofrece la longitud de pandeo.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran-Hormigón Armado.

Monograma para obtener el coeficiente de pandeo.

$$\psi_A = \frac{\sum \frac{EI}{I} \text{ de todos los pilares que concurren en } A}{\sum \frac{EI}{I} \text{ de todas las vigas que concurren en } A} \quad \text{de la misma forma para } \psi_B$$

Para esbelteces mecánicas $35 < \lambda < 100$ (geométricamente $10 < \lambda_g < 29$), puede aplicarse la fórmula aproximada.

En el caso de secciones rectangulares.

$$e_a = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{h + 20 * e_o}{h + 20 * e_o} * \frac{I_o^2}{h} * 10^{-4}$$

Excentricidades de primer orden variables a lo largo de la pieza este caso es el más corriente en soportes pertenecientes a pórticos, en los que puede suponerse que la excentricidad varía linealmente entre los valores e_1 y e_2 en ambos extremos de la pieza. Si se supone que e_2 es la mayor y positiva, deben efectuarse las dos comprobaciones siguientes:

- Comprobación sin tener en cuenta los efectos de segundo orden, con la excentricidad e_2 solamente.
- Comprobación teniendo en cuenta los efectos de segundo orden, en una sección crítica intermedia, cuya excentricidad de primer orden e se tomará igual al mayor de los dos valores siguientes:

$$e_o = 0.6 * e_{o2} + 0.4 * e_{o1}$$

$$e_o = 0.4 * e_{o2}$$

2.4.7. Escaleras.

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

Existen distintos tipos de escaleras escalinatas, escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras en caracol, etc.

Una escalera está compuesta de las siguientes partes.

- **Peldaño.-** Es cada una de las partes de un tramo de escaleras en la que la se apoya el pie para subir o bajar gradas, por ella la parte horizontal se llama huella y la parte vertical se llama contrahuella.
- **Tramo.-** Es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos, termina en una superficie horizontal llamado meseta o relleno. El final de las escaleras se llama desembarco.
- **Caja de escalera.-** Es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio, cuando este espacio se ocupa por completo por el conjunto se llama escalera ciega, y cuando hay un espacio central, este recibe el nombre de ojo de escalera.
- **Arranque de escalera.-** Es la parte donde se apoya la escalera en el comienzo.

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

La altura de paso o escapada es la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima, siendo la distancia normal comprendida entre 2 y 2.40 m solo en casos excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1.80 m.

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

La huella, al encontrarse con la contrahuella, casi siempre queda ligeramente prolongado entre 2 y 4 cm, a este saliente se lo denomina bordón y sirve para disminuir el desarrollo de

la escalera, a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta esta saliente para el avance de la escalera.

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

Las barandillas elementos de protección y seguridad, así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera. Las barandillas están conformadas por los pasamanos y su altura con respecto al vertical del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm.

En la siguiente figura se puede observar los elementos de una escalera.

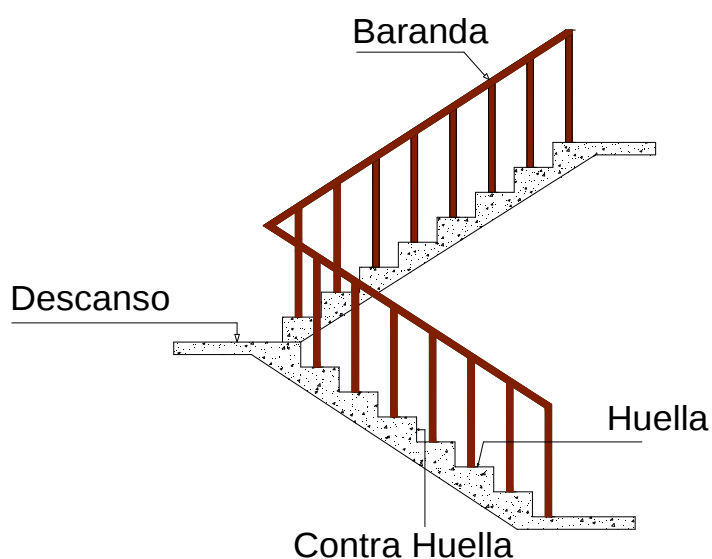


Figura N°2.4.7.1 Partes de escaleras

2.4.8. Cimentaciones.

2.4.8.1. Zapatas aisladas.

En las zapatas de espesor variable, el canto h_0 en el borde debe ser $h_0 \geq h/3$ y no menor a 30 centímetros. El ángulo de inclinación suele tomarse $\beta \leq 30^\circ$, que corresponde aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

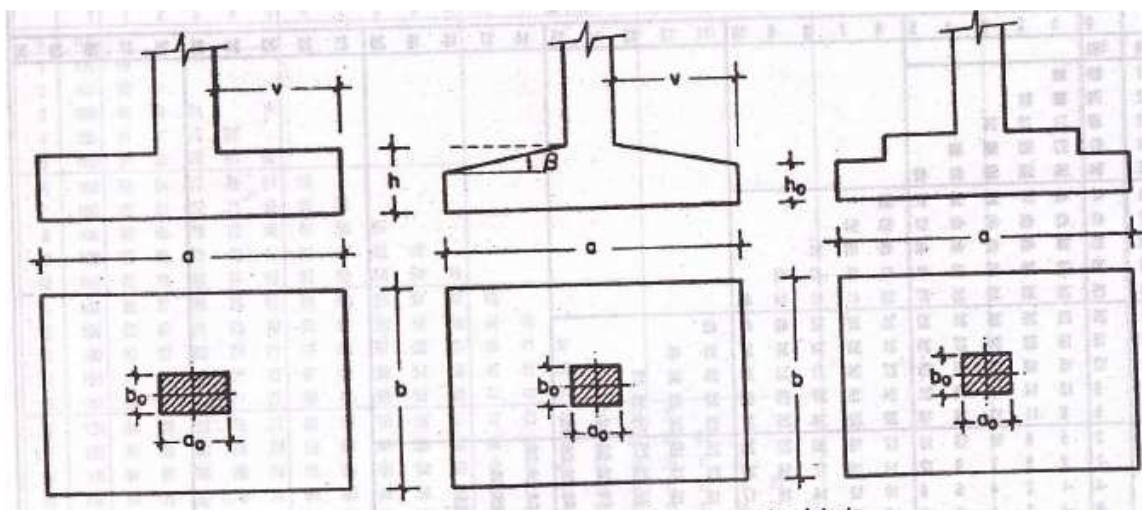


Figura N°2.4.8.1 Tipos de zapatas

Fuente: Montoya – Meseguer- Moran- Hormigón Armado

El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es muy complejo. Sin embargo, los métodos de cálculo admitidos por las normas son muy seguros ya que están basados en una extensa experimentación.

Tanto la recomendación del Comité del Euro-Internacional del Hormigón como la instrucción española y boliviana distinguen entre zapatas rígidas y flexibles. Se consideran como zapatas rígidas aquellas en las que el vuelo v en ambas direcciones principales, no supera a $2h$, siendo h el canto máximo, ver figura. En las zapatas rígidas pueden admitirse una distribución plana de las tensiones del terreno, pero dada su gran rigidez no se cumple la ley de Bernoulli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón.

Por el contrario se considera una zapata flexible aquellas en la que el vuelo v es superior a $2h$ en algunas de las direcciones principales. En este caso la distribución de las tensiones

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

2.4.8.2. Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada.

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

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

Donde:

N: Carga centrada de servicio.

P: Peso propio de la zapata.

Al no conocer el inicialmente el valor de P, será necesario operar por tanteos admitiendo, en principio, para el peso propio de la zapata un valor del orden del 5% de N.

Cualquier que sea el tipo de zapata, para el cálculo resistente del hormigón siempre puede considerarse una tensión uniforme del terreno, en favor de su seguridad, pero prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar en hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas. Por lo tanto, como acción del terreno sobre la zapata se considera la tensión uniforme.

$$\sigma_t = \frac{N}{a * b}$$

Por razones económicas las zapatas se denominan de modo que no necesitan armadura de cortante. Por ello se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil d valores inferiores al mayor de los siguientes.

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{(2 * K) - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4}$$

$$d_2 = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + K}$$

$$d_3 = \frac{2 * (b - b_o)}{4 + K}$$

Donde:

f_{vd} : la resistencia convencional del hormigón.

F_{cd} : Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

γ_f : Coeficiente de seguridad de la sollicitación.

Estas fórmulas son válidas para zapatas de plantas cuadradas o rectangulares en las que el lado mayor no supera al doble del lado menor; y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

2.4.8.3. Determinación de las armaduras de tracción.

Realmente, la disposición de las armaduras de tracción de las zapatas rígidas debería hacerse por el método de las bielas y para las zapatas flexibles por el método de la flexión.

Pero dada las pequeñas diferencias que se obtienen, suele adoptarse el método general de flexión para ambos tipos de zapatas por ello son de aplicación las tablas, ábacos y fórmulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1' distancia de los parámetros del soporte del hormigón $0.15 a_o$ y $0.15 b_o$, respectivamente ver figura. El momento de cálculo de la sección 1-1 debido a la carga del terreno.

$$M_d = \frac{N_d}{2 * a} * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2$$

En el caso más frecuente de acero de dureza natural resulta muy usual la fórmula simplificada.

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

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

$$\rho \geq 0.0018 \quad \text{Acero AE} - 400$$

No debiendo adoptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0.01 ($\rho \leq 0.01$) por condiciones de adherencia.

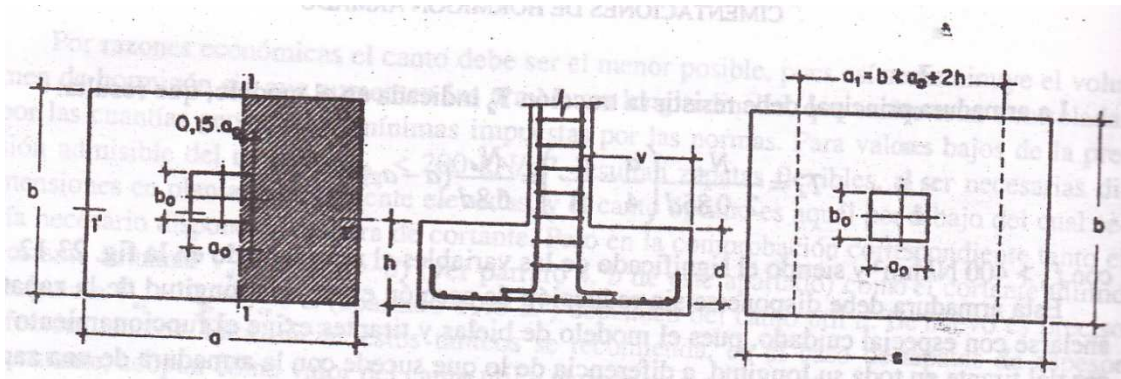


Figura N°2.4.8.2 Armadura de tracción en una zapata aislada

Fuente: Montoya – Meseguer- Moran- Hormigón Armado.

Debe temerse en cuenta que en los cantos útiles, en los dos sistemas de armaduras ortogonales, son distintos. Por otra parte, en las zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor a se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b . Sin embargo, la armadura paralela al lado menor b se concentrará más en la banda central de ancho, ver figura.

$$a_1 = b \pm a_o + 2h$$

En la que se dispondrá la fricción.

$$\frac{U * 2a_1}{a + a_1}$$

El resto se repartirá uniformemente en las dos barras laterales. Por último, las normas recomiendan que la sección total de armadura en una dirección, no sea inferior al 20% de la correspondiente a la otra dirección.

2.4.8.4. Comprobación a cortante y punzonamiento.

2.4.8.4.1. Comprobación a cortante

Las zapatas pre dimensionadas de acuerdo en lo indicado en el 2.4.8.3 no necesita comprobaciones a cortante. No obstante, a continuación se indican las verificaciones según la norma española

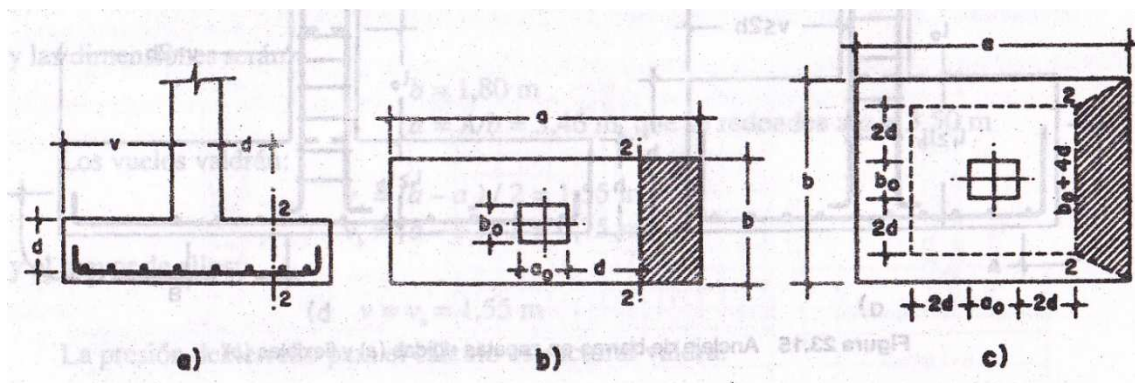


Figura N°2.4.8.3 Comprobación a esfuerzo cortante y a punzonamiento

Fuente: Montoya – Meseguer- Moran- Hormigón Armado.

La confirmación se realiza en la sección 2 de la figura a una distancia igual al canto útil d del paramento.

El cortante actuante bale:

$$V_d = \frac{N_d}{a} * (v - d)$$

El esfuerzo cortante último bale:

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} * b * d$$

f_{cv} : Resistencia convencional del hormigón

2.4.8.4.2. Comprobación a punzonamiento.

Solo en casos muy pocos frecuente de cargas elevadas y suelos de baja resistencia, en los que resulten zapatas con vuelos excepcionalmente altos $v > 3.5h$, puede ser determinante la comprobación a punzonamiento. En este caso se comparará en la sección crítica indicada en la figura

Se verifica la condición con lo siguiente:

$$\tau_{sd} = \frac{\beta * F_{sd}}{u_1 * d} \leq \tau_{rd} \quad d = \frac{d_x + d_y}{2}$$

Donde:

τ_{sd} : Tensión nominal de cálculo en el perímetro de la sección crítica.

F_{sd} : Esfuerzo de punzonamiento de cálculo.

β : Coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga, si existe (si no existe $\beta=1$).

u_1 : Perímetro crítico.

d : Canto útil medio de la zapata.

τ_{rd} : Tensión máxima resistente en el perímetro critico.

CAPITULO III

3. Ingeniería de proyecto.

3.1. Análisis del levantamiento topográfico.-

- El levantamiento topográfico se lo desarrollo con un equipo topográfico (estación total), en perfectas condiciones, el levantamiento se lo desarrollo con el método de poligonación.
- Se realizó la recopilación de los puntos del terreno, con un paquete computarizado (Auto Cad Civil 3D Land) se elaboro la distribución de las curvas de nivel cada 0.5 de metro y se determinaron los desniveles del terreno.
- El terreno no presenta desniveles elevados, donde se considera un terreno plano.

Los planos se presentan en anexo.

3.2. Análisis del estudio de suelos.

Después de haber efectuado el ensayo de campo se procedió al trabajo de la siguiente manera con los siguientes datos:

Número de golpes=21

Profundidad de prueba=2.2m

Peso muestra recogida= 5.5 Kg.

El primer paso para alcanzar la capacidad portante del suelo fue recabar la clasificación del suelo por el método SUCS con el juego de tamices que se muestran en anexo

Obteniendo a través de estos datos la curva granulometría se encuentra en anexo

Se ingresa a la tabla 1 en anexo correspondiente a la clasificación del suelo por el método unificado de la siguiente manera:

- Observamos que el suelo es de una particular fina, además pasa más de 50% en el tamiz N° 200.

- Siguiendo el cuadro de la tabla SUCS observamos que se trata de arcillas y que el límite líquido está por debajo de 50 $LL < 50$
- Luego el índice de plasticidad es mayor a 7 $IP > 7$
- Seguidamente observando la curva granulométrica se observa que se trata de un suelo bien graduado
- Una vez terminado el proceso el resultado nos indica que se trata de un suelo tipo CL
- Conociendo la clasificación ingresamos al Abaco de equipo SPT, ver anexo Abaco 1, buscando con las abscisas el N° de golpes hasta coincidir con la curva del suelo correspondiente.
- Así se obtuvo una capacidad portante de 1.26 Kg/cm².

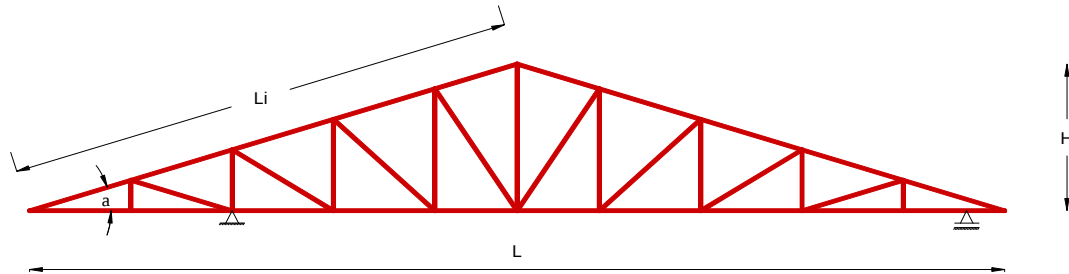
3.3. Análisis de diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue elaborado por el personal técnico de la entidad beneficiada, contando con salas de clases, dormitorios, baños, cocina comedor, almacenes, todos estos ambientes fueron diseñados para todas las comodidades y reglamentos establecidos.

