

ÍNDICE

RESUMEN DEL PROYECTO

	Página
1. ANTECEDENTES.-	
1.1. El problema.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Justificación.....	3
1.4. Alcance del proyecto.....	
4	
1.5. Localización.....	5
1.6. Servicios básicos existentes.....	5
2. MARCO TEÓRICO.-	
2.1. Levantamiento topográfico.....	6
2.2. Estudio de suelos.....	7
2.3. Diseño arquitectónico.....	7
2.4. Idealización de las estructuras.....	7
2.4.1. Sustentación de cubierta.....	8
2.4.2. Sustentación de la edificación.....	8
2.4.3. Fundaciones.....	9
2.5. Diseño estructural.....	9
2.5.1. Estructura de sustentación de cubierta.....	9
2.5.2. Estructura de sustentación de la edificación.....	31
2.5.3. Estructuras complementarias (escaleras.).....	..
55	
2.5.4. Fundaciones.....	..
59	
2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto.....	67
2.6.1. Especificaciones técnicas.....	67
2.6.2. Precios unitarios.....	67
2.6.3. Cómputos métricos.....	68

2.6.4.	Presupuesto.....	68
2.6.5.	Planeamiento y cronograma de obra.....	68
3.	INGENIERÍA DEL PROYECTO.-	
3.1.	Análisis del levantamiento topográfico	69
3.2.	Análisis del estudio de suelos	69
3.3.	Análisis del diseño arquitectónico	69
3.4.	Planteamiento estructural.....	69
3.4.1.	Estructura de cubierta.....	70
3.4.2.	Estructura de la edificación.....	70
3.4.3.	Fundaciones.....	70
3.5.	Análisis, calculo y diseño estructural	70
3.5.1.	Estructura de sustentación de cubierta.....	71
3.5.2.	Estructura de sustentación de la edificación.....	84
3.5.3.	Estructuras complementarias (escaleras).....	116
3.5.4.	Fundaciones.....	123
3.6.	Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.....	135
3.6.1.	Especificaciones técnicas.....	135
3.6.2.	Precios unitarios.....	135
3.6.3.	Cómputos métricos.....	136
3.6.4.	Presupuesto.....	137
3.6.5.	Planeamiento y cronograma de obras.....	137
	CONCLUSIONES.-.....	137
	RECOMENDACIONES.-.....	139
	BIBLIOGRAFÍA.-.....	139
	ANEXOS.-	
A.1.	Levantamiento topográfico.	
A.2.	Estudio de suelos.	
A.3.	Planos arquitectónicos.	

- A.4. Planteamiento estructural.
- A.5. Memorias de cálculos y diseños.
- A.6. Planos estructurales.
- A.7. Especificaciones técnicas para la construcción.
- A.8. Precios unitarios.
- A.9. Cómputos métricos.
- A10. Figuras
- A11. Tablas
- A12 Planeamiento y cronograma
- A13. Varios

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema.- Debido a la necesidad de formar integralmente al hombre y la mujer bolivianos, estimulando el armonioso desarrollo de todas sus potencialidades, en función de los intereses de la colectividad. Promoviendo la práctica de los valores humanos y de las normas éticas universalmente reconocidas, para fortalecer la identidad nacional, en su enorme y diversa riqueza multicultural y multiregional. El 7 de julio de 1995 fue promulgada la Ley 1565 de Reforma Educativa, mediante la cual la Educación No Formal recibe la denominación de Educación Alternativa. Impartidos en los Centros de Educación Media de Adultos (CEMA) y en los Centros Integrados, todo con el propósito de erradicar el mayor número de analfabetismo en el país.

- **PLANTEAMIENTO.-** Según datos estadísticos realizados se puede ver que, el nivel de educación y alfabetización alcanzados del total de la población está entre un 4% de personas técnicas, 5% normalistas, 8% universitarios, 13% en secundaria, 62% primaria y un tasa de 8% de analfabetismo.

La misma que provoca un moderado número de personas con interés por terminar su formación.

Las principales causas que originan este síntoma son:

- La infraestructura actual no tiene la capacidad de cubrir la demanda requerida por la población.
- No se cuenta con ambientes apropiados para la formación y desarrollo de cada estudiante.
- Carencia de una nueva infraestructura moderna y bien equipada.
- Falta de Presupuesto para crear nuevos Ítems.

De mantenerse la situación actual se incrementará el número de habitantes que se quedarán sin culminar con su formación académica personal y por lo tanto no podrán proseguir con estudios superiores, de manera que, no se contribuirá al desarrollo pleno de la personalidad del adulto como miembro de una sociedad dinámica y transformadora, motivando su participación en ella. Como

consecuencia, habrá un incremento en la cantidad de personas analfabetas en la población de Tupiza; por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Construcción de nueva infraestructura para el Centro de Educación Media Acelerada (CEMA). Denominado “Centro Educativo Técnico Juan Justo Arano”
 - Mejoramiento de la infraestructura actual.
 - Buscar nuevos ambientes en alquiler que satisfaga con las necesidades requeridas.
 - Programar un turno extra (nocturno) para cubrir la demanda.
- **FORMULACIÓN.-** Con la construcción de nuevos ambientes para las personas que les falta completar sus estudios y que satisfagan la necesidad de la población, muchos individuos podrán elevar su nivel de vida en la comunidad ya que no tuvieron esa oportunidad de alcanzar una formación y capacitación adecuada, pudiendo aspirar a nuevos horizontes.
En consecuencia con el perfil de proyecto, se analizaron alternativas y se eligió Construir una nueva infraestructura para el Centro de Educación Media Acelerada (CEMA).
 - **SISTEMATIZACIÓN.-** Con la alternativa definida tanto técnica y económica “Diseño estructural del Centro Educativo Técnico Juan Justo Arano”, se cuenta con los planos arquitectónicos abordando el Módulo I, para lo cual en el diseño se emprenderá el análisis estructural de la cubierta, estructura de sustentación y fundación de cada una de ellas.

1.2. Objetivos.-El proyecto cuenta con los siguientes objetivos:

General.- Diseñar estructuralmente la infraestructura y superestructura del Módulo I, la cual consta de un bloque multifuncional, auditorio y la cancha polifuncional, del Centro Educativo Técnico “Juan Justo Arano” de Tupiza.

Específicos.-Entre los objetivos específicos se establecen claramente los siguientes objetivos:

- Analizar los fundamentos teóricos y conceptuales de estructuras de cubierta, sustentación y fundación.
- Diseñar la estructura de cubierta, estructura de sustentación y fundación del bloque multifuncional, y auditorio
- Diseñar la estructura de cubierta, estructura de sustentación y fundación de la cancha polifuncional.
- Utilizar el software especializado para el cálculo y diseño estructural RAM ADVANSE v.9.0 y CYPECAD 2012.b de elementos de acero y de hormigón armado, respectivamente.
- Verificar manualmente los resultados de diseño obtenidos con los paquetes electrónicos.
- Realizar cálculos métricos, precios unitarios y presupuesto general del proyecto.
- Realizar el cronograma de tiempo de ejecución del proyecto.
- Elaborar los planos estructurales.

1.3. Justificación.-Las razones por las cuales se plantea el proyecto son las siguientes:

- **Académica.**- Utilizar los conocimientos adquiridos en el diseño de Estructuras, los cuales nos permitirán realizar el diseño estructural del Centro Educativo Técnico “Juan Justo Arano”. Analizando las estructuras de sustentación así como estructuras metálicas de la cubierta.
- **Técnica.**-aplicar el paquete electrónico “(CYPECAD 2012.b – RAM Avance v9.0), para el análisis estructural y diseño de la estructura de sustentación de cubierta, estructura de edificación y fundación correspondientes a cada infraestructura que componen el Modulo I
- **Social – Institucional.**-Contribuir a la gestión del proyecto para su financiamiento en la solución adecuada de hacinamiento y exclusión de estudiantes que no pueden continuar su desarrollo integral por falta de cupos, mediante la alternativa de “Diseño

Estructural del Centro Educativo Técnico “Juan Justo Arano”, en el nudo conflictivo en estudio, la comunidad Tupiza, la cual evitara que los estudiantes posterguen sus intereses por continuar con su formación, y contribuir con el proyecto de erradicación de analfabetismo.