3.4. Análisis, cálculo y diseño estructural

3.4.1. Estructura de sustentación de cubierta.

DISEÑO ESTRUCTURAL CERCHA METALICA



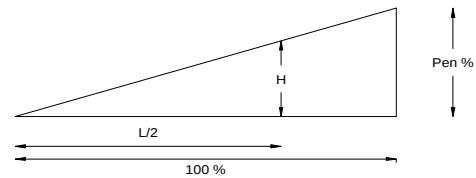
CERCHA TIPO PRATT

Dimensiones

$$\begin{aligned} L &= 7.7 \text{ m} \\ \text{Pen \%} &= 25 \\ \alpha &= 17.3 \text{ grados} \end{aligned}$$

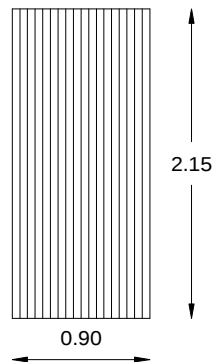
$$\begin{aligned} H &= 0.9625 \text{ m} \\ H &= 1.2 \text{ m} \end{aligned}$$

Asumido



$$\frac{H}{\frac{L}{2}} = \frac{\text{Pen\%}}{100}$$

Dimensiones calamina



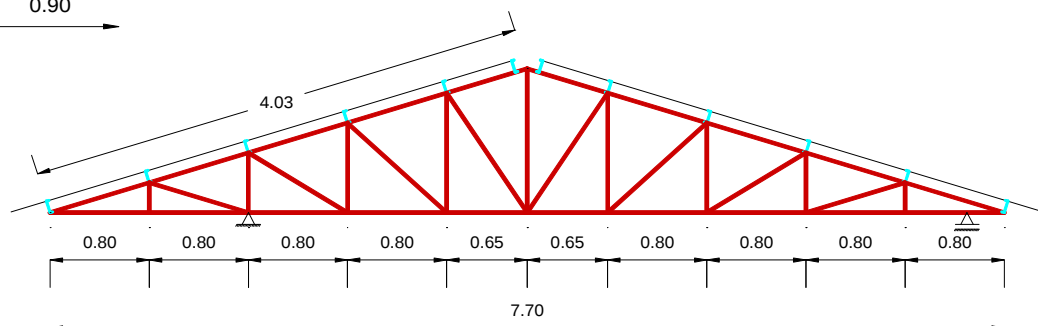
$$L_{\text{solape}} = 0.15 \text{ m}$$

La longitud efectiva será la mitad de 2m

$$L_{\text{ef}} = 1 \text{ m}$$

$$Li = 4.0 \text{ m}$$

$$L_{\text{alero}} = 0.3 \text{ m}$$



Diseño de correas

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

Peso cubierta

$$P_{cub} = 1.51 \text{ Kg/m}^2$$

$$A_{cub} = 2.73 \text{ m}^2$$

$$q_{cub} = 4.12 \text{ Kg/m}^2$$

Sobre carga de uso

Peso de persona

$$q_p = 50 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Según norma}$$

Carga de viento

$$V = 110 \text{ Km/h}$$

$$q = 0.00483 * V^2$$

$$q_w = 58.443 \text{ Kg/m}^2$$

Cargas sobre correas

$$q_D = 12.37 \text{ Kg/m}$$

$$q_V = 150.00 \text{ Kg/m}$$

$$q_W = 175.33 \text{ Kg/m} \quad \text{Proy. Horizontal}$$

$$\alpha = 17.31 \text{ grados}$$

$$q_{Dx} = 3.68 \text{ Kg/m}$$

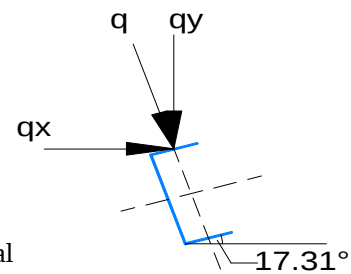
$$q_{Vx} = 44.63 \text{ Kg/m}$$

$$q_{Wx} = 52.17 \text{ Kg/m}$$

$$q_{Dy} = 11.81 \text{ Kg/m}$$

$$q_{Vy} = 143.21 \text{ Kg/m}$$

$$q_{Wy} = 0.00 \text{ Kg/m}$$



Combinaciones de cargas

1	$U = 1.2 * D + 1.6 * V + 0.8 * W$
2	$U = 1.2 * D + 1.6 * V$
3	$U = 0.9 * D + 1.5 * W$

Acciones últimas sobre correas

Combinación 1

$$q_{ux} = 117.560 \text{ Kg/m}$$

$$M_{ux} = 132.255 \text{ Kg*m}$$

$$V_{ux} = 176.340 \text{ Kg}$$

$$q_{uy} = 243.298 \text{ Kg/m}$$

$$M_{uy} = 273.711 \text{ Kg*m}$$

$$V_{uy} = 364.947 \text{ Kg}$$

Combinación 2

$q_{ux} =$	75.826 Kg/m	$q_{uy} =$	243.298 Kg/m
$M_{ux} =$	85.304 Kg*m	$M_{uy} =$	273.711 Kg*m
$V_{ux} =$	113.738 Kg	$V_{uy} =$	364.947 Kg

Combinación 3

$q_{ux} =$	81.563 Kg/m	$q_{uy} =$	10.626 Kg/m
$M_{ux} =$	91.759 Kg*m	$M_{uy} =$	11.954 Kg*m
$V_{ux} =$	122.345 Kg	$V_{uy} =$	15.939 Kg

Acción de servicios sobre correas

$q_{ux} =$	91.649 Kg/m	$q_{uy} =$	165.741 Kg/m
------------	-------------	------------	--------------

Predimensionamiento del perfil

máxima esbeltez

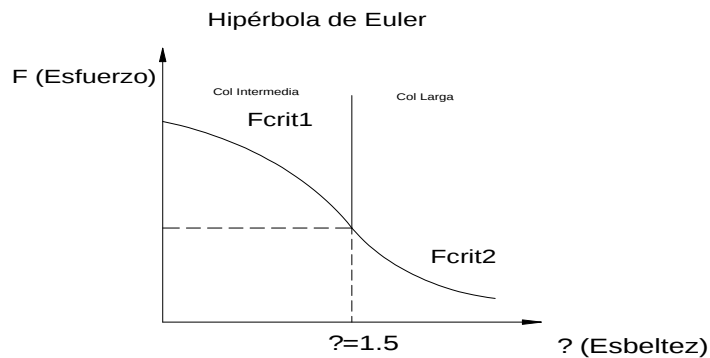
$k =$	1 Por norma
$L =$	300 cm
$r_{min} =$	1.5 cm

$$\frac{k * L}{r_{min}} = 200$$

Clasificación de las piezas

$F_y =$	2530 Kg/cm ²
$F_r =$	4080 Kg/cm ²
$E =$	2100000 Kg/cm ²

$$\lambda_c = \frac{k * L}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$



$\lambda_c =$	2.210	>	1.5
---------------	-------	---	-----

$F_y =$	2530 Kg/cm ²
$\lambda_c =$	2.210

$$F_{crit2} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_y$$

$$F_{crit2} = 454.421 \text{ Kg/cm}^2$$

Si el perfil esta sometido a compresión y flexión disimétrica corresponde aplicar la expresión siguiente

$$\frac{Pu}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (1-)$$

$$Pu = 0$$

Si la ecuación igualamos a un número menor a 1 para que cumpla la condición

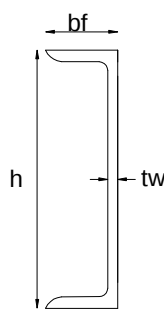
$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = x$$

$$M_{nx} = F_y * z_x$$

$$\begin{aligned} x &= 0.7 \\ \phi_b &= 0.85 \\ M_{ux} &= 13225.466 \text{ Kg*m} & z &= 26.968 \text{ cm}^3 \\ M_{uy} &= 27371.056 \text{ Kg*m} & r_y &= 1.5 \text{ cm} \\ F_y &= 2530 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

De tabla se determinara las dimensiones del perfil

Perfil UPN - IRAM-IAS UPN 50*120
U 500-509-2



$$\begin{aligned} h &= 12 \text{ cm} \\ b_f &= 5.5 \text{ cm} \\ t_f &= 0.9 \text{ cm} \\ h_w &= 8.2 \text{ cm} \\ t_w &= 0.7 \text{ cm} \\ A_g &= 17 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso} &= 13.4 \text{ Kg/m} \\ I_x &= 364 \text{ cm}^4 \\ I_y &= 43.2 \text{ cm}^4 \\ Z_x &= 72.6 \text{ cm}^3 \\ Z_y &= 21.27 \text{ cm}^3 \\ r_x &= 4.62 \text{ cm} \\ r_y &= 1.59 \text{ cm} \end{aligned}$$

Verificación a la resistencia

Si:

$$\frac{P_u}{2 * \phi * P_n} < 0.2$$

$$\frac{Pu}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\begin{aligned} M_{nx} &= 183678 \text{ Kg/cm} \\ M_{ny} &= 53813.1 \text{ Kg/cm} \\ Pu &= 0 \end{aligned}$$

$$0.68 \leq 1$$

CUMPLE!!!

Verificación a corte

$$\varphi_v = 0.85$$

$$V_n = A_w * F_v * 10^{-1}$$

a).-

$$E = 200000$$

$$K_v = 5.34$$

$$A_w = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E * K_v}{F_y}}$$

$$F_v = 0.6 * F_y$$

$$V_{dx} = \phi_v * V_n$$

$$17.14 \leq 20.55$$

CUMPLE!!!

$$F_v = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_n = 1275.12 \text{ Kg}$$

$$V_{dx} = 1083.852$$

$$V_{dx} \geq V_{ux}$$

$$1083.852 \geq 176.340$$

CUMPLE!!!

$$A_w = 3.85$$

$$V_n = 584.43 \text{ Kg}$$

$$V_{dx} = 496.7655 \text{ Kg}$$

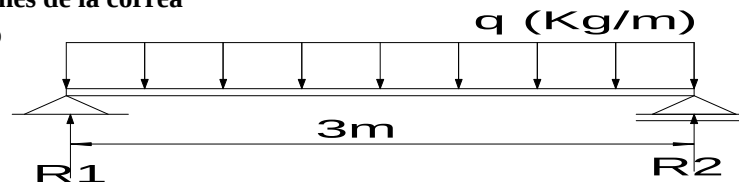
$$V_{dy} \geq V_{uy}$$

$$496.7655 \geq 364.947$$

CUMPLE!!!

Cálculo de reacciones de la correa

Por su peso propio



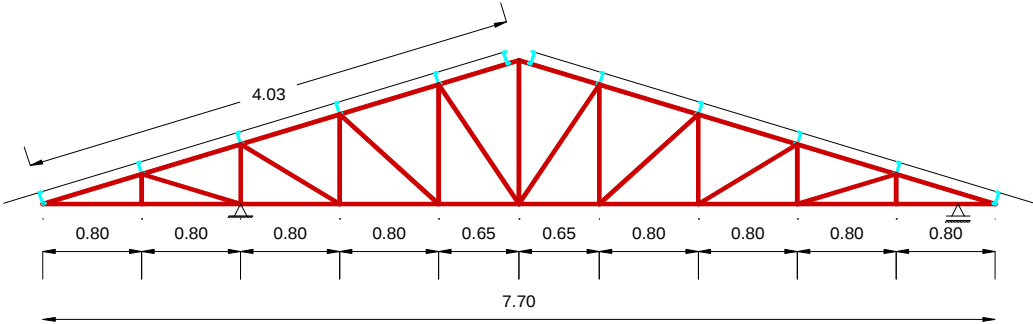
$$q = 13.4 \text{ Kg/m}$$

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

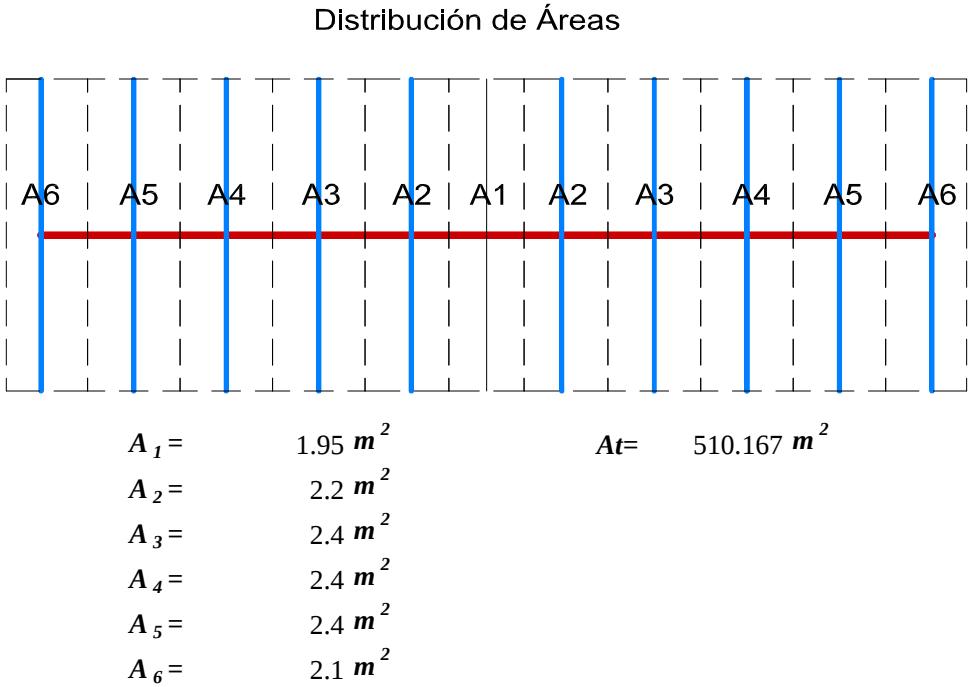
$$R1 = 20.1 \text{ Kg}$$

$$R2 = 20.1 \text{ Kg}$$

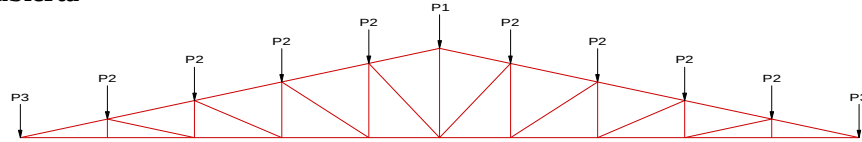
Diseño cercha metálica
Cercha tipo



Distribución de áreas



Peso de la cubierta



Peso cal= 1.51 Kg/m^2

P1= 2.945 Kg
P2= 3.322 Kg
P2= 3.624 Kg
P2= 3.624 Kg
P2= 3.624 Kg
P2= 3.624 Kg
P3= 3.171 Kg

Peso Propio de la cercha

Tipo de perfil asumido

Vigas Exteriores

C 12*30

Peso= 44.6 Kg/m
r_{min}= 1.94 cm
A_g= 56.9 cm^2
t_w= 1.3 cm

h= 30.5 cm
b_f= 8.05 cm
t_f= 1.27 cm

Tot cerchas= 23

L= 7.7 m

q= 343.42 Kg

Longitud total de todas las barras extremas de la cercha

q_t= 7898.66 Kg

Vigas Interiores

C 5*9

Peso= 13.4 Kg/m
r_{min}= 1.24 cm
A_g= 17 cm^2
t_w= 0.83 cm

h= 12.7 cm
b_f= 4.79 cm
t_f= 0.813 cm

L= 22.7 m

q= 304.18 Kg

Longitud total de todas las barras de cercha

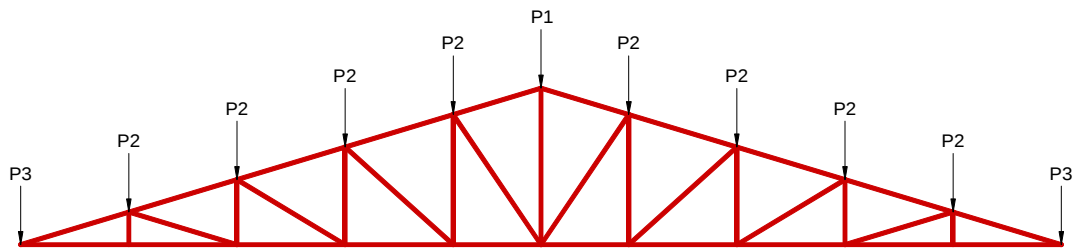
q_t= 6996.14 Kg

Cargas totales de la cercha

A_t= 510.167 m^2

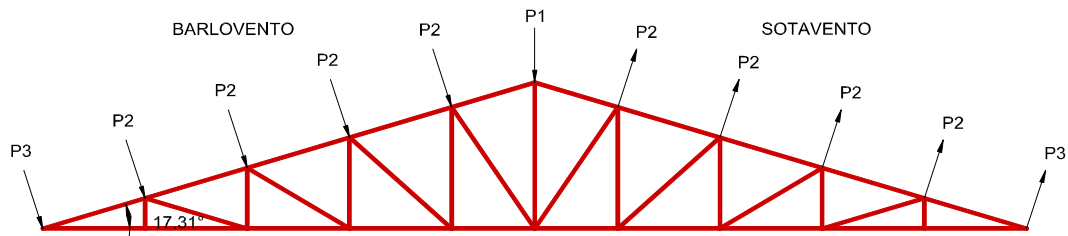
q_t= 14894.8 Kg

q_t= 29.19593 Kg/m^2



$P1 = 56.93 \text{ Kg}$
 $P2 = 64.23 \text{ Kg}$
 $P2 = 70.07 \text{ Kg}$
 $P2 = 70.07 \text{ Kg}$
 $P2 = 70.07 \text{ Kg}$
 $P3 = 61.31 \text{ Kg}$

Carga de viento



$V = 110 \text{ Km/h}$ Velocidad del viento

$$q = 0.00483 * V^2$$

$q = 58.443 \text{ Kg/m}^2$

Fuerza para borlavento

Coficiente de mayoracion

$C_{ma} = 1.2$

$\alpha = 17.3 \text{ grados}$

$q = 70.1316 \text{ Kg/m}^2$

$P1 = 136.757 \text{ Kg}$	$P_{1x} = 40.668$	$P_{1y} = 130.570 \text{ Kg}$
$P2 = 154.290 \text{ Kg}$	$P_{2x} = 45.882$	$P_{2y} = 147.310 \text{ Kg}$
$P2 = 168.316 \text{ Kg}$	$P_{2x} = 50.053$	$P_{2y} = 160.701 \text{ Kg}$
$P2 = 168.316 \text{ Kg}$	$P_{2x} = 50.053$	$P_{2y} = 160.701 \text{ Kg}$
$P2 = 168.316 \text{ Kg}$	$P_{2x} = 50.053$	$P_{2y} = 160.701 \text{ Kg}$
$P3 = 147.276 \text{ Kg}$	$P_{3x} = 43.796$	$P_{3y} = 140.614 \text{ Kg}$

Fuerzas de sotavento

Coeficiente de minoración

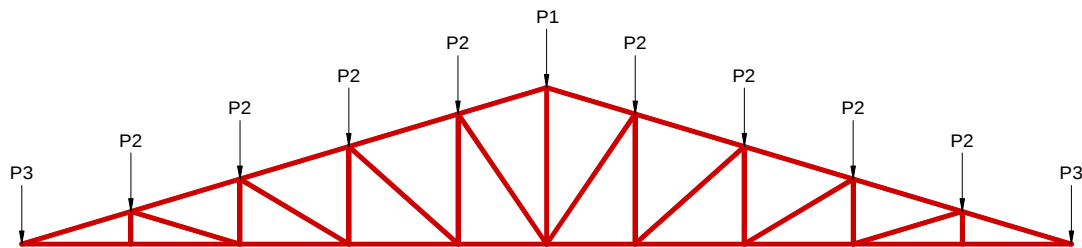
$$C_{min} = 0.6$$

$$\alpha = 17.3 \text{ grados}$$

$$q = 35.066 \text{ Kg/m}^2$$

$P1 =$	68.378 Kg	$P_{1x} =$	20.334	$P_{1y} =$	65.285 Kg
$P2 =$	77.145 Kg	$P_{2x} =$	22.941	$P_{2y} =$	73.655 Kg
$P2 =$	84.158 Kg	$P_{2x} =$	25.026	$P_{2y} =$	80.351 Kg
$P2 =$	84.158 Kg	$P_{2x} =$	25.026	$P_{2y} =$	80.351 Kg
$P2 =$	84.158 Kg	$P_{2x} =$	25.026	$P_{2y} =$	80.351 Kg
$P3 =$	73.638 Kg	$P_{3x} =$	21.898	$P_{3y} =$	70.307 Kg

Carga Accidental



$q_p =$	50 Kg/m ²
$P1 =$	97.500 Kg
$P2 =$	110.000 Kg
$P2 =$	120.000 Kg
$P2 =$	120.000 Kg
$P2 =$	120.000 Kg
$P3 =$	105.000 Kg

Cargas totales

Cargas muertas

$P1 =$	79.977 Kg
$P2 =$	87.653 Kg
$P2 =$	93.794 Kg
$P2 =$	93.794 Kg
$P2 =$	93.794 Kg
$P3 =$	84.582 Kg

Sobre carga de uso

$P1 =$	97.500 Kg
$P2 =$	110.000 Kg
$P2 =$	120.000 Kg
$P2 =$	120.000 Kg
$P2 =$	120.000 Kg
$P3 =$	105.000 Kg

Carga de viento

$P_{1y} =$	130.570 Kg	$P_{1x} =$	40.668 Kg
$P_{2y} =$	147.310 Kg	$P_{2x} =$	45.882 Kg
$P_{2y} =$	160.701 Kg	$P_{2x} =$	50.053 Kg
$P_{2y} =$	160.701 Kg	$P_{2x} =$	50.053 Kg
$P_{2y} =$	160.701 Kg	$P_{2x} =$	50.053 Kg
$P_{3y} =$	140.614 Kg	$P_{3x} =$	43.796 Kg

Hipótesis de cargas

$$P = 1.2 * D + 1.6 * V + 0.8 * W$$

D: Carga Muerta

V: Carga viva o sobre carga de uso

$$P = 1.2 * D + 1.6 * V$$

W: Carga de viento

$$P = D + V + W$$

Combinación 1

$P1 =$	356.428 Kg
$P2 =$	399.031 Kg
$P2 =$	433.114 Kg
$P2 =$	433.114 Kg
$P2 =$	433.114 Kg
$P3 =$	381.990 Kg

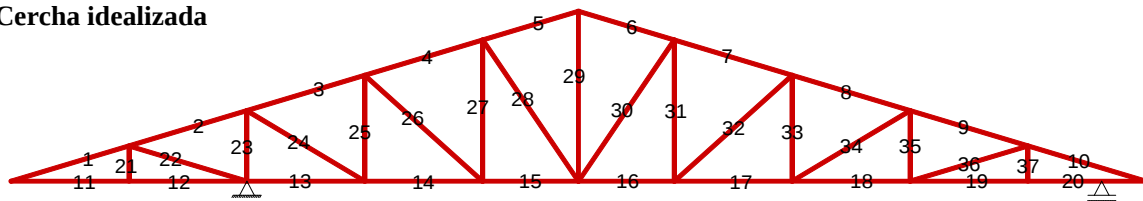
Combinación 2

$P1 =$	251.972 Kg
$P2 =$	281.184 Kg
$P2 =$	304.553 Kg
$P2 =$	304.553 Kg
$P2 =$	304.553 Kg
$P3 =$	269.499 Kg

Combinación 3

$P1 =$	308.046 Kg
$P2 =$	344.963 Kg
$P2 =$	374.496 Kg
$P2 =$	374.496 Kg
$P2 =$	374.496 Kg
$P3 =$	330.196 Kg

Cercha idealizada



Se realizara el diseño para las barras 2 - 12 - 26 - 29 y el diseño de las demás barras serán los mismos

Las barras 21-23-25-27-31-33-35-37 tendrán el mismo diseño que la barra 29

Las barras 11-13-14-15-16-17-18-19-20 tendrán el mismo diseño que la barra 12

Las barras 1-3-4-5-6-7-8-9-10 serán las mismas que la barra 2

Cálculo de la fuerza Ng y Nq

Ng: Normal debido al peso propio

Nq: Normal debido a la carga accidental

Nw: Normal debido a carga de viento

Nd: Carga mayorada

$$Nd = 1.2 * Ng + 1.6 * Nq + 0.8 * Nw$$

q: Carga total

q_g = Peso cubierta + Peso Cercha

q_q = Carga accidental

qw = Carga de viento

$$q_g = 30.706 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_q = 50.000 \text{ Kg/m}^2$$

$$qw = 58.443 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = 139.15 \text{ Kg/m}^2$$

$$X_g = 22.067 \% \quad 0.221$$

$$X_q = 35.933 \% \quad 0.359$$

$$X_w = 42.000 \% \quad 0.420$$

Se determinara el diseño de la cercha con las barras más solicitadas

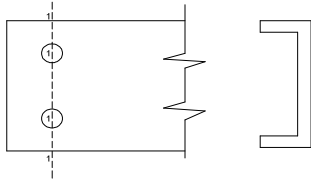
Elemento	fuerza (Kg)	Com-Trac
2	-2368.62	Compresión
12	547.15	Tracción
26	-401.59	Compresión
29	645.39	Tracción

Elemento	Tracción	Compresión	Ng	Nq	Nw	Longitud m
2		2368.62	522.682	851.110	994.828	0.84
12	547.15		120.739	196.606	229.805	0.8
26		401.59	88.619	144.302	168.669	1.1
29	645.39		142.418	231.906	271.066	1.2

$$Nd = 1.2 * Ng + 1.6 * Nq + 0.8 * Nw$$

Elemento	Nd	Com-Trac
2	2784.857	Compresión
12	643.300	Tracción
26	472.161	Compresión
29	758.804	Tracción

Diseño del elemento 2 a Compresión



ACERO

ASTM – A36

$$f_y = 2530.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_d = 2784.857 \text{ Kg}$$

$$f_r = 4080.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = 84 \text{ cm}$$

$$\Phi = 3/8'' \quad 0.953 \text{ cm}$$

$$E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = 1.5 \text{ Tomado de la hipérbola de Euler}$$

$$F_{crit} = 0.658^{\lambda_c^2} * f_y$$

$$F_{crit} = 986.57199 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.85 * F_{crit}$$

$$F_a = 838.586 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = \frac{N_d}{A} \Rightarrow A = \frac{N_d}{F_a}$$

$$A = 3.321 \text{ cm}^2$$

$$R_{min} = \frac{k * L}{200}$$

$$R_{min} = 0.420 \text{ cm}$$

UPN 30*15

$$Peso = 1.74 \text{ Kg/m}$$

$$t_w = 0.4 \text{ cm}$$

$$r_y = 0.42 \text{ cm}$$

$$h = 3 \text{ cm}$$

$$r_x = 1.07 \text{ cm}$$

$$b_f = 1.5 \text{ cm}$$

$$A_g = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$t_f = 0.45 \text{ cm}$$

$$r_2 = \frac{k * L}{r_y}$$

$$r_1 = 78.50 \text{ cm}$$

$$r = 200.00 \text{ cm}$$

$$r_2 = \frac{k * L}{r_y}$$

$$r_2 = 200 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{k * L}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = 0.005$$

$$\lambda_c \leq 1.5 \Rightarrow F_{crit} = 0.658^{\lambda_c^2} * f_y$$

$$\lambda_c \geq 1.5 \Rightarrow F_{crit} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} * f_y$$

$$F_{crit} = 2529.9772 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.85 * F_{crit}$$

$$F_a = 2150.4806 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N_d}{A}$$

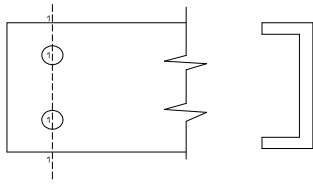
$$f_a = 1260.1161 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a < F_a$$

$$1260.116 < 2150.481$$

CUMPLE!!!

Diseño del elemento 12 a tracción



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

UPN 30*15

$$\text{Peso} = 1.74 \text{ Kg/m}$$

$$h = 3 \text{ cm}$$

$$r_{\min} = 0.42 \text{ cm}$$

$$b_f = 1.5 \text{ cm}$$

$$A_g = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$t_f = 0.45 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.4 \text{ cm}$$

ACERO

ASTM – A36

$$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_r = 4080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Phi = 3/8'' = 0.953 \text{ cm}$$

Diámetro de cálculo

$$d = \phi + 1/8''$$

$$d = 1.27 \text{ cm}$$

$$A_{\text{huecos}} = 1.268 \text{ cm}^2$$

Longitud crítica

$$L_{1-1-1-1} = h * (\# \text{ huecos} * d)$$

$$\#_{\text{huc}} = 2$$

$$L_{\text{crit}} = 7.62 \text{ cm}$$

Cálculo del área crítica

$$A_{\text{crit}} = A - A_{\text{Huecos}}$$

$$A_{\text{crit}} = 0.942 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{crit}} < \begin{matrix} A_{\text{crit}} & 0.942 \text{ cm}^2 \\ 0.85 * A & 1.8785 \text{ cm}^2 \end{matrix}$$

$$A_{\text{crit}} = 0.942 \text{ cm}^2$$

Carga mayorada

$$Nd = 643.300 \text{ Kg}$$

Comprobando condiciones de resistencia

$$\Phi_1 = 0.9$$

$$\Phi_2 = 0.75$$

$$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_r = 4080 \text{ Kg/cm}^2$$

1ª condición

$$f_t' = \frac{N_d}{A} \leq \Phi_1 * f_y$$

$$x = \Phi_1 * f_y$$

$$x = 2277 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t' = 291.086 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t' \leq x$$

$$291.086 < 2277.000 \text{ CUMPLE!!!}$$

2ª condición

$$f_t'' = \frac{N_d}{A_{crit}} \leq x''$$

$$x'' = \Phi_2 * f_r$$

$$x'' = 3060 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t'' = 682.740 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t'' \leq x''$$

$$682.740 < 3060.00 \text{ CUMPLE!!!}$$

3ª condición

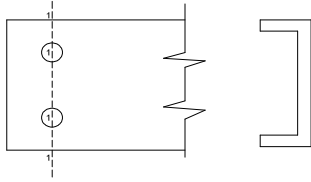
$$\lambda = \frac{k * L}{r} \leq 300$$

$$r_{min} = 0.42$$

$$\lambda = 190.47619$$

$$190.48 < 300.00 \text{ CUMPLE!!!}$$

Diseño del elemento 26 a Compresión



ACERO

ASTM – A36

$$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_d = 472.161 \text{ Kg}$$

$$f_r = 4080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = 110 \text{ cm}$$

$$\Phi = 3/8'' \quad 0.953 \text{ cm}$$

$$E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = 1.5 \text{ Tomado de la hipérbola de Euler}$$

$$F_{crit} = 0.658^{\lambda_c^2} * f_y$$

$$F_{crit} = 986.57199 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.85 * F_{crit}$$

$$F_a = 838.586 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = \frac{N_d}{A} \Rightarrow A = \frac{N_d}{F_a}$$

$$A = 0.563 \text{ cm}^2$$

$$R_{min} = \frac{k * L}{200}$$

$$R_{min} = 0.55 \text{ cm}$$

UPN 40*20

$$Peso = 2.87 \text{ Kg/m}$$

$$t_w = 1.8 \text{ cm}$$

$$r_y = 0.56 \text{ cm}$$

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

$$r_x = 1.44 \text{ cm}$$

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

$$A_g = 3.66 \text{ cm}^2$$

$$t_f = 0.55 \text{ cm}$$

$$r_2 = \frac{k * L}{r_y}$$

$$r_1 = 76.39 \text{ cm}$$

$$r = 196.43 \text{ cm}$$

$$r_2 = \frac{k * L}{r_y}$$

$$r_2 = 196.42857 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{k * L}{r * \pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = 0.0062$$

$$\lambda_c \leq 1.5 \Rightarrow F_{crit} = 0.658^{\lambda_c^2} * f_y$$

$$\lambda_c \geq 1.5 \Rightarrow F_{crit} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} * f_y$$

$$F_{crit} = 2529.9595 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.85 * F_{crit}$$

$$F_a = 2150.4655 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{N_d}{A}$$

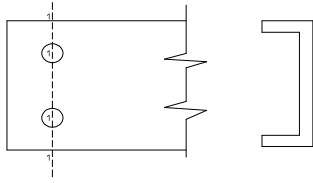
$$f_a = 129.00581 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a < F_a$$

$$129.006 < 2150.466$$

CUMPLE!!!

Diseño del elemento 29 a tracción



$$L = 120 \text{ cm}$$

UPN 30*15

$$\text{Peso} = 1.74 \text{ Kg/m}$$

$$h = 3 \text{ cm}$$

$$r_{\min} = 0.42 \text{ cm}$$

$$b_f = 1.5 \text{ cm}$$

$$A_g = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$t_f = 0.45 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.4 \text{ cm}$$

ACERO

ASTM – A36

$$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_r = 4080 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Phi = 3/8'' \quad 0.953 \text{ cm}$$

Diámetro de cálculo

$$d = \phi + 1/8''$$

$$d = 1.27 \text{ cm}$$

$$A_{\text{huecos}} = 1.268 \text{ cm}^2$$

Longitud crítica

$$L_{1-1-1-1} = h * (\# \text{ huecos} * d)$$

$$\#_{\text{huc}} = 2$$

$$L_{\text{crit}} = 7.62 \text{ cm}$$

Cálculo del área crítica

$$A_{\text{crit}} = A - A_{\text{Huecos}}$$

$$A_{\text{crit}} = 0.942 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{crit}} < \begin{matrix} A_{\text{crit}} & 0.942 \text{ cm}^2 \\ 0.85 * A & 1.8785 \text{ cm}^2 \end{matrix}$$

$$A_{\text{crit}} = 0.942 \text{ cm}^2$$

Carga mayorada

$$N_d = 758.804 \text{ Kg}$$

Comprobando condiciones de resistencia

$$\Phi_1 = 0.9$$

$$\Phi_2 = 0.75$$

$$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_r = 4080 \text{ Kg/cm}^2$$

1° condición

$$f_t' = \frac{N_d}{A} \leq \Phi_1 * f_y$$

$$x = \Phi_1 * f_y$$

$$x = 2277.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t' = 343.350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t' \leq x$$

$$343.350 < 2277.000 \text{ CUMPLE!!!}$$

2° condición

$$f_t'' = \frac{N_d}{A_{crit}} \leq x''$$

$$x'' = \Phi_2 * f_r$$

$$x'' = 3060 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t'' = 805.325 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t'' \leq x''$$

$$805.325 < 3060.000 \text{ CUMPLE!!!}$$

3° condición

$$\lambda = \frac{k * L}{r} \leq 300$$

$$r_{min} = 0.42$$

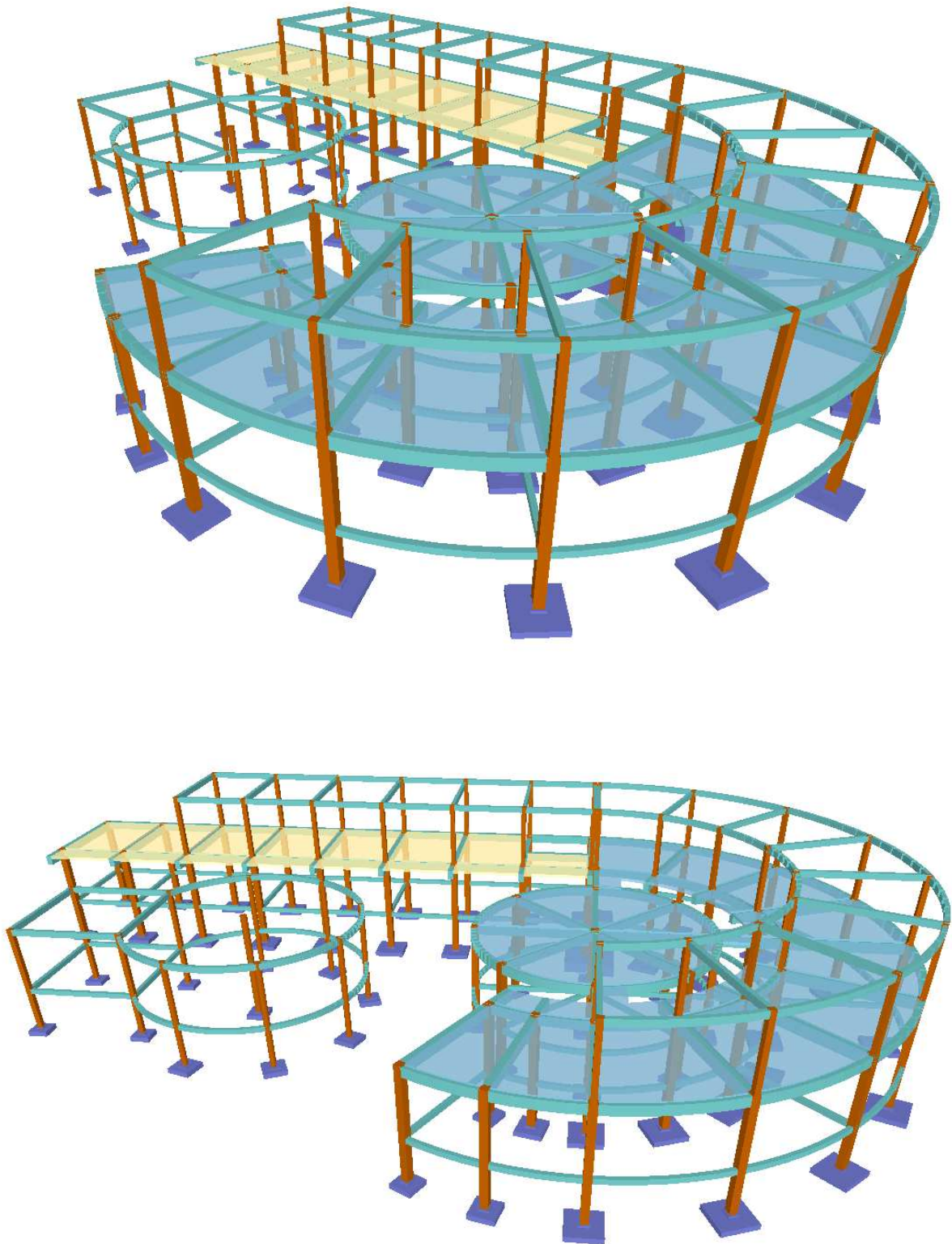
$$\lambda = 285.71429$$

$$285.714 < 300.000 \text{ CUMPLE!!!}$$

Resultado toda la cercha será diseñada con un perfil tipo UPN 50*80 mayor al diseñado, se utilizarán este tipo de perfil por ser comercial en el mercado.

3.4.2. Estructura de sustentación de la edificación.

3.4.2.1. Idealización de la estructura



3.4.2.2. Vigas de H°A°

Diseño de viga rectangular recta

Diseño a flexión positivo de la viga

Viga P27- P28

Datos:

$M =$	$18.87 \text{ Tn} \cdot \text{m}$	$f_{ck} =$	250 Kg/cm^2
$b_w =$	30 cm	$f_{yk} =$	4200 Kg/cm^2
$h =$	55 cm	$\gamma_s =$	1.15
$d =$	52 cm	$\gamma_c =$	1.5
$d_2 = r =$	3 cm	$n =$	1

Momento de cálculo

$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$M_d = n \cdot M$$

$$M_d = 1887000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

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

$$\mu_{sd} = 0.140$$

De la tabla 2 valores límites

$$\mu_{lim} = 0.332$$

$$\mu_{lim} \geq \mu_{sd} \rightarrow \text{No necesita armadura de compresion}$$

$$\mu_{sd} \geq \mu_{lim} \rightarrow \text{Necesita armadura a compresion}$$

$$\mu_{sd} = 0.140$$

$$\mu_{lim} = 0.332$$

$$0.332$$

> 0.140 No necesita armadura a compresión

μ	w
0.130	0.143
0.140	
0.150	0.167

$$w_s = 0.154 \text{ Interpolando de la tabla 3}$$

Tabla universal para flexión simple o compuesta

Cálculo de la armadura

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

$$A_s = 10.980 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d \quad A_{smin} = 5.148 \text{ cm}^2$$

$$w_{min} = 0.0033 \text{ Tabla 4 Cuantías geométricas mínimas}$$

Se escoge la mayor de las armaduras

$$A_s = 10.980 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 5.148 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 10.980 \text{ cm}^2$$

Diámetro	Plg	1/4.	5/16.	3/8.	1/2.	5/8.	3/4.	1
	mm	6	8	10	12	16	20	25
Área	cm ²	0.283	0.503	0.785	1.13	2.01	3.14	4.909
Barras	cm	600	600	600	600	600	600	600
# Barras		39.00	22.00	14.00	10.00	6.00	4.00	3.00
Espaciamiento	cm	0.02	0.29	0.71	1.20	2.40	4.00	5.50
Elección	4Ø20							

Diseño a flexión negativo de la viga

Datos:

$M =$	12.93 Tn*m	$f_{ck} =$	250 Kg/cm ²
$b_w =$	30 cm	$f_{yk} =$	4200 Kg/cm ²
$h =$	55 cm	$\gamma_s =$	1.15
$d =$	52 cm	$\gamma_c =$	1.5
$d_2 = r =$	3 cm	$n =$	1

Momento de cálculo

$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$M_d = n * M$$

$$M_d = 1293000 \text{ Kg*cm}$$

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

$$\mu_{sd} = 0.096$$

De la tabla 2 valores límites

$$\mu_{lim} = 0.332$$

$$\mu_{lim} \geq \mu_{sd} \rightarrow \text{No - necesita - armadura - de - compresion}$$

$$\mu_{sd} \geq \mu_{lim} \rightarrow \text{Necesita - armadura - a - compresion}$$

$$\mu_{sd} = 0.096$$

$$\mu_{lim} = 0.332$$

$$0.332 > 0.096 \text{ No necesita armadura a compresión}$$

μ	w
0.090	0.096

0.096	$w_s =$	0.102 Interpolando de la tabla 3
-------	---------	----------------------------------

0.100	0.107	Tabla universal para flexión simple o compuesta
-------	-------	---

Cálculo de la armadura

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

$$A_s = 7.292 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d \quad A_{smin} = 0.5445 \text{ cm}^2$$

$$w_{min} = 0.0033 \text{ Tabla 4 Cuantías geométricas mínimas}$$

Se escoge la mayor de las armaduras

$$A_s = 7.292 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.5445 \text{ cm}^2$$

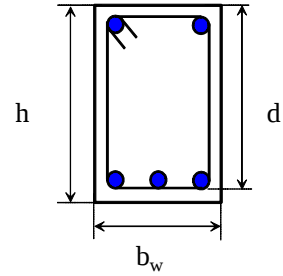
$$A_{sc} = 7.292 \text{ cm}^2$$

Diámetro	Plg	1/4.	5/16.	3/8.	1/2.	5/8.	3/4.	1
	mm	6	8	10	12	16	20	25
Área	cm ²	0.283	0.503	0.785	1.13	2.01	3.14	4.909
Barras	cm	600	600	600	600	600	600	600
# Barras		26.00	15.00	10.00	7.00	4.00	3.00	2.00
Espaciamiento	cm	0.32	0.80	1.40	2.23	4.40	6.00	9.50
Elección	4Ø16							

Diseño por cortante

Verificación de corte a d del apoyo

$V_u =$	24.83 Tn	$f_{cd} =$	166.67 Kg/cm ²
$b_w =$	30.00 cm	$f_{yd} =$	3652.17 Kg/cm ²
$h =$	55.00 cm	$t =$	100.00 cm
$d =$	52.00 cm	$n =$	1.00



Cálculo del esfuerzo cortante mayorado

$$V_d = 24830.0 \text{ Kg}$$

Cálculo del esfuerzo cortante absorbido por el Hormigón:

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 6.455 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$V_{cu} = 10069.76 \text{ Kg}$$

Cálculo del esfuerzo cortante de agotamiento por compresión del alma

$$V_{ou} = 0.3 * f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{ou} = 78000 \text{ Kg}$$

Verificaciones para armaduras transversales

Caso 1

Utilizar armadura mínima

$$V_d = 24830.0 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} = 10069.76 \text{ Kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$24830.0 \leq 10069.76$$

NO cumple ;;;

Caso 2

Calcular la armadura transversal

$$V_{cu} = 10069.76 \text{ Kg}$$

$$V_d = 24830.0 \text{ Kg}$$

$$V_{ou} = 78000 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} \leq V_d \leq V_{ou}$$

$$10069.76 \leq 24830.0 \leq 78000$$

Cumple ;;;

Caso 3

Es necesario aumentar las dimensiones de la sección

$$\begin{aligned} V_d &= 24830.0 \text{ Kg} \\ V_{ou} &= 78000 \text{ Kg} \end{aligned} \quad \boxed{V_d > V_{ou}}$$

$$24830.0 > 78000 \quad \text{NO cumple !!!}$$

Como estamos en el caso 2 son validas las dimensiones de la viga pero en las proximidades de sus apoyos, hay que disponer armadura transversal para el exceso de esfuerzo cortante.

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

$$V_{su} = 14760.2 \text{ Kg}$$

Armadura de cálculo

$$\boxed{V_{su} = \frac{0.9 * d}{s} * A * f_{yd}}$$

Utilizar $s=100\text{cm}$, cumple la condición

$$\begin{aligned} d &= 52 \text{ cm} \\ s &= 100 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cálculo del área de acero

$$\begin{aligned} V_{su} &= 14760.2 \text{ Kg} \\ s &= 100 \text{ cm} \\ d &= 52.00 \text{ cm} \\ f_{yd} &= 3652.17 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\boxed{A_{scal} = \frac{V_{su} * s}{0.9 * d * f_{yd}}}$$

$$A_{scal} = 8.64 \text{ cm}^2$$

Distribución de la armadura transversal

Cerco de los apoyos

Espaciamiento

$$\boxed{e = \frac{s * A\phi * 2}{A_s}}$$

$$\begin{aligned} s &= 100 \text{ cm} \\ \phi &= 0.503 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$e = 11.65 \text{ cm}$$

$$e = 10.00 \text{ cm} \quad \text{Asumido por recomendación}$$

Número de estribos al 25% de la longitud de la viga

$$\begin{aligned}L_{viga} &= 600 \text{ cm} \\ x &= 25.00 \% \\ e &= 10.00 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$N^{\circ}_{estrib} = \frac{L_{viga} * x}{e}$$

$$N^{\circ}_{estrib} = 15$$

En la zona del medio de la viga, el esfuerzo de corte va disminuyendo por lo que la distribución de los estribos es una distancia mas separada y con armadura transversal mínima.

$$\begin{aligned}b_w &= 30.00 \text{ cm} \\ t &= 100 \text{ cm} \\ f_{cd} &= 166.67 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{yd} &= 3652.17 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$As_{min} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$As_{min} = 2.74 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$\begin{aligned}t &= 100 \text{ cm} \\ \phi 8 &= 0.503 \text{ cm}^2 \\ As_{min} &= 2.74\end{aligned}$$

$$e = \frac{t * A\phi * 2}{As_{min}}$$

$$e = 36.74 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm}^2 \quad \text{Asumido}$$

Número de estribos al 50% de la longitud de la viga

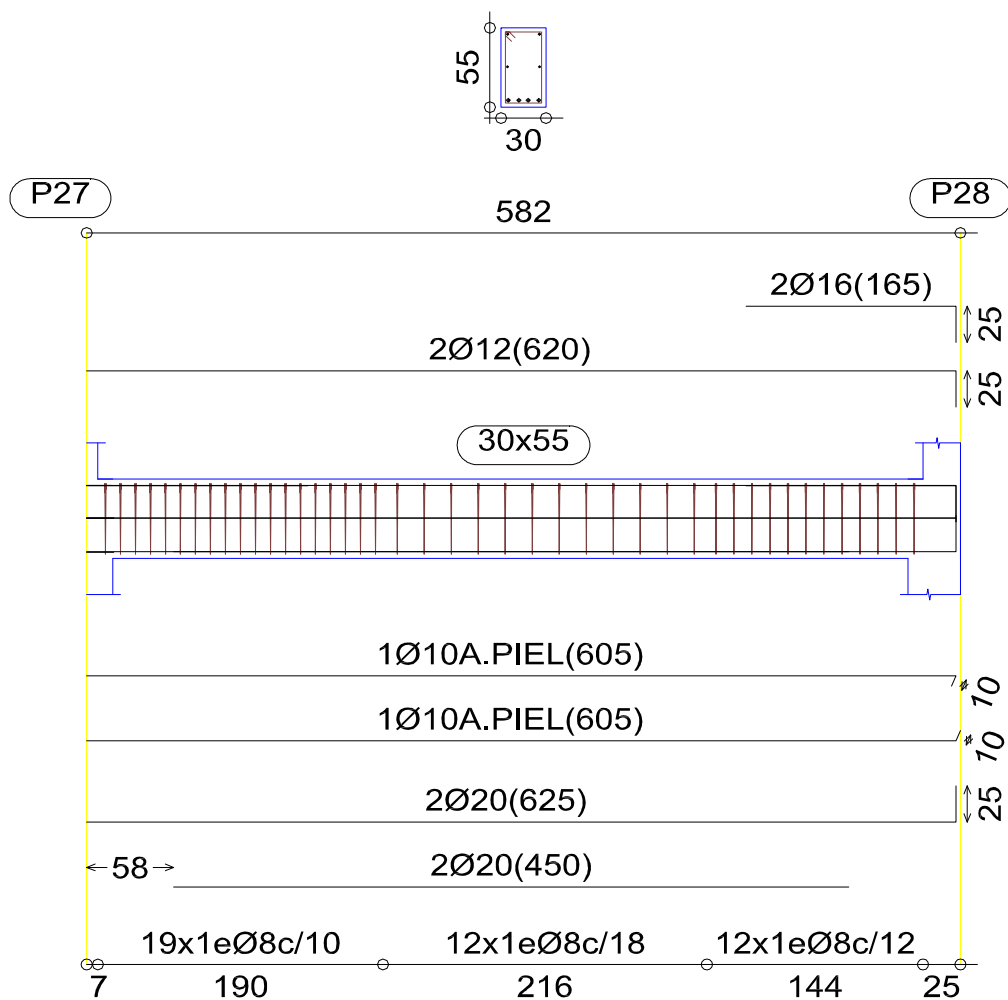
$$\begin{aligned}L_{viga} &= 600 \text{ cm} \\ x &= 50.00 \% \\ e &= 25.00 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$N^{\circ}_{estrib} = \frac{L_{viga} * x}{e}$$

$$N^{\circ}_{estrib} = 12$$

Número de estribos totales en toda la viga

$$N^{\circ}_{estrib.total} = 42 \phi 8$$



Diámetros calculados

Ø20=	4.00
Ø16=	4.00
Ø8=	42
Ø10=	2

Elemento	Diám.	No.
P27-P28	Ø20	2
	Ø20	2
	Ø10	2
	Ø16	2
	Ø8	43

La verificación que se cálculo de la viga P27 - P28 coincide casi en su totalidad con los resultados obtenidos en el programa utilizado

Diseño de viga rectangular curva

Diseño a flexión positivo de la viga

Viga P28-P30

Datos:

$M =$	5.12 Tn*m	$f_{ck} =$	250 Kg/cm ²
$b_w =$	25 cm	$f_{yk} =$	4200 Kg/cm ²
$h =$	45 cm	$\gamma_s =$	1.15
$d =$	43 cm	$\gamma_c =$	1.5
$d_2 = r =$	2 cm	$n =$	1

Momento de cálculo

$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

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

$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 3652.17 \text{ Kg/cm}^2$

$M_d = n * M$

$M_d = 512000 \text{ Kg*cm}$

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

$\mu_{sd} = 0.066$

De la tabla 2 valores límites

$\mu_{lim} = 0.332$

$\mu_{lim} \geq \mu_{sd} \rightarrow \text{No - necesita - armadura - de - compresion}$
 $\mu_{sd} \geq \mu_{lim} \rightarrow \text{Necesita - armadura - a - compresion}$

$\mu_{sd} = 0.066$

$\mu_{lim} = 0.332$

0.332

>

0.066 No necesita armadura a compresión

μ	w
0.060	0.063
0.066	
0.070	0.074

$w_s = 0.070$ Interpolando de la tabla 3

Tabla universal para flexión simple o compuesta

Cálculo de la armadura

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

$A_s = 3.436 \text{ cm}^2$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d \quad A_{smin} = 3.5475 \text{ cm}^2$$

$$w_{min} = 0.0033 \text{ Tabla 4 Cuantías geométricas mínimas}$$

Se escoge la mayor de las armaduras

$$A_s = 3.436 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 3.5475 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 3.548 \text{ cm}^2$$

Diámetro	Plg	1/4.	5/16.	3/8.	1/2.	5/8.	3/4.	1
	mm	6	8	10	12	16	20	25
Área	cm ²	0.283	0.503	0.785	1.13	2.01	3.14	4.909
Barras	cm	600	600	600	600	600	600	600
# Barras		13.00	8.00	5.00	4.00	2.00	2.00	1.00
Espaciamien	cm	1.02	1.83	3.20	4.05	8.90	8.50	18.50
Elección	4Ø12							

Diseño a flexión negativo de la viga

Datos:

$M =$	8.04 Tn*m	$f_{ck} =$	250 Kg/cm ²
$b_w =$	25 cm	$f_{yk} =$	4200 Kg/cm ²
$h =$	45 cm	$\nu_s =$	1.15
$d =$	43 cm	$\nu_c =$	1.5
$d_2 = r =$	2 cm	$n =$	1

Momento de cálculo

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \frac{f_c}{\gamma_c} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{yd} &= \frac{f_y}{\gamma_s} = 3652.17 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$M_d = n * M$$

$$M_d = 804000 \text{ Kg*cm}$$

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

$$\mu_{sd} = 0.104$$

De la tabla 2 valores límites

$$\mu_{lim} = 0.332$$

$$\begin{aligned} \mu_{lim} \geq \mu_{sd} &\rightarrow \text{No - necesita - armadura - de - compresion} \\ \mu_{sd} \geq \mu_{lim} &\rightarrow \text{Necesita - armadura - a - compresion} \end{aligned}$$

$$\mu_{sd} = 0.104$$

$$\mu_{lim} = 0.332$$

$$0.332 > 0.104 \text{ No necesita armadura a compresión}$$

$$\begin{array}{cc} \mu & w \\ 0.100 & 0.107 \end{array}$$

$$\begin{array}{cc} 0.104 & w_s = 0.112 \text{ Interpolando de la tabla 3} \end{array}$$

$$\begin{array}{cc} 0.110 & 0.119 \end{array} \quad \text{Tabla universal para flexión simple o compuesta}$$

Cálculo de la armadura

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

$$A_s = 5.515 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d \quad A_{smin} = 0.297 \text{ cm}^2$$

$$w_{min} = 0.0033 \text{ Tabla 4 Cuantías geométricas mínimas}$$

Se escoge la mayor de las armaduras

$$A_s = 5.515 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.297 \text{ cm}^2$$

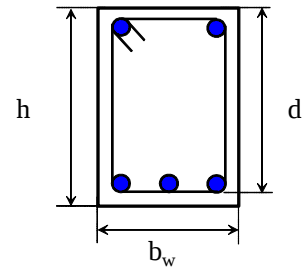
$$A_{sc} = 5.515 \text{ cm}^2$$

Diámetro	Plg	1/4.	5/16.	3/8.	1/2.	5/8.	3/4.	1
	mm	6	8	10	12	16	20	25
Área	cm ²	0.283	0.503	0.785	1.13	2.01	3.14	4.909
Barras	cm	600	600	600	600	600	600	600
# Barras		26.00	15.00	10.00	7.00	4.00	3.00	2.00
Espaciamien	cm	0.21	0.60	1.10	1.80	3.65	5.00	8.00
Elección	4Ø16							

Diseño por cortante

Verificación de corte a d del apoyo

$V_u =$	8.09 Tn	$f_{cd} =$	166.67 Kg/cm ²
$b_w =$	25.00 cm	$f_{yd} =$	3652.17 Kg/cm ²
$h =$	45.00 cm	$t =$	100.00 cm
$d =$	43.00 cm	$n =$	1



Cálculo del esfuerzo cortante mayorado

$$V_d = 8090.0 \text{ Kg}$$

Cálculo del esfuerzo cortante absorbido por el Hormigón:

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 6.455 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$V_{cu} = 6939.1 \text{ Kg}$$

Cálculo del esfuerzo cortante de agotamiento por compresión del alma

$$V_{ou} = 0.3 * f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{ou} = 53750 \text{ Kg}$$

Verificaciones para armaduras transversales

Caso 1

Utilizar armadura mínima

$$V_d = 8090.0 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} = 6939.0952 \text{ Kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$8090.0 <= 6939.1$$

NO cumple ;;;

Caso 2

Calcular la armadura transversal

$$V_{cu} = 6939.0952 \text{ Kg}$$

$$V_d = 8090.0 \text{ Kg}$$

$$V_{ou} = 53750 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} \leq V_d \leq V_{ou}$$

$$6939.0952 <= 8090.0 <= 53750$$

Cumple ;;;

Caso 3

Es necesario aumentar las dimensiones de la sección

$$V_d = 8090.0 \text{ Kg}$$

$$V_{ou} = 53750 \text{ Kg}$$

$$V_d > V_{ou}$$

$$8090.0 > 53750$$

NO cumple ;;;

Como estamos en el caso 2 son validas las dimensiones de la viga pero en las proximidades de sus apoyos, hay que disponer armadura transversal para el exceso de esfuerzo cortante.

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

$$V_{su} = 1150.9 \text{ Kg}$$

Armadura de cálculo

$$V_{su} = \frac{0.9 * d}{s} * A * f_{yd}$$

Utilizar $s=100\text{cm}$, cumple la condición

$$d = 43 \text{ cm}$$

$$s = 100 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero

$$V_{su} = 1150.9 \text{ Kg}$$

$$s = 100 \text{ cm}$$

$$d = 43.00 \text{ cm}$$

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

$$A_{scal} = \frac{V_{su} * s}{0.9 * d * f_{yd}}$$

$$A_{scal} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Distribución de la armadura transversal

Cerco de los apoyos

Espaciamiento

$$e = \frac{s * A\phi * 2}{A_s}$$

$$s = 100 \text{ cm}$$

$$\phi 6 = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$e = 69.51 \text{ cm}$$

$$e = 12.00 \text{ cm}$$

Asumido por recomendación

Número de estribos al 25% de la longitud de la viga

$$\begin{aligned}L_{viga} &= 600 \text{ cm} \\ x &= 25.00 \% \\ e &= 12.00 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$N^{\circ}_{estrib.} = \frac{L_{viga} * x}{e}$$

$$N^{\circ}_{estrib.} = 12.5$$

En la zona del medio de la viga, el esfuerzo de corte va disminuyendo por lo que la distribución de los estribos es una distancia mas separada y con armadura transversal mínima.

$$\begin{aligned}bw &= 25.00 \text{ cm} \\ t &= 100 \text{ cm} \\ f_{cd} &= 166.67 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{yd} &= 3652.17 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$As_{min} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$As_{min} = 2.28 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$\begin{aligned}t &= 100 \text{ cm} \\ \phi 6 &= 0.283 \text{ cm}^2 \\ As_{min} &= 2.28\end{aligned}$$

$$e = \frac{t * A\phi * 2}{As_{min}}$$

$$e = 24.81 \text{ cm}^2$$

$$e = 15 \text{ cm}^2 \quad \text{Asumido}$$

Número de estribos al 50% de la longitud de la viga

$$\begin{aligned}L_{viga} &= 600 \text{ cm} \\ x &= 50.00 \% \\ e &= 15.00 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$N^{\circ}_{estrib.} = \frac{L_{viga} * x}{e}$$

$$N^{\circ}_{estrib.} = 20$$

Número de estribos totales en toda la viga

$$N^{\circ}_{estrib.total} = 45 \phi 6$$

Diseño por torsión

Datos:

$$\begin{aligned}
 T &= 0.42 \text{ Tn} \\
 b &= 25 \text{ cm} \\
 h &= 45 \text{ cm} \\
 f_{cd} &= 166.67 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_{yd} &= 3652.17 \text{ Kg/cm}^2 \\
 d2=r &= 2 \text{ cm} \\
 Td &= 420.00 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\tau_t = \frac{T}{2 * A_c * t}$$

$$\begin{aligned}
 A_c &= 861.00 \text{ cm}^2 \\
 \tau_t &= 0.059 \text{ Kg/cm}
 \end{aligned}$$

Sección ideal de diseño

$$\begin{aligned}
 b_s &= 21 & b_s &\geq \frac{5}{6}b & t &= \frac{b}{6} & A_e &= \frac{5*b}{6} * \left(h - \frac{b}{6}\right) \\
 h_s &= 41
 \end{aligned}$$

$$21 \geq 20.83333 \text{ cm} \quad \text{Cumple!!!}$$

$$\begin{aligned}
 t &= 4.1666667 \text{ cm} \\
 A_e &= 850.6944 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Dimensionamiento en el estado último

$$T_{ou} = 0.36 * f_{cd} * A_e * t$$

$$T_{ou} = 212673.6 \text{ Kg}$$

$$T_d \leq T_{ou}$$

$$420 \leq 212673.6 \quad \text{Cumple!!!}$$

$$0.36 * f_{cd} < 90 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$60 \leq 90 \quad \text{Cumple!!!}$$

Verificación a torsión y esfuerzo cortante

$$V_d = 8090.0 \text{ Kg}$$

$$V_{ou} = 53750 \text{ Kg}$$

$$T_d = 420.00$$

$$T_{ou} = 212673.61 \quad 0.152 \leq 1 \quad \text{Cumple!!!}$$

$$\frac{T_d}{T_{ou}} + \frac{V_d}{V_{ou}} \leq 1$$

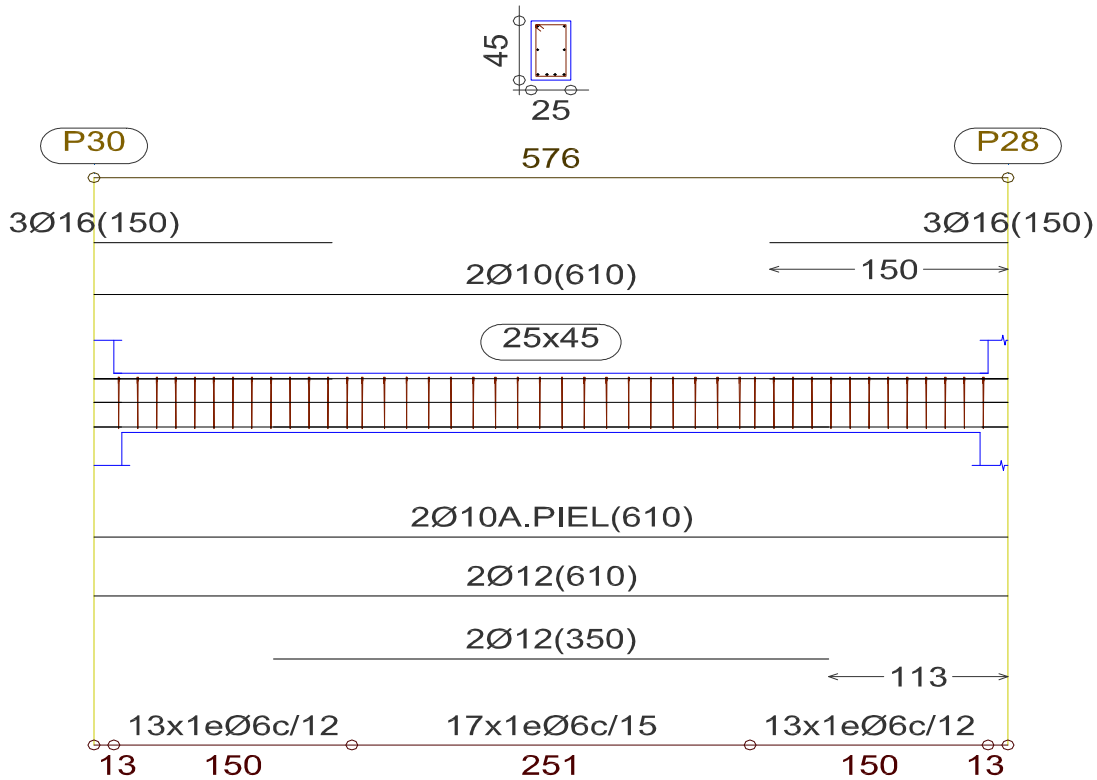
Cálculo de la armadura

$$A_s = \frac{T_d * s}{2 * A_e * f_{yd}}$$

s= 100 cm

$$A_s = 0.00676 \text{ cm}^2$$

La área de la armadura de torsión se sumara a la área de armadura de corte.



Diámetros calculados

Ø12= 4
Ø16= 4
Ø10= 2
Ø6= 45

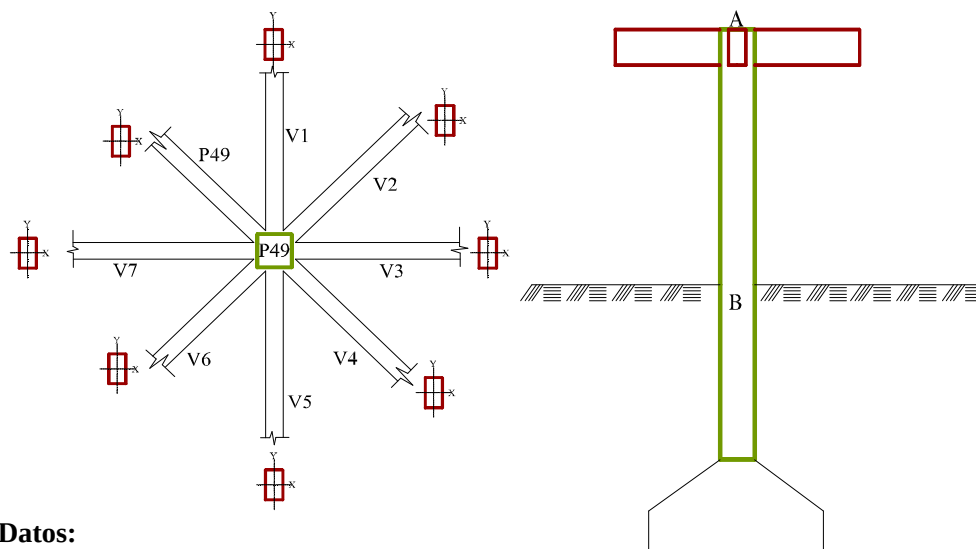
Elemento	Diám.	No.
P27-P28	Ø12	2
	Ø12	2
	Ø10	2
	Ø16	3
	Ø6	43

La verificación que se cálculo de la viga P30 - P28 coincide casi en su totalidad con los resultados obtenidos en el programa utilizado

3.4.2.3. Columnas H°A°.

DISEÑO DE COLUMNAS

Columna P49



Datos:

$$L = 320 \text{ cm}$$

$$N_d = 61.77 \text{ Tn}$$

$$M_{d1x} = 1.24 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

$$M_{d2y} = 0.3 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

$$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$I_x = 213333.3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 213333.3 \text{ cm}^4$$

Cálculo de ψ_A y ψ_B

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$$

Punto A

Viga 1

$$L = 600 \text{ cm}$$

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

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$I_x = 189843.75 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 58593.750 \text{ cm}^4$$

Viga 2

$$L = 600 \text{ m}$$

$$b = 25 \text{ m}$$

$$h = 45 \text{ m}$$

$$I_x = 189843.75 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 58593.750 \text{ cm}^4$$

Viga 3

$$\begin{aligned} L &= 600 \text{ m} & I_x &= 189843.75 \text{ cm}^4 \\ b &= 25 \text{ m} & I_y &= 58593.750 \text{ cm}^4 \\ h &= 45 \text{ m} \end{aligned}$$

Viga 4

$$\begin{aligned} L &= 600 \text{ m} & I_x &= 189843.75 \text{ cm}^4 \\ b &= 25 \text{ m} & I_y &= 58593.750 \text{ cm}^4 \\ h &= 45 \text{ m} \end{aligned}$$

Viga 5

$$\begin{aligned} L &= 600 \text{ m} & I_x &= 189843.75 \text{ cm}^4 \\ b &= 25 \text{ m} & I_y &= 58593.750 \text{ cm}^4 \\ h &= 45 \text{ m} \end{aligned}$$

Viga 6

$$\begin{aligned} L &= 600 \text{ m} & I_x &= 189843.75 \text{ cm}^4 \\ b &= 25 \text{ m} & I_y &= 58593.750 \text{ cm}^4 \\ h &= 45 \text{ m} \end{aligned}$$

Viga 7

$$\begin{aligned} L &= 600 \text{ m} & I_x &= 189843.75 \text{ cm}^4 \\ b &= 25 \text{ m} & I_y &= 58593.750 \text{ cm}^4 \\ h &= 45 \text{ m} \end{aligned}$$

Punto B**Viga 1**

$$\begin{aligned} L &= 600 \text{ cm} & I_x &= 26041.67 \text{ cm}^4 \\ b &= 20 \text{ cm} & I_y &= 16666.667 \text{ cm}^4 \\ h &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

Viga 2

$$\begin{aligned} L &= 600 \text{ cm} & I_x &= 26041.67 \text{ cm}^4 \\ b &= 20 \text{ cm} & I_y &= 16666.667 \text{ cm}^4 \\ h &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

Viga 3

$$\begin{aligned} L &= 600 \text{ cm} & I_x &= 26041.67 \text{ cm}^4 \\ b &= 20 \text{ cm} & I_y &= 16666.667 \text{ cm}^4 \\ h &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

Viga 4

$$\begin{aligned} L &= 600 \text{ cm} & I_x &= 26041.67 \text{ cm}^4 \\ b &= 20 \text{ cm} & I_y &= 16666.667 \text{ cm}^4 \\ h &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

Viga 5

$$\begin{array}{lll}
 L = & 600 \text{ cm} & I_x = 26041.67 \text{ cm}^4 \\
 b = & 20 \text{ cm} & I_y = 16666.667 \text{ cm}^4 \\
 h = & 25 \text{ cm} &
 \end{array}$$

Viga 6

$$\begin{array}{lll}
 L = & 600 \text{ cm} & I_x = 26041.67 \text{ cm}^4 \\
 b = & 20 \text{ cm} & I_y = 16666.667 \text{ cm}^4 \\
 h = & 25 \text{ cm} &
 \end{array}$$

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum \frac{E * I}{L} \rightarrow \rightarrow \text{columnas}}{\sum \frac{E * I}{L} \rightarrow \rightarrow \text{Vigas}}$$

$$\psi_B = 0 \text{ Cuando esta empotrado en el suelo}$$

$$\psi_B = 10 \text{ Cuando esta apoyado en el suelo}$$

$$\psi_{Ay} = 0.403 \quad \psi_{By} = 3.122$$

$$\psi_{Ax} = 0.403 \quad \psi_{Bx} = 3.122$$

De la tabla 6 anexo A2 monograma que ofrecen la longitud de pandeo en soporte de pórticos Entrando al monograma suponiendo un pórtico traslacional o desplazable determinamos α donde $\alpha=K$

$$\alpha_y = 1.54$$

$$\alpha_x = 1.54$$

condiciones que se se deben cumplir**Valores límites de para la esbeltez****Caso 1**

La pieza es considerada corta (no hay pandeo) no hay necesidad de calcular la excentricidad.

$$\lambda < 35 \text{ --- o --- } \lambda_g < 10$$

Caso 2

Puede aplicarse en método aproximado

$$35 \leq \lambda \leq 100 \text{ --- o --- } 10 \leq \lambda_g \leq 29$$

Cálculo de la longitud de pandeo y la esbeltez

$$L_o = \alpha * L$$

$$L_o = 492.8 \text{ cm}$$

Cálculo de la esbeltez geométrica

$$\lambda_g = \frac{L_o}{b}$$

$$\lambda_g = 12.32$$

Aplicar método aproximado

Cálculo de la armadura necesaria

Excentricidad de Primer orden

$$e_{o1} = \frac{M_{d1}}{N_d}$$

$$e_{o2} = \frac{M_{d2}}{N_d}$$

$$e_{o1} = 2.0074 \text{ cm}$$

$$e_{o2} = 0.4857 \text{ cm}$$

$$e_o = 0.6 * e_{o2} + 0.4 * e_{o1}$$

$$e_o = 0.4 * e_{o2}$$

$$e_o = 1.094 \text{ cm}$$

$$e_o = 0.194 \text{ cm}$$

$$e_o = 1.094 \text{ cm}$$

$$e_a = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{h + 20 * e_o}{h + 10 * e_o} * \frac{L_o^2}{h} 10^{-4}$$

$$e_a = 2.982 \text{ cm}$$

$$e_{Total} = 4.9897 \text{ cm}$$

$$e_{Total} = 0.0499 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos reducidos μ y ν

$$\nu = \frac{N_d}{h * b * f_{cd}}$$

$$\mu_a = \frac{M_{d1}}{A_c * h * f_{cd}}$$

$$\mu_b = \frac{M_{d2}}{A_c * b * f_{cd}}$$

$$A_c = h * b$$

$$A_c = 1600.000 \text{ cm}^2$$

$$\nu = 0.232$$

$$\mu_a = 0.0116$$

$$\mu_1 = \mu_b \text{ y } \mu_2 = \mu_a$$

Abaco 2

$$\mu_b = 0.0028$$

Adoptando 8Ø12

$$A_{\phi 12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 9.04 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{A_{tot} * f_{yd}}{A_c * f_{cd}}$$

$$w = 0.124$$

Cálculo de la armadura

$$A = \frac{w * b * h * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A = 9.040 \text{ cm}^2$$

Diámetro	Plg	1/4.	5/16.	3/8.	1/2.	5/8.	3/4.	1
	mm	6	8	10	12	16	20	25
Área	cm ²	0.283	0.503	0.785	1.13	2.01	3.14	4.909
Barras	cm	320	320	320	320	320	320	320
# Barras		32.00	18.00	12.00	8.00	5.00	3.00	2.00
Elección	8Ø12							

Cálculo de armadura de corte (estribos)

Para la determinación de los estribos se utilizará el 25% de la As longitudinal

$$As = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 6 = 0.28 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento para 1m

$$e = 12.52 \text{ cm}$$

Número total de estribos

$$N^{\circ} = 26 \text{ Estribos}$$

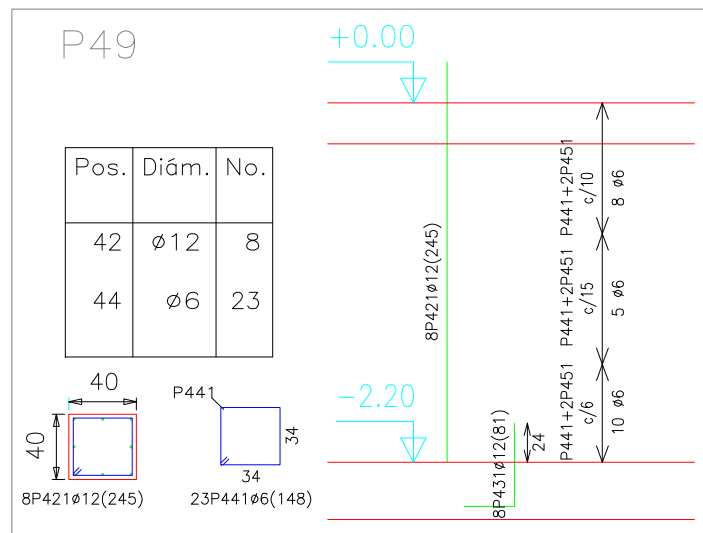
Verificación

Manual

$$\emptyset 12 = 8 \text{ barras}$$

$$\emptyset 6 = 26 \text{ estribos}$$

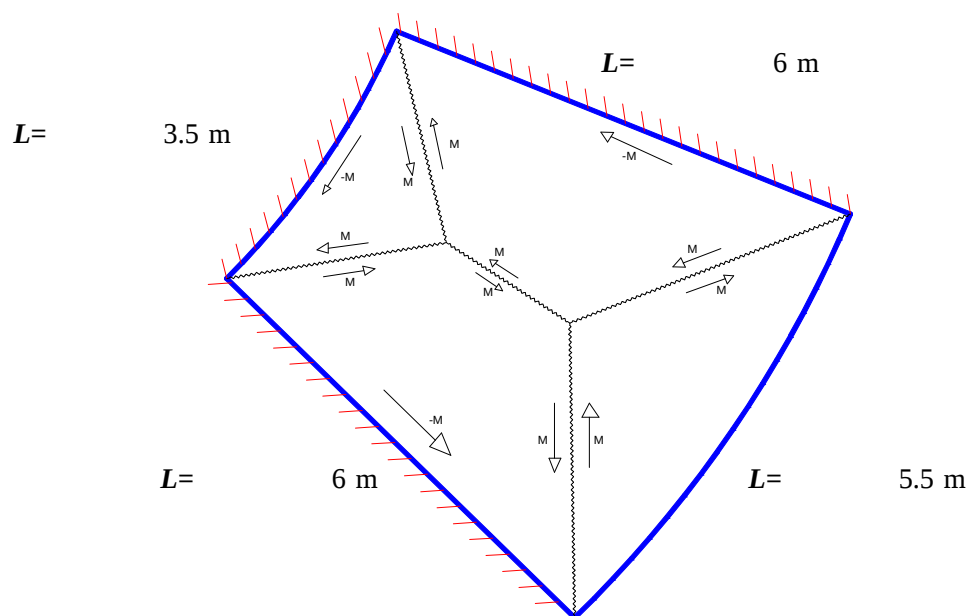
Paquete computarizado



Se puntualizó que la verificación manual se cumple en su totalidad con el cálculo desarrollado del programa computarizado

3.4.2.4. Losas.

DISEÑO DE LOSAS MACIZAS



Espesor de la losa

$$L_x = 600\text{ cm}$$

$$h = 15\text{ cm}$$

$$a = 6\text{ m}$$

$$b = 5.5\text{ m}$$

Área de losa

$$A = 26.2\text{ m}^2$$

Solicitaciones máximas

$$\gamma_{H^o} = 2500\text{ Kg/m}^3 \quad \text{Peso específico del Hormigón}$$

$$S.P. = 150\text{ Kg/m}^2 \quad \text{Sobre Piso + Acabado}$$

$$q = 100\text{ Kg/m}^2 \quad \text{Tabiquería}$$

Sobre Carga "S.C."

$$S.C. = 300\text{ Kg/m}^2$$

Cargas de uso (superficie)

$$q_p = 475\text{ Kg/m}^2$$

$$q_{S.P.} = 150\text{ Kg/m}^2$$

$$q_{S.C.} = 300\text{ Kg/m}^2$$

$$q_t = 925\text{ Kg/m}^2$$

Aplicando el método de línea de ruptura

Por semejanza geométrica (ref. Instituto técnico de la construcción y el cemento)

$$a * M + a * M' = \left[\frac{1}{6} * \left(\frac{b}{2} \right)^2 * a + \frac{1}{3} * \left(\frac{b}{2} \right)^2 * \varphi \right] * q \quad 1$$

$$b * M + b * M' = \frac{1}{6} * b * \left(\frac{a - \varphi}{2} \right)^2 * q \quad 2$$

$$\varphi = b * \frac{\lambda^2 + 1 - \sqrt{1 + 3 * \lambda^2}}{3 * \lambda} \quad \lambda = \frac{b}{a}$$

$$\lambda = 0.92$$

$$\psi = -0.0722212 \text{ m}$$

$$M' = 1.5 * M \quad (1-2) * M$$

$$M_x = 2435.546 \text{ Kg*m}$$

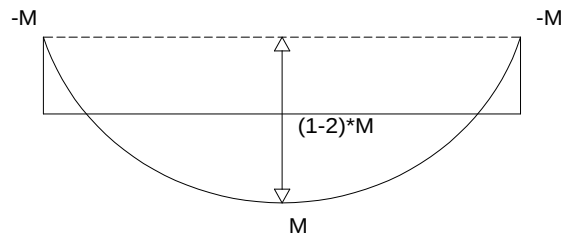
$$M_y = 2534.941 \text{ Kg*m}$$

$$M'_x = 3653.319 \text{ Kg*m}$$

$$M'_y = 3802.412 \text{ Kg*m}$$

$$M_x(-) = 1217.773 \text{ Kg*m}$$

$$M_y(-) = 1267.471 \text{ Kg*m}$$



Cálculo armadura positiva

Dirección x

$$f_{ck} = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 2435.55 \text{ Kg*m}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 2.00 \text{ cm}$$

$$d = 13.00 \text{ cm}$$

$$M_d = 389687.36 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.322 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

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

$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

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

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\mu = 0.138$$

$$\mu < \mu_{lim}$$

$$0.138$$

<

$$0.322 \text{ CUMPLE}$$

μ	w	
0.130	0.143	
0.138		$w = 0.153$ Interpolando de la tabla 3
0.140	0.155	Tabla universal para flexión simple o compuesta

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

$$A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = c * d * b_w$$

$$w_{\min} = 0.0018 \text{ Cuantías geométricas mínimas Tabla 4}$$

$$A_{s_{\min}} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.05 \text{ cm}^2 \quad \text{Mayor valor de } A_s \text{ y } A_{s_{\min}}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\emptyset 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 8.01$$

Espaciamiento

$$C = 12.48 \text{ cm}$$

$$C = 10.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 10.00$$

$$\text{Para } 1m = 10.00 \emptyset 12$$

$$C = 10.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$11.3 > 9.05 \quad \text{CUMPLE}$$

Cálculo armadura positiva

Dirección y

$$f_{ck} = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 2534.94 \text{ Kg*m}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 2.00 \text{ cm}$$

$$d = 13.00 \text{ cm}$$

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

$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

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

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$M_d = 405590.57 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.322 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

$$\mu = 0.1440$$

$$\mu < \mu_{lim}$$

$$0.1440 < 0.322 \text{ CUMPLE}$$

$$\begin{array}{cc} \mu & w \\ 0.140 & 0.155 \end{array}$$

$$0.1440 \quad w = 0.160 \text{ Interpolando de la tabla 3}$$

$$0.150 \quad 0.167 \quad \text{Tabla universal para flexión simple o compuesta}$$

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

$$9.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = c * d * b_w$$

$$w_{min} = 0.0018 \text{ Cuantías geométricas mínimas Tabla 4}$$

$$A_{s_{min}} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.46 \text{ cm}^2 \quad \text{Mayor valor de } A_s \text{ y } A_{smin}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\emptyset 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 8.37$$

Espaciamiento

$$C = 11.94 \text{ cm}$$

$$C = 10.00 \text{ cm} \quad \text{Asumido por seguridad}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 10.00$$

$$\text{Para } 1m = 10.00 \emptyset 12 \quad C = 10.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 9.46 \text{ cm}^2$$

$$11.3 > 9.46 \text{ CUMPLE}$$

Cálculo armadura negativa

Dirección x

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 250.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{yk} &= 4200.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ X &= 1217.77 \text{ Kg*m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{yd} &= 3652.17 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{cd} &= 166.67 \text{ Kg/cm}^2 \\ b_w &= 100.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \frac{f_c}{\gamma_c} \\ f_{yd} &= \frac{f_y}{\gamma_s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r &= 2.00 \text{ cm} & \gamma_c &= 1.5 \\ d &= 13.00 \text{ cm} & \gamma_s &= 1.15 \end{aligned}$$

$$X_d = 194843.68 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.322 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

$$\mu = 0.07$$

$$\mu < \mu_{lim}$$

$$0.0692 < 0.322 \text{ CUMPLE}$$

$$\begin{aligned} \mu & & w \\ 0.060 & & 0.063 \\ 0.0692 & & \\ 0.070 & & 0.074 \end{aligned}$$

$$w = 0.073 \text{ Interpolando de la tabla 3}$$

Tabla universal para flexión simple o compuesta

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

$$A_s = 4.331 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = c * d * b_w$$

$$w_{min} = 0.0018 \text{ Cuantías geométricas mínimas Tabla 4}$$

$$A_{s_{min}} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.33 \text{ cm}^2 \text{ Mayor valor de } A_s \text{ y } A_{s_{min}}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\varnothing 10 = 0.785 \text{ cm}^2 \text{ Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.52$$

Espaciamiento

$$C = 18.13 \text{ cm}$$

$$C = 15.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 7.00$$

$$\text{Para } 1m = 7.00 \varnothing 10 \quad C = 15.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$5.50 > 4.33 \text{ CUMPLE}$$

Cálculo armadura negativa

Dirección y

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 250.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{yk} &= 4200.00 \text{ Kg/cm}^2 \\ X &= 1267.47 \text{ Kg*m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{yd} &= 3652.17 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{cd} &= 166.67 \text{ Kg/cm}^2 \\ b_w &= 100.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \frac{f_c}{\gamma_c} \\ f_{yd} &= \frac{f_y}{\gamma_s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r &= 2.00 \text{ cm} & \gamma_c &= 1.5 \\ d &= 13.00 \text{ cm} & \gamma_s &= 1.15 \end{aligned}$$

$$X_d = 202795.3 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.322 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

$$\mu = 0.0720$$

$$\mu < \mu_{lim}$$

$$0.0720 < 0.322 \text{ CUMPLE}$$

$$\begin{aligned} \mu & & w \\ 0.070 & & 0.074 \\ 0.0720 & & \\ 0.080 & & 0.085 \end{aligned}$$

$$w = 0.076 \text{ Interpolando de la tabla 3}$$

Tabla universal para flexión simple o compuesta

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

$$A_s = 4.515 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = c * d * b_w$$

$$w_{min} = 0.0018 \text{ Cuantías geométricas mínimas Tabla 4}$$

$$A_{s_{min}} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.5146 \text{ cm}^2 \text{ Mayor valor de } A_s \text{ y } A_{s_{min}}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\varnothing 10 = 0.785 \text{ cm}^2 \text{ Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.75$$

Espaciamiento

$$C = 17.39 \text{ cm}$$

$$C = 15.00 \text{ cm} \text{ Asumido}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 7.00$$

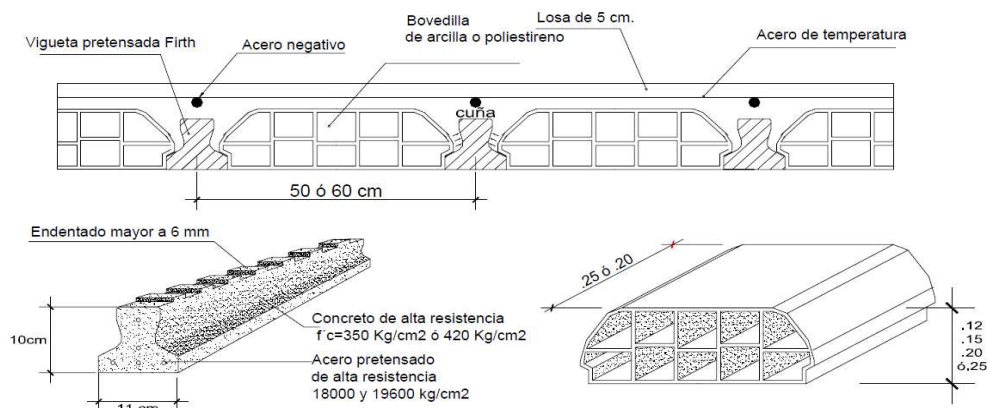
$$\text{Para } 1m = 7.00 \varnothing 10 \quad C = 15.00 \text{ cm}$$

$$A_s = 4.51 \text{ cm}^2$$

$$5.50 > 4.51 \text{ CUMPLE}$$

Resumen			
Armadura positiva		Armadura Negativa	
Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
10Ø12c/10cm	10Ø12c/10cm	7Ø10c/15cm	7Ø10c/15cm

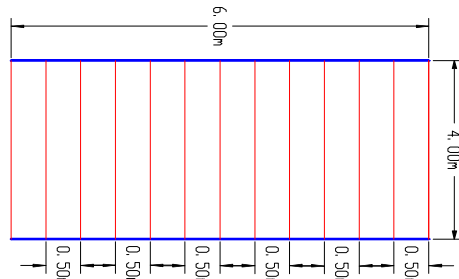
DISEÑO DE LOSA ALIVIANADA



$f'c=$	350 Kg/cm^2	Resistencia de vigueta
$fc=$	210 Kg/cm^2	Resistencia carpeta de hormigón
$fy=$	4200 Kg/cm^2	Resistencia del acero
$h=$	10 cm	Altura de vigueta
$e=$	50 cm	Espacio entre viguetas
$h'=$	5 cm	Altura carpeta de hormigón
$P_p=$	164 Kg/m^2	Peso vigueta + polietileno tabla 7
$bw=$	11 cm	Ancho base de vigueta

Distribución de viguetas

$L_y=$	6 m
$L_x=$	4 m
$e=$	50 cm
$N^{\circ}_{vig}=$	13
$A=$	24 m^2



Cargas utilizadas

$P_p=$	164 Kg/m^2	
$S.P.=$	50 Kg/m^2	Sobre Piso + Acabado
Sobre Carga "S.C."		
$S.C.=$	300 Kg/m^2	
$q_t=$	514 Kg/m^2	

$$L = 4 \text{ m}$$

$$q_t = 2056 \text{ Kg/m}$$

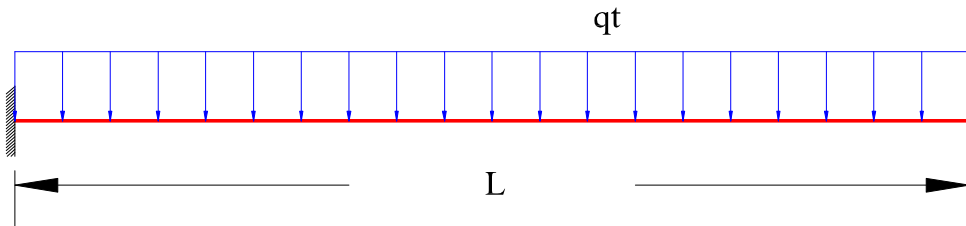
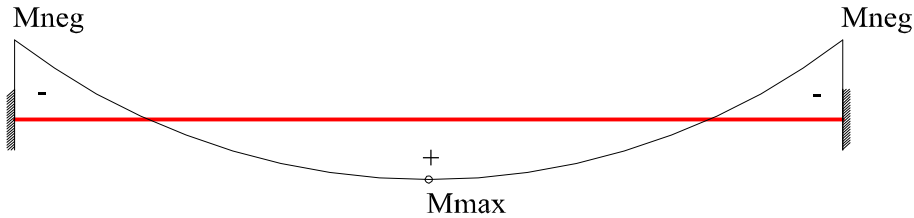


Diagrama de momentos



$$M_{neg} = 2741.33 \text{ Kg*m}$$

$$M_{max} = 1370.67 \text{ Kg*m}$$

El momento máximo calculado, de acuerdo a lo establecido en la tabla 7 corresponde usar viguetas Tipo 7 que soporta momentos admisibles de 1486 Kg*m

Cálculo del momento negativo en la losa

$$\phi = 1.6$$

$$Mu_{neg} = 4386.13 \text{ Kg*m}$$

$$Mu_{neg} = \phi * M_{neg}$$

Cálculo de Acero negativo

$$\mu = \frac{Mu_{neg}}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

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

$$f_{cd} = 140.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$Mu_{neg} = 438613.3 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.332 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

$$\mu = 0.185$$

$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

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

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\mu < \mu_{lim}$$

$$0.185 < 0.332 \text{ CUMPLE}$$

0.180 0.206
 0.185 $w_s =$ 0.213 Interpolando de la tabla 3
 0.190 0.219

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

$$A_s = 10.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = c * d * b_w$$

$c =$ 0.0018 Cuantías geométricas mínimas Tabla 4

$$A_{s_{\min}} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.61 \text{ cm}^2 \quad \text{Mayor valor de } A_s \text{ y } A_{s_{\min}}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 9.39$$

Espaciamiento

$$C = 10.66 \text{ cm}$$

$$C = 25 \text{ cm} \quad \text{Asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 4 \phi 12 \quad C = 25 \text{ cm}$$

$$\phi 10 = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 13.51$$

Espaciamiento

$$C = 7.40 \text{ cm}$$

$$C = 12 \text{ cm} \quad \text{Asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 8 \phi 10 \quad C = 12 \text{ cm}$$

$$A_s = 10.61 \text{ cm}^2$$

$$10.8 > 10.61 \quad \text{CUMPLE}$$

4Ø12c/25cm

8Ø10c/12cm

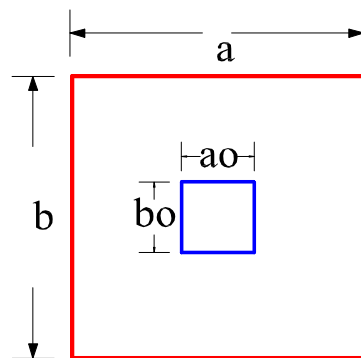
3.4.2.5. Cimentaciones.

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Zapata diseñada P27

Datos:

$N =$	35860 Kg	$a_o =$	35 cm
$M_x =$	75000 Kg*cm	$b_o =$	35 cm
$M_y =$	0 Kg*cm	$f_{ck} =$	250 Kg/cm ²
$V_x =$	1040 Kg	$f_{yk} =$	4200 Kg/cm ²
$V_y =$	10 Kg	$\nu_s =$	1.15
$\sigma_{adm} =$	1.26 Kg/cm ²	$\nu_c =$	1.5
$\gamma_{HA} =$	2500 Kg/m ³	$\nu_f =$	1.6



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

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Para calcular el peso propio de la zapata asumimos un valor del 5% del total de la carga.

$$N_T = x * N$$

$$x = 1.05$$

$$N_T = 37653 \text{ Kg}$$

Determinación de a y b

Área necesaria

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

$$A_{nec} = 29883.333 \text{ cm}^2$$

$$a = 180 \text{ cm}$$

$$b = 180 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = 32400 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} \geq A_{nec}$$

$$32400 \geq 29883.333$$

Cumple!!!

Cálculo de excentricidades de cargas.

$$e_x = \frac{M_y}{N}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N}$$

$$e_x = 0.00 \text{ cm}$$

$$e_y = 2.09 \text{ cm}$$

Verificando la carga ubicada en el tercio medio de la cimentación

$$e < \frac{b}{6}$$

$$\begin{array}{llll} e_x = & 0.00 & < & 30.00 & \text{Cumple!!!} \\ e_y = & 2.09 & < & 30.00 & \text{Cumple!!!} \end{array}$$

Para comprobar si la dimensiones cumplen.

Verificación al esfuerzo máximo

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{a} + \frac{6 * e_y}{b} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} * \left(1 - \frac{6 * e_x}{a} - \frac{6 * e_y}{b} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 1.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{adm}$$

$$1.24 \leq 1.26 \quad \text{Cumple!!!}$$

Determinación de la altura de la zapata

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$\gamma_f = 1.600 \quad f_{vd} = 6.455 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}}$$

$$K = 12.81$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{(2 * K) - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4}$$

$$d_1 = 22.78 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + K}$$

$$d_2 = 17.25 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 * (b - b_o)}{4 + K}$$

$$d_3 = 17.25 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{lll} h = & 35 \text{ cm} & \text{Adoptado} \\ r = & 5 \text{ cm} & \text{Recubrimiento} \end{array}$$

$$h_T = 40 \text{ cm}$$

Cálculo del peso propio de la zapata.

$$\begin{aligned}
 a_o &= 0.35 \text{ m} \\
 b_o &= 0.35 \text{ m} \\
 a &= 1.8 \text{ m} \\
 b &= 1.8 \text{ m} \\
 \gamma_{HA} &= 2500 \text{ Kg/m}^3 \\
 h_1 &= 0.4 \text{ m} \quad \text{Recomendado por norma}
 \end{aligned}$$

$$v_{zap} = a * b * h$$

$$\begin{aligned}
 v_{zap.} &= 1.296 \text{ m}^3 \\
 P_{pzap.} &= 3240 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$N_T = 39100.00 \text{ Kg}$$

Momentos en la base de la zapata.

$$\begin{aligned}
 M_{x1} &= M_x - (V_y * h_{zap.}) \\
 M_{y1} &= M_y - (V_x * h_{zap.})
 \end{aligned}$$

$$M_{x1} = 74600 \text{ Kg*cm} \quad (-)$$

$$M_{y1} = 41600 \text{ Kg*cm}$$

$$e_x = \frac{M_y}{N}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N}$$

$$e_{x1} = 1.06 \text{ cm}$$

$$e_{y1} = 1.91 \text{ cm}$$

$$e < \frac{b}{6}$$

$$e_{x1} = 1.06 < 30.00$$

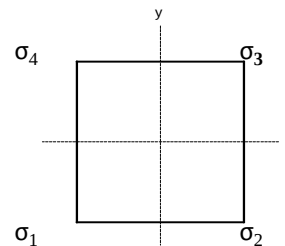
Cumple!!!

$$e_{y1} = 1.91 < 30.00$$

Cumple!!!

Cálculo de los esfuerzos de la zapata.

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{N_T}{a * b} * \left[1 - \frac{6 * e_{x1}}{a} - \frac{6 * e_{y1}}{b} \right] \\
 \sigma_2 &= \frac{N_T}{a * b} * \left[1 - \frac{6 * e_{x1}}{a} + \frac{6 * e_{y1}}{b} \right] \\
 \sigma_3 &= \frac{N_T}{a * b} * \left[1 + \frac{6 * e_{x1}}{a} + \frac{6 * e_{y1}}{b} \right] \\
 \sigma_4 &= \frac{N_T}{a * b} * \left[1 + \frac{6 * e_{x1}}{a} - \frac{6 * e_{y1}}{b} \right]
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_{min} & 1.087 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= & 1.241 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_3 &= \sigma_{max} & 1.326 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_4 &= & 1.173 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_a &= \sigma_4 + \frac{\sigma_3 - \sigma_4}{a} * \left(a - \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right) \right) \\ \sigma_b &= \sigma_2 + \frac{\sigma_3 - \sigma_2}{b} * \left(b - \left(\frac{b - b_o}{2} + 0.15 * b_o \right) \right)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_a &= & 1.260 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_b &= & 1.289 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

Verificación al vuelco

$$\gamma_{V_a} = \frac{N_T * \frac{a}{2}}{M_{x1}}$$

$$\gamma_{V_b} = \frac{N_T * \frac{b}{2}}{M_{y1}}$$

$$\gamma_V \geq 1.5$$

$$\gamma_{Va} = 47.172$$

$$\gamma_{Vb} = 84.591$$

$$47.172 \geq 1.5 \text{ Cumple!!!}$$

$$84.591 \geq 1.5 \text{ Cumple!!!}$$

Verificación al deslizamiento.

$$\varphi_d = \frac{2}{3} \varphi$$

$$\psi = 35$$

$$\psi_d = 23.33$$

$$\gamma_{S_a} = \frac{N_T * \text{tg} \varphi_d}{V_x}$$

$$\gamma_{S_b} = \frac{N_T * \text{tg} \varphi_d}{V_y}$$

$$\gamma_s \geq 1.5$$

$$\gamma_{Sa} = 16.217398$$

$$\gamma_{Sb} = 1686.6094$$

$$16.217 \geq 1.5 \text{ Cumple!!!}$$

$$1686.609 \geq 1.5 \text{ Cumple!!!}$$

Cálculo de la armadura

Dirección a

$$M_a = 3942 \text{ Kg*cm}$$

$$\gamma_f = 1.6$$

$$M_d = \gamma_f * M_a$$

$$M_d = 6307.3533 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$a = 180 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.0001$$

$$w = \mu * (1 + \mu)$$

$$w = 0.0001$$

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

$$A_s = 0.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{min} = 12.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.96 \text{ cm}^2 \quad \text{La mayor de las áreas}$$

Diámetro	Plg	1/4.	5/16.	3/8.	1/2.	5/8.	3/4.	1
	mm	6	8	10	12	16	20	25
Área	cm ²	0.283	0.503	0.785	1.13	2.01	3.14	4.909
Barras	cm	170	170	170	170	170	170	170
# Barras		46.00	26.00	17.00	12.00	7.00	5.00	3.00
Espaciamiento	cm							
Elección	Ø12							

$$\phi = 1.13 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$C = 15.00 \text{ cm}$$

$$C = 15 \text{ cm} \quad \text{Adoptado}$$

Número de barras totales en dirección a

$$N^\circ = 12 \text{ barras} \quad \phi 12 \quad C = 15 \text{ cm}$$

$$A_s = 12.96 \text{ cm}^2$$

$$13.56 > 12.96 \quad \text{CUMPLE}$$

Comprobación de adherencia

$$V = 603.271 \text{ Kg}$$

$$\gamma_f = 1.6 \quad \boxed{V_d = \gamma_f * V}$$

$$V_d = 965.23415 \text{ Kg}$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{0.9 * d * n * \pi * \phi}$$

$$\boxed{F_b = K * \sqrt[3]{f_{cd}^2}}$$

$$K = 0.95 \text{ Zapatas Rígidas}$$

$$\tau_d = 0.629 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = 28.771 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\boxed{\tau_d \leq F_b}$$

$$0.629 \leq 28.771$$

Cumple!!!

Cálculo de la armadura

Dirección b

$$Mb = 3972 \text{ Kg*cm}$$

$$\gamma_f = 1.6 \quad \boxed{M_d = \gamma_f * M_b}$$

$$M_d = 1143834 \text{ Kg*cm}$$

$$\boxed{\mu = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}}}$$

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$b = 180 \text{ cm}$$

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

$$\mu = 0.0311$$

$$\boxed{w = \mu * (1 + \mu)}$$

$$w = 0.0321$$

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

$$A_s = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A_{\min} = 0.0018 * b * d}$$

$$A_{\min} = 11.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.34 \text{ cm}^2 \quad \text{La mayor de las áreas}$$

Diámetro	Plg	1/4.	5/16.	3/8.	1/2.	5/8.	3/4.	1
	mm	6	8	10	12	16	20	25
Área	cm ²	0.283	0.503	0.785	1.13	2.01	3.14	4.909
Barras	cm	170	170	170	170	170	170	170
# Barras		41.00	23.00	15.00	11.00	6.00	4.00	3.00
Espaciamento	cm							
Elección	Ø12							

$$\phi = 1.13 \text{ cm}^2$$

Espaciamento

$$C = 16.36 \text{ cm}$$

$$C = 15 \text{ cm} \quad \text{Adoptado}$$

Número de barras totales en dirección a

$$N^\circ = 12 \text{ barras} \quad \phi 12 \quad C = 15 \text{ cm}$$

$$A_s = 11.34 \text{ cm}^2$$

$$13.56 > 11.34 \quad \text{CUMPLE}$$

Comprobación de adherencia

$$V = 610.112 \text{ Kg}$$

$$\gamma_f = 1.6 \quad \boxed{V_d = \gamma_f * V}$$

$$V_d = 976.17994 \text{ Kg}$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{0.9 * d * n * \pi * \phi}$$

$$\boxed{F_b = K * \sqrt[3]{f_{cd}^2}}$$

$$K = 0.95 \text{ Zapatas Rígidas}$$

$$\tau_d = 0.727 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = 28.771 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\boxed{\tau_d \leq F_b}$$

$$0.727 \leq 28.771 \quad \text{Cumple!!!}$$

Verificación al punzonamiento

$$\boxed{V_{d3} = \gamma_f * \sigma_3 * (a * b - (a_o + d) * (b_o + d))}$$

$$\boxed{A_c = 2 * (a_o + d + b_o + d) * d_3}$$

$$\boxed{f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}}$$

$$\gamma_f = 1.6$$

$$\boxed{V_{d3} \leq 2 * A_c * f_{vd}}$$

$$\sigma_3 = 1.326 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 166.66667 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

$$d_3 = 17.25 \text{ cm}$$

$$V_{d3} = 56820.296 \text{ Kg}$$

$$A_c = 5176.27 \text{ cm}^2$$

$$f_{vd} = 6.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$56820.296 \leq 66825.298 \quad \text{Cumple!!!}$$

Verificación por cortante

Dirección x

$$V_{d_a} = \gamma_f * \left[\sigma_a * \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) + (\sigma_3 - \sigma_a) * \frac{\frac{a - a_o}{2} - d}{2} \right] * b$$

$$\sigma_a = 1.260 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_2 = 17.25 \text{ cm}$$

$$V_{d_a} \leq f_{v_d} * d_2 * b$$

$$V_{da} = 12104.222 \text{ Kg}$$

$$12104.222 \leq 20047.589$$

Cumple!!!

Dirección y

$$V_{d_b} = \gamma_f * \left[\sigma_b * \left(\frac{b - b_o}{2} - d \right) + (\sigma_3 - \sigma_b) * \frac{\frac{b - b_o}{2} - d}{2} \right] * a$$

$$\sigma_b = 1.289 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_2 = 17.254 \text{ cm}$$

$$V_{d_b} \leq f_{v_d} * d_2 * a$$

$$V_{da} = 12241.485 \text{ Kg}$$

$$12241.485 \leq 20047.589$$

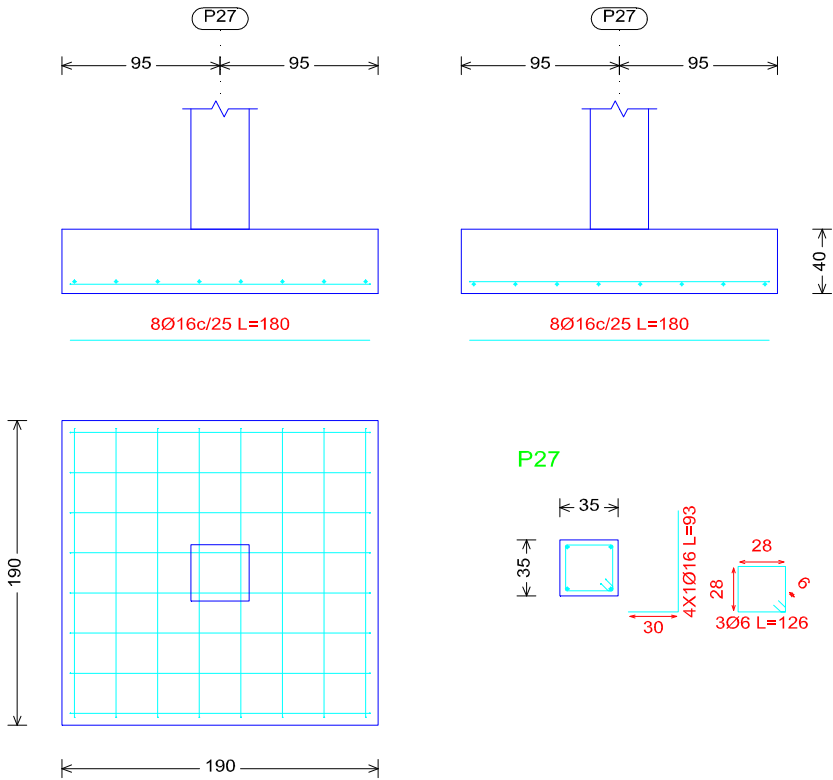
Cumple!!!

Verificación

Manual

Ancho *a*= 180.000 *cm*
Ancho *b*= 180.000 *cm*
Ø12= 12.000 *Barras* C/15
H= 40.000 *cm* Canto pedestal

Paquete computarizado

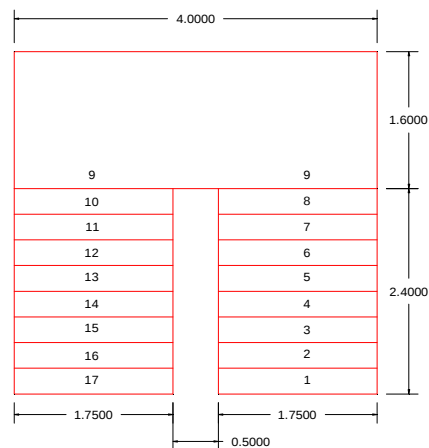
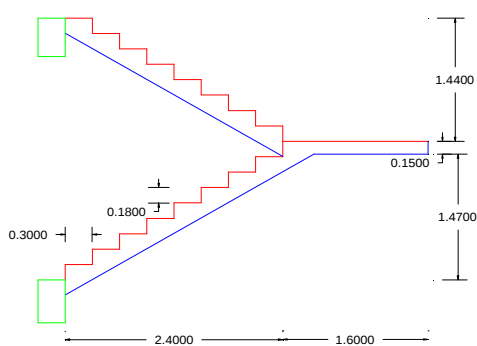


P27	GEOMETRIA	ARMADO
	ZAPATA CUADRADA	
	ANCHO: 190 cm	X: 8Ø16c/25
	CANTO: 40 CM	Y: 8Ø16c/25

3.4.3. Estructuras complementarias.

3.4.3.1. Escaleras de H°A°

DISEÑO DE ESCALERAS



Especificaciones técnicas

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\alpha_1 = 31.5^\circ$$

$$\alpha_2 = 31^\circ$$

Especificaciones de la escalera

$$b = 1.75 \text{ m} \quad \text{Base}$$

$$P = 0.3 \text{ m} \quad \text{Paso}$$

$$CP = 0.18 \text{ m} \quad \text{Contrapaso}$$

$$L_1 = 2.4 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.4 \text{ m}$$

$$L_3 = 1.6 \text{ m}$$

$$L_4 = 4 \text{ m}$$

$$L_{n1} = 4 \text{ m} \quad \text{Tramo 1}$$

$$L_{n2} = 4 \text{ m} \quad \text{Tramo 2}$$

$$H = 1.47 \text{ m}$$

$$H = 1.44 \text{ m}$$

$$L_{i1} = 2.81 \text{ m}$$

$$L_{i2} = 2.80 \text{ m}$$

Cálculo del espesor t

$$t = \frac{L_n}{40}$$

$$t_1 = 10 \text{ cm}$$

$$t_2 = 10$$

$$t = 15 \text{ cm}$$

Adoptado

Diseño del primer tramo

Ángulo de inclinación de la huella

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

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

$$\cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

$$\cos \alpha = 0.857$$

Cargas actuantes sobre la escalera

Peso propio de la escalera

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$C_A = 100 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Carga por acabado}$$

$$P_b = 200 \text{ Kg/m} \quad \text{Peso barandilla}$$

$$q_{escalon} = 1247.4 \text{ Kg}$$

$$q_{losa} = 1773.07789 \text{ Kg}$$

$$q = 3020.47789 \text{ Kg}$$

$$q = 1513.2191 \text{ Kg/m}$$

$$q = 1290.2318 \text{ Kg/m} \quad \text{Plano horizontal}$$

Sobre carga de diseño

$$Sc = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$Sc = 1125.76374 \text{ Kg/m}$$

$$Sc = 959.871654 \text{ Kg/m} \quad \text{Plano horizontal}$$

$$q = 2250.10341 \text{ Kg/m}$$

Cargas actuantes sobre el descanso

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$C_A = 100 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Carga por Acabado}$$

$$SC = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_P = 2304 \text{ Kg}$$

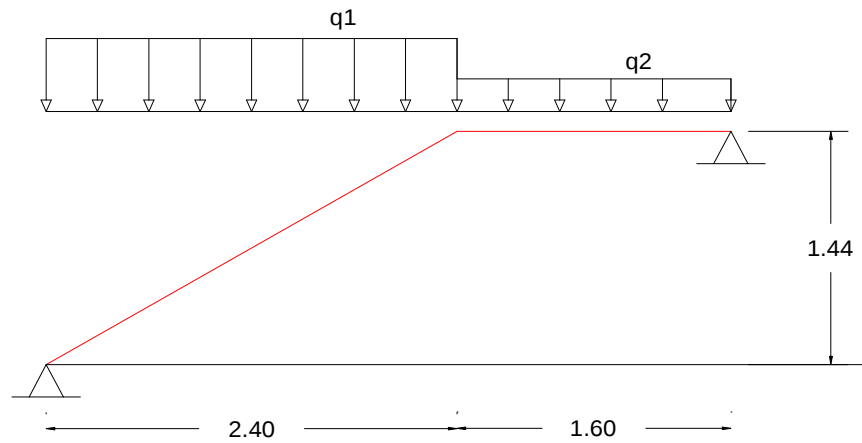
$$PC_A = 160 \text{ Kg}$$

$$q_D = 1540 \text{ Kg/m}$$

$$Sc = 640 \text{ Kg/m}$$

$$q = 2180 \text{ Kg/m}$$

Idealización de la viga



$$q_1 = 2250.10 \text{ Kg/m}$$

$$q_2 = 2180.0 \text{ Kg/m}$$

$$L_1 = 2.4 \text{ m}$$

$$L_3 = 1.6 \text{ m}$$

$$R_A = 7882.72 \text{ Kg}$$

$$R_B = 1005.511 \text{ Kg}$$

$$M_{max1} = 1620.072 \text{ Kg*m}$$

$$M_{max2} = 697.6 \text{ Kg*m}$$

$$M = 1181.58 \text{ Kg*m}$$

Momento negativo

$$M_{max} = 995.69 \text{ Kg*m}$$

Momento transversal

Cálculo armadura positiva de la rampa

$$f_{ck} = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 1620.07 \text{ Kg*m}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 2.00 \text{ cm}$$

$$d = 13.00 \text{ cm}$$

$$M_d = 259211.52 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.322 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

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

$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

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

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

	$\mu =$	0.092	
		$\mu < \mu_{lim}$	
		0.092	< 0.322 CUMPLE
μ	w		
0.089	0.095		
0.092		$w =$	0.098 Interpolando de la tabla 3
0.100	0.107		Tabla universal para flexión simple o compuesta

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

$$A_s = 5.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = c * d * b_w$$

$$w_{min} = 0.0018 \text{ Cuantías geométricas mínimas Tabla 4}$$

$$A_{s_{min}} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Mayor valor de } A_s \text{ y } A_{s_{min}}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\emptyset 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.16$$

Espaciamiento

$$C = 19.36 \text{ cm}$$

$$C = 15.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 7.00$$

$$\text{Para } 1m = 7.00 \emptyset 12 \quad C = 15.00 \text{ cm}$$

$$\emptyset 10 = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 7.43$$

Espaciamiento

$$C = 13.45 \text{ cm}$$

$$C = 25.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 4.00$$

$$\text{Para } 1m = 4.00 \emptyset 10 \quad C = 25.00 \text{ cm}$$

$$\phi 8 = 0.503 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 11.60$$

Espaciamiento

$$C = 8.62 \text{ cm}$$

$$C = 25.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 4.00$$

$$\text{Para } 1\text{m} = 4.00 \phi 8$$

$$C = 25.00 \text{ cm}$$

$$As_{\phi 8} = 2.012 \text{ cm}^2$$

$$As_{\phi 10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$As_{\phi 12} = 7.91 \text{ cm}^2$$

$$As = 9.922 \text{ cm}^2$$

$$9.922 > 5.84 \quad \text{CUMPLE}$$

Armadura	
Superior	Inferior
4 $\phi 8$ c/25	7 $\phi 12$ c/15

Refuerzo negativo

$$f_{ck} = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 1181.58 \text{ Kg*m}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 2.00 \text{ cm}$$

$$d = 13.00 \text{ cm}$$

$$M_d = 189052.80 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.322 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

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

$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

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

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\mu = 0.067$$

$$\mu < \mu_{lim}$$

$$0.067 < 0.322 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\mu \quad w$$

$$0.060 \quad 0.063$$

$$0.067 \quad w = 0.071 \text{ Interpolando de la tabla 3}$$

$$0.070 \quad 0.074 \quad \text{Tabla universal para flexión simple o compuesta}$$

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

$$A_s = 4.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = c * d * b_w$$

$$w_{\min} = 0.0018 \text{ Cuantías geométricas mínimas Tabla 4}$$

$$A_{s_{\min}} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Mayor valor de } A_s \text{ y } A_{s_{\min}}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 3.71$$

Espaciamiento

$$C = 26.92 \text{ cm}$$

$$C = 15.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 7.00$$

$$\text{Para } 1m = 7.00 \phi 12 \quad C = 15.00 \text{ cm}$$

$$\phi 10 = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.35$$

Espaciamiento

$$C = 18.70 \text{ cm}$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.00$$

$$\text{Para } 1m = 5.00 \phi 10 \quad C = 20.00 \text{ cm}$$

$$\phi 8 = 0.503 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 8.35$$

Espaciamiento

$$C = 11.98 \text{ cm}$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.00$$

$$\text{Para } 1m = 5.00 \phi 8 \quad C = 20.00 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} As_{\emptyset 8} &= 2.515 \text{ cm}^2 \\ As_{\emptyset 10} &= 3.925 \text{ cm}^2 \\ As_{\emptyset 12} &= 7.91 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$As = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$6.44 > 4.20 \quad \text{CUMPLE}$$

Armadura	
Superior	Inferior
5 $\emptyset$ 8c/20	5 $\emptyset$ 10c/20

Cálculo armadura positiva del descanso

$$f_{ck} = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 697.60 \text{ Kg*m}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 2.00 \text{ cm}$$

$$d = 13.00 \text{ cm}$$

$$M_d = 111616.00 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.322 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

$$\mu = 0.040$$

$$\mu < \mu_{lim}$$

$$0.040 < 0.322 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\begin{array}{cc} \mu & w \\ 0.030 & 0.031 \\ 0.040 & \\ 0.050 & 0.052 \end{array}$$

$$w = 0.041 \text{ Interpolando de la tabla 3}$$

Tabla universal para flexión simple o compuesta

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

$$As = 2.44 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = c * d * b_w$$

$$w_{min} = 0.0018 \text{ Cuantías geométricas mínimas Tabla 4}$$

$$As_{min} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$As = 2.44 \text{ cm}^2 \quad \text{Mayor valor de As y Asmin}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 2.16$$

Espaciamiento

$$C = 46.23 \text{ cm}$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.00$$

$$\text{Para } 1m = 5.00 \phi 12 \quad C = 20.00 \text{ cm}$$

$$\phi 10 = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 3.11$$

Espaciamiento

$$C = 32.11 \text{ cm}$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.00$$

$$\text{Para } 1m = 5.00 \phi 10 \quad C = 20.00 \text{ cm}$$

$$\phi 8 = 0.503 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 4.86$$

Espaciamiento

$$C = 20.58 \text{ cm}$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.00$$

$$\text{Para } 1m = 5.00 \phi 8 \quad C = 20.00 \text{ cm}$$

$$As_{\phi 8} = 2.515 \text{ cm}^2$$

$$As_{\phi 10} = 3.925 \text{ cm}^2$$

$$As_{\phi 12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$As = 2.515 \text{ cm}^2$$

$$2.515 > 2.44 \quad \text{CUMPLE}$$

Armadura	
Superior	Inferior
5Ø8c/20	5Ø12c/20

Cálculo armadura transversal

$$f_{ck} = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 995.69 \text{ Kg*m}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 2.00 \text{ cm}$$

$$d = 13.00 \text{ cm}$$

$$M_d = 159310.40 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.322 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

$$\mu = 0.057$$

$$\mu < \mu_{lim}$$

$$0.057 <$$

$$0.322 \text{ CUMPLE}$$

$$\begin{array}{cc} \mu & w \\ 0.050 & 0.052 \\ 0.057 & \\ 0.060 & 0.063 \end{array}$$

$$w = 0.059 \text{ Interpolando de la tabla 3}$$

Tabla universal para flexión simple o compuesta

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

$$As = 3.52 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = c * d * b_w$$

$$w_{min} = 0.0018 \text{ Cuantías geométricas mínimas Tabla 4}$$

$$As_{min} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$As = 3.52 \text{ cm}^2 \text{ Mayor valor de As y Asmin}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 3.11$$

Espaciamiento

$$C = 32.13 \text{ cm}$$

$$C = 15.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 7.00$$

$$\text{Para } 1\text{m} = 7.00 \text{ } \varnothing 12$$

$$C = 15.00 \text{ cm}$$

$$\varnothing 10 = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 4.48$$

Espaciamiento

$$C = 22.32 \text{ cm}$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.00$$

$$\text{Para } 1\text{m} = 5.00 \text{ } \varnothing 10$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

$$\varnothing 8 = 0.503 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 6.99$$

Espaciamiento

$$C = 14.30 \text{ cm}$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.00$$

$$\text{Para } 1\text{m} = 5.00 \text{ } \varnothing 8$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

$$As_{\varnothing 8} = 2.515 \text{ cm}^2$$

$$As_{\varnothing 10} = 3.925 \text{ cm}^2$$

$$As_{\varnothing 12} = 7.91 \text{ cm}^2$$

$$As = 10.425 \text{ cm}^2$$

$$10.425 > 3.52 \quad \text{CUMPLE}$$

Armadura	
Superior	Inferior
5 $\varnothing$ 8c/20	7 $\varnothing$ 12c/15

Diseño del segundo tramo

Ángulo de inclinación de la huella

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

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

$$\cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

$$\cos \alpha = 0.857$$

Cargas actuantes sobre la escalera

Peso propio de la escalera

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$C_A = 100 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Carga por acabado}$$

$$P_b = 200 \text{ Kg/m} \quad \text{Peso barandilla}$$

$$q_{\text{escalon}} = 680.4 \text{ Kg}$$

$$q_{\text{losa}} = 1763.27985 \text{ Kg}$$

$$q = 2443.67985 \text{ Kg}$$

$$q = 1352.9849 \text{ Kg/m}$$

$$q = 1159.7348 \text{ Kg/m} \quad \text{Plano horizontal}$$

Sobre carga de diseño

$$Sc = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$Sc = 1119.54276 \text{ Kg/m}$$

$$Sc = 1119.54276 \text{ Kg/m} \quad \text{Plano horizontal}$$

$$q = 2279.27753 \text{ Kg/m}$$

Cargas actuantes sobre el descanso

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$C_A = 100 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Carga por Acabado}$$

$$SC = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_p = 2304 \text{ Kg}$$

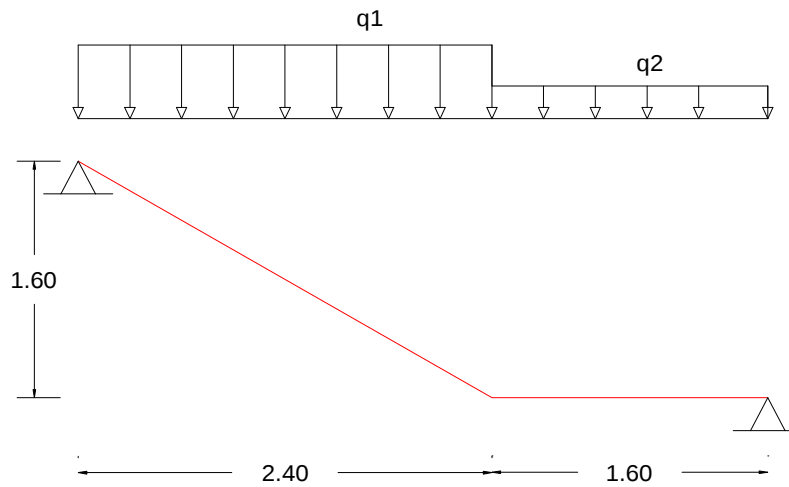
$$PC_A = 160 \text{ Kg}$$

$$q_D = 1540 \text{ Kg/m}$$

$$Sc = 640 \text{ Kg/m}$$

$$q = 2180 \text{ Kg/m}$$

Idealización de la viga



$$q_1 = 2279.28 \text{ Kg/m}$$

$$q_2 = 2180.0 \text{ Kg/m}$$

$$L_1 = 2.4 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.6 \text{ m}$$

$$R_A = 7975.366 \text{ Kg}$$

$$R_B = 982.906 \text{ Kg}$$

$$M_{max1} = 1641.08 \text{ Kg*m}$$

$$M_{max2} = 697.6 \text{ Kg*m}$$

$$M = 1217.95 \text{ Kg*m} \quad \text{Momento negativo}$$

$$M_{max} = 995.69 \text{ Kg*m} \quad \text{Momento transversal}$$

Cálculo armadura positiva de la rampa

$$f_{ck} = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 1641.08 \text{ Kg*m}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 2.00 \text{ cm}$$

$$d = 13.00 \text{ cm}$$

$$M_d = 262572.80 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.322 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

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

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \frac{f_c}{\gamma_c} \\ f_{yd} &= \frac{f_y}{\gamma_s} \end{aligned}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

	$\mu =$	0.093	
		$\mu < \mu_{lim}$	
		0.093	< 0.322 CUMPLE
μ	w		
0.090	0.096		
0.093		$w =$	0.100 Interpolando de la tabla 3
0.100	0.107		Tabla universal para flexión simple o compuesta

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

$$A_s = 5.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = c * d * b_w$$

$$w_{min} = 0.0018 \text{ Cuantías geométricas mínimas Tabla 4}$$

$$A_{s_{min}} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.91 \text{ cm}^2 \quad \text{Mayor valor de } A_s \text{ y } A_{smin}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\emptyset 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.23$$

Espaciamiento

$$C = 19.11 \text{ cm}$$

$$C = 15.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 7.00$$

$$\text{Para } 1m = 7.00 \emptyset 12 \quad C = 15.00 \text{ cm}$$

$$\emptyset 10 = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 7.53$$

Espaciamiento

$$C = 13.28 \text{ cm}$$

$$C = 25.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 4.00$$

$$\text{Para } 1m = 4.00 \emptyset 10 \quad C = 25.00 \text{ cm}$$

$$\varnothing 8 = 0.503 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 11.76$$

Espaciamiento

$$C = 8.51 \text{ cm}$$

$$C = 25.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 4.00$$

$$\text{Para } 1\text{m} = 4.00 \varnothing 8 \quad C = 25.00 \text{ cm}$$

$$As_{\varnothing 8} = 2.012 \text{ cm}^2$$

$$As_{\varnothing 10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$As_{\varnothing 12} = 7.91 \text{ cm}^2$$

$$As = 9.922 \text{ cm}^2$$

$$9.922 > 5.91 \quad \text{CUMPLE}$$

Armadura	
Superior	Inferior
4 $\varnothing 8$ c/25	7 $\varnothing 12$ c/15

Refuerzo negativo

$$f_{ck} = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 1217.95 \text{ Kg*m}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 2.00 \text{ cm}$$

$$d = 13.00 \text{ cm}$$

$$M_d = 194872.00 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.322 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

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

$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

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

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\mu = 0.069$$

$$\mu < \mu_{lim}$$

$$0.069 < 0.322 \quad \text{CUMPLE}$$

μ	w		
0.060	0.063		
0.069		$w =$	0.073 Interpolando de la tabla 3
0.070	0.074		Tabla universal para flexión simple o compuesta

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

$$A_s = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = c * d * b_w$$

$$w_{\min} = 0.0018 \text{ Cuantías geométricas mínimas Tabla 4}$$

$$A_{s_{\min}} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.33 \text{ cm}^2 \text{ Mayor valor de } A_s \text{ y } A_{s_{\min}}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\varnothing 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 3.83$$

Espaciamiento

$$C = 26.09 \text{ cm}$$

$$C = 15.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 7.00$$

$$\text{Para } 1\text{m} = 7.00 \varnothing 12 \quad C = 15.00 \text{ cm}$$

$$\varnothing 10 = 0.785 \text{ cm}^2 \text{ Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.52$$

Espaciamiento

$$C = 18.12 \text{ cm}$$

$$C = 25.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 4.00$$

$$\text{Para } 1\text{m} = 4.00 \varnothing 10 \quad C = 25.00 \text{ cm}$$

$$\varnothing 8 = 0.503 \text{ cm}^2 \text{ Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 8.61$$

Espaciamiento

$$C = 11.61 \text{ cm}$$

$$C = 25.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 4.00$$

$$\text{Para } 1\text{m} = 4.00 \text{ } \varnothing 8$$

$$C = 25.00 \text{ cm}$$

$$As_{\varnothing 8} = 2.012 \text{ cm}^2$$

$$As_{\varnothing 10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$As_{\varnothing 12} = 7.91 \text{ cm}^2$$

$$As = 5.152 \text{ cm}^2$$

$$5.152 > 4.33 \quad \text{CUMPLE}$$

Armadura	
Superior	Inferior
4 $\varnothing 8$ c/25	4 $\varnothing 10$ c/25

Cálculo armadura positiva del descanso

$$f_{ck} = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 697.60 \text{ Kg*m}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 2.00 \text{ cm}$$

$$d = 13.00 \text{ cm}$$

$$M_d = 111616.00 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.322 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

$$\mu = 0.040$$

$$\mu < \mu_{lim}$$

$$0.040 < 0.322 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\begin{array}{cc} \mu & w \\ 0.030 & 0.031 \\ 0.040 & \\ 0.050 & 0.052 \end{array}$$

$$w = 0.041 \text{ Interpolando de la tabla 3}$$

Tabla universal para flexión simple o compuesta

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

$$\begin{array}{l} f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c} \\ f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} \end{array}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$As = 2.44 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = c * d * b_w$$

$$w_{\min} = 0.0018 \text{ Cuantías geométricas mínimas Tabla 4}$$

$$As_{\min} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$As = 2.44 \text{ cm}^2 \quad \text{Mayor valor de As y Asmin}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\emptyset 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 2.16$$

Espaciamiento

$$C = 46.23 \text{ cm}$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.00$$

$$\text{Para } 1m = 5.00 \emptyset 12 \quad C = 20.00 \text{ cm}$$

$$\emptyset 10 = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 3.11$$

Espaciamiento

$$C = 32.11 \text{ cm}$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.00$$

$$\text{Para } 1m = 5.00 \emptyset 10 \quad C = 20.00 \text{ cm}$$

$$\emptyset 8 = 0.503 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 4.86$$

Espaciamiento

$$C = 20.58 \text{ cm}$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.00$$

$$\text{Para } 1m = 5.00 \emptyset 8 \quad C = 20.00 \text{ cm}$$

$$As_{\emptyset 8} = 2.515 \text{ cm}^2$$

$$As_{\emptyset 10} = 3.925 \text{ cm}^2$$

$$As_{\emptyset 12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.165 \text{ cm}^2$$

$$8.165 > 2.44 \quad \text{CUMPLE}$$

Armadura	
Superior	Inferior
5Ø8c/20	5Ø12c/20

Cálculo armadura transversal

$$f_{ck} = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 995.69 \text{ Kg*m}$$

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

$$f_{cd} = 166.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 2.00 \text{ cm}$$

$$d = 13.00 \text{ cm}$$

$$M_d = 159310.40 \text{ Kg*cm}$$

$$\mu_{lim} = 0.322 \text{ Valores límites Tabla 2}$$

$$\mu = 0.057$$

$$\mu < \mu_{lim}$$

$$0.057 < 0.322 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\begin{array}{cc} \mu & w \\ 0.050 & 0.052 \end{array}$$

$$\begin{array}{cc} 0.057 & w = 0.059 \text{ Interpolando de la tabla 3} \end{array}$$

$$\begin{array}{cc} 0.060 & 0.063 \end{array} \quad \text{Tabla universal para flexión simple o compuesta}$$

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

$$A_s = 3.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = c * d * b_w$$

$$w_{min} = 0.0018 \text{ Cuantías geométricas mínimas Tabla 4}$$

$$A_{s_{min}} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Mayor valor de } A_s \text{ y } A_{s_{min}}$$

Determinación de la cantidad de barras

$$\varnothing 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 3.11$$

Espaciamiento

$$C = 32.13 \text{ cm}$$

$$C = 15.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 7.00$$

$$\text{Para } 1\text{m} = 7.00 \varnothing 12 \quad C = 15.00 \text{ cm}$$

$$\varnothing 10 = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 4.48$$

Espaciamiento

$$C = 22.32 \text{ cm}$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.00$$

$$\text{Para } 1\text{m} = 5.00 \varnothing 10 \quad C = 20.00 \text{ cm}$$

$$\varnothing 8 = 0.503 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero asumido}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = 6.99$$

Espaciamiento

$$C = 14.30 \text{ cm}$$

$$C = 20.00 \text{ cm}$$

Número de barras finales

$$N^{\circ} \text{ barras} = 5.00$$

$$\text{Para } 1\text{m} = 5.00 \varnothing 8 \quad C = 20.00 \text{ cm}$$

$$As_{\varnothing 8} = 2.515 \text{ cm}^2$$

$$As_{\varnothing 10} = 3.925 \text{ cm}^2$$

$$As_{\varnothing 12} = 7.91 \text{ cm}^2$$

$$As = 10.425 \text{ cm}^2$$

$$10.425 > 3.52 \quad \text{CUMPLE}$$

Armadura	
Superior	Inferior
5 $\varnothing$ 8c/20	7 $\varnothing$ 12c/25

Carga de servicio en el apoyo
Carga de servicio sobre el apoyo

$$P = 7882.72 \text{ Kg}$$

Altura de cimentación de la escalera

$$\sigma = 1.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{A}$$

$$\sigma_1 = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$$

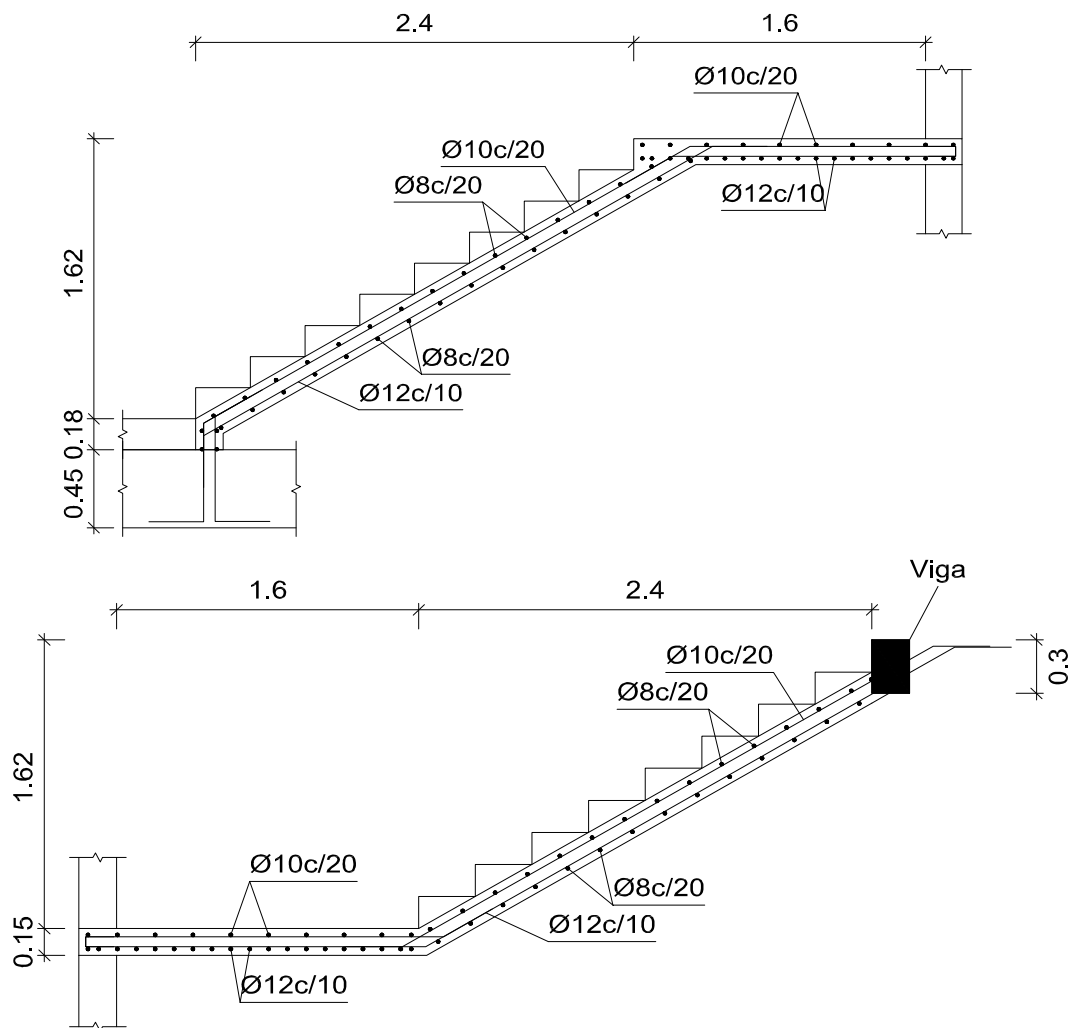
$$\sigma \geq \sigma_1$$

$$1.26$$

$$\geq$$

$$0.75$$

Cumple!!!



3.4.4. Desarrollo de estrategia para la ejecución del proyecto.

3.4.4.1. Especificaciones técnicas.

En las especificaciones técnicas que se hallan en anexos, se presentara como se mejorara la construcción detalladamente, los métodos de construcción paso a paso, las dosificaciones que se utilizaran en los distintos ítems.

Las condiciones que tienen que cumplir para que la obra se perfeccione con regularidad la construcción sin ninguna interrupción por parte de los encargados de la supervisión.

3.4.4.2. Cálculos métricos

Los cálculos métricos que se exponieron para cada ítem presenta la cantidad de volúmenes, superficies, metros y piezas que tendrá el proyecto por cada ítem, que se encuentran en anexos.

3.4.4.3. Precios unitarios.

En los precios unitarios se determinó el costo total de cada ítem para una unidad de medida, ya sea volumen, superficie, metro lineal o pieza.

Con lo cual se podrá determinar el presupuesto general del proyecto

Los precios unitarios de cada ítem se encontraran en anexos.

3.4.4.4. Presupuesto general.

El presupuesto general determinado para el costo del proyecto es de:

Total presupuesto general en bolivianos= **3.273.922,83 Bs. (tres millones doscientos setenta y tres mil novecientos veinte dos punto ochenta y tres bolivianos).**

Con mayores detalles para el cálculo del presupuesto general se encuentra en anexos.

3.4.4.5. Cronograma de ejecución.

El periodo de ejecución se determinó para un personal de trabajo de 71 personas, donde las cuales trabajarán paralelamente en toda la construcción, el personal de trabajo para cada ítem se encuentra detallado en anexo y el tiempo de elaboración.

El tiempo empleado para la realización es de 315 días avilés

Trabajando de lunes a viernes el tiempo de consumación será de 13 meses.

Con mayores detalles el cronograma de ejecución se encuentra en anexos.

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones.

Las conclusiones obtenidas en el proyecto son las siguientes:

- Los planos arquitectónicos son una idea, de lo que se va hacer el diseño, por lo que las dimensiones de vigas y pilares que se tienen instituidos en los planos arquitectónicos cambiaran de acuerdo al cálculo hecho.
- Se determinó la resistencia del suelo, con el método SPT., la resistencia admisible del suelo es de 1.26 Kg/cm^2 , la clasificación del suelo es CL, se caracteriza por ser un suelo compacto, dependiendo del tipo y características del suelo se pudo seleccionar el tipo de fundación, con este tipo de suelos se puede hacer fundaciones aisladas, de tipo cuadradas.
- Verificado el diseño de la cubierta, se hizo el diseño para los elementos más solicitadas, donde se dispuso distintos tipos de perfiles para cada elemento, los perfiles calculados son:

Elemento 2-12-29, perfil UPN 30*15

Elemento 26, perfil UPN 40*20

que cumplen con las condiciones establecidas para el diseño, y se usará un perfil de mayor dimensión para todos los elementos de las cerchas, el perfil a usar el tipo UPN 50*80, es un perfil que se lo encuentra en el mercado en nuestro medio.

- Se ejecuto el diseño estructural con el programa computarizado Cype Cad 2010, donde se concluyo todo el diseño de la estructura, vigas, columnas, cimentaciones, losas y escaleras.
- En el diseño ejecutado de las vigas, con el programa Cype Cad y la verificación manual se determino casi en su totalidad que la cantidad de barras de fierros y diámetros de las barras calculados en el programa y la verificación manual se encuentran en un 95% .

- El cálculo manual se lo realizó para una pieza de cada elemento, se utilizaron las piezas con mayor solicitud de carga, los elementos verificados son la viga P27-P30 con sección transversal de 30cm * 55cm., la columna P49 con sección transversal 40cm*40cm, la zapata P27 con dimensiones de base de 180cm*180cm y canto de 35cm, la losa L9 con espesor de 15cm.
- Las secciones transversales de las columnas varían, las primeras columnas del primer nivel tienen una sección transversal de 35cm*35cm y las del segundo nivel con sección transversal de 25cm*25cm. debido a que las primeras tienen que resistir mayor solicitud de cargas.
- El diseño de la escalera fue diseñada en el programa Cype Cad y se ejecutó la verificación manual, con resultados de armaduras de diámetro Ø8mm, Ø10mm y Ø12mm, el espesor de la losa de 15cm, la huella de 30cm y la contrahuella de 18cm
- Los cálculos métricos, fueron realizados de acuerdo a lo diseñado y calculado de todo el proyecto, se lo calculó por ítems para facilitar las mediciones del proyecto.
- Los precios unitarios fueron calculados para cada ítem, empleando distintos tipos de materiales, correspondientes al ítem, y se aplicó un precio igual para todos los ítems de mano de obra por especialista usado, albañil, armador, encofrador de 14 Bs/Hr, ayudante de 9.38 Bs/Hr, se utilizaron cargas sociales del 55%, impuestos del IVA 14.94%, gastos generales 10%, la utilidad 8% y los impuestos 3.09%.
- El presupuesto general se determinó, el costo total del proyecto es de 3.273.922,83 bolivianos, que su precio puede aumentarse cuando se adjudique el proyecto.
- El cronograma de ejecución del proyecto, se determinó un tiempo de....días que puede variar de acuerdo a los frentes de trabajos empleados.

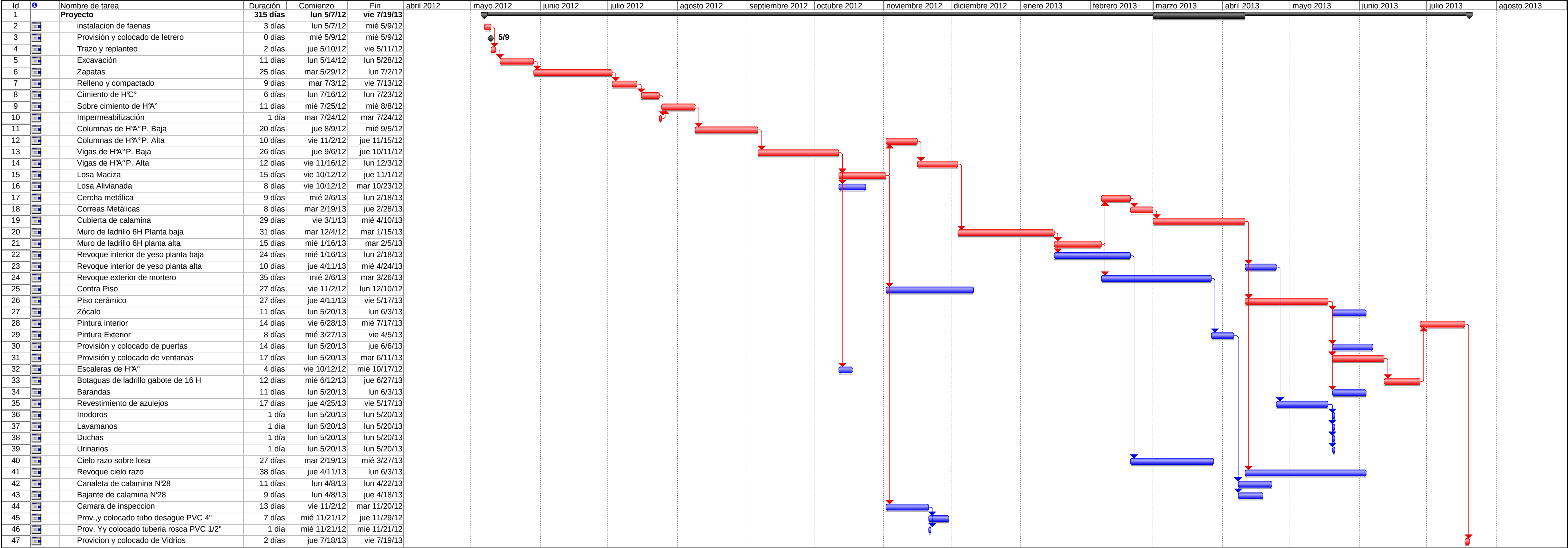
Recomendaciones.

Las recomendaciones que se deben de tener en cuenta son las siguientes:

- Los planos arquitectónicos tienen que estar diseñados adecuadamente para la finalidad a lo que va ser empleado cumpliendo con todas las condiciones de diseño.
- Determinar las dimensiones de las vigas y columnas, y no tomar las extensiones que están en los planos arquitectónicos, porque después de efectuar el cálculo las magnitudes varían.
- Es necesario realizar una comprobación del suelo, antes de iniciar la construcción, para puntualizar la resistencia que pueda soportar el suelo para poder hacer una fundación adecuada y no tenga problemas la estructura.
- Emplear perfiles comerciales para el diseño de la cercha, por ser más fáciles de encontrar en el mercado.
- Es necesario hacer una verificación manual para prescribir si los resultados manuales son coherentes con los del programa.
- Uniformizar las secciones para que en el momento de la ejecución no haya problemas en la obra.
- Se deben utilizar las normativas en su totalidad para cualquier diseño que se realice y así no tener ningún problema en el diseño.

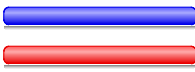
Bibliografía.

- Guía de laboratorio de suelos y hormigones de la U.A.J.M.S.
- CALAVERA J., Proyecto y Calculo de Estructuras de Hormigón - TOMO I instituto técnico de materiales y construcción
- JIMENES MONTOYA Pedro. “Hormigón Armado basado en la EHE” 14^a edición, Agosto 2005.
- MC-CORMAC, “Diseño de Estructuras de Acero método LRFD” 2^a edición.
- JOSEPH E. BOWLES, “Diseño de acero estructural” 4^a edición.
- JUARES BADILLO – RICO RODRIGUEZ, “Mecánica de suelos” Tomo I-II.
- CALAVERA J. “Calculo de estructuras de cimentación” 4^a edición.
- Reglamento Cirsoc.
- Código boliviano del Hormigón CBH-87.
- Instituto técnico de la construcción y el cemento “Consejo superior de investigación científica – Licencia Creative Commons 3.0 España” <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es>.



Proyecto: diagrama gang
Fecha: mié 2/22/12

Tarea
Tarea crítica



Progreso
Hito



Resumen
Tarea resumida



Tarea crítica resumida
Hito resumido



Progreso resumido
División



Tareas externas
Resumen del proyecto



Agrupar por síntesis
Fecha límite