1.4. Alcance de la propuesta.- Con la información secundaria, en el perfil de proyecto se analizaron todas las posibles alternativas para la sustentación de la infraestructura a desarrollarse.

En consecuencia con el análisis de alternativas se establece que la alternativa viable es el Proyecto a Diseño Estructural del nuevo “Centro Educativo Técnico “Juan Justo Arano” de la ciudad de Tupiza y se la realizará de la siguiente forma:

Bloque multifuncional.

Cimentación (zapatas de H°A°), estructura de sustentación (pórticos de H°A°), para el nivel intermedio (estructura losa alivianada con viguetas pretensada) sustentación de la cubierta (cercha metálica), cubierta del nivel superior (calamina galvanizada).

Cancha poli-funcional.

Fundación (zapatas de H°A°), estructura de sustentación (columnas con perfiles metálicos), sustentación de la cubierta (cercha metálica), cubierta del nivel superior (calamina galvanizada).

Auditorio.

Cimentación (zapatas de H°A°), estructura de sustentación (pórticos de H°A°), sustentación de la cubierta (cercha metálica), cubierta del nivel superior (calamina galvanizada).

Al margen de los resultados a lograr se considera ciertas restricciones que no competen en el diseño y que por ese motivo quedan fuera del alcance del proyecto

como ser: sistemas eléctricos, agua potable, alcantarillado sanitario, alcantarillado pluvial, conexión de gas y otras obras de pequeña envergadura. No obstante a esto se los tomaran en cuenta con información secundaria para determinados análisis tales como el presupuesto del proyecto.

1.5. Localización.- El Centro Educativo Técnico “Juan Justo Arano” se localiza en el Municipio de Tupiza al sud de la República de Bolivia en el departamento de Potosí, geográficamente entre los paralelos 21° 20' y 21° 50' de latitud sud de la Línea del Ecuador y entre los 65° 10' y 66° 20' de longitud oeste del meridiano de Greenwich. El cual brindará una infraestructura adecuada para los estudiantes.

Ubicación referencial del proyecto



1.6. Servicios básicos existentes.-

En el ámbito urbano en promedio el 90% tienen disponibilidad de agua potable, el 83.3% de los distritos urbanos en promedio cuentan con alcantarillado Sanitario, no se cuenta con alcantarillado pluvial, el 96.3% de los distritos urbanos en promedio cuentan con energía eléctrica, el 91.3% en promedio cuenta con alumbrado público, el 88.3% de los distritos en promedio cuenta con servicio de distribución de gas en garrafa en forma continua, el 79.2% es la cobertura del recojo de basura y el servicio telefónico en de tan solo el 36.7% en promedio del total urbano.

2. MARCO TEÓRICO.

Generalidades.-

El proyectista debe aprender a distribuir y a proporcionar las partes de las estructuras de manera que tengan suficiente resistencia, su montaje sea práctico y su costo sea económico.

Seguridad: las estructuras no solo deben soportar las cargas impuestas (estado límite de falla), sino que además las deflexiones y vibraciones resultantes, no sean excesivas alarmando a los ocupantes, o provoquen agrietamientos (estado límite de servicio).

Costo: el proyectista debe siempre procurar bajar los costos de construcción sin reducir la resistencia, previniendo un mantenimiento sencillo.

Factibilidad: las estructuras diseñadas deben fabricarse y montarse sin problemas, por lo que el proyectista debe adecuar se al equipo e instalaciones disponibles debiendo aprender cómo se realiza la fabricación y el montaje de las estructuras para poder detallarlas adecuadamente, debiendo aprender tolerancias de montaje, dimensiones máximas de transporte, especificaciones sobre instalaciones de tal manera que se sienta capaz de fabricar y montar la estructura que está diseñando.

2.1. Levantamiento topográfico.

Un levantamiento topográfico es el conjunto de operaciones necesarias para obtener la representación de un determinado terreno natural, sirve para materializar y representar gráficamente en el terreno todo aquello que hemos proyectado.

El trabajo topográfico se divide a su vez en trabajo de campo que consiste en realizar la identificación de puntos por medio de un equipo topográfico en este caso estación total y trabajo de gabinete que a base de datos adquiridos en campo se puede representar gráficamente en un plano el terreno, siendo ambos claramente diferenciados y necesitando en muchas ocasiones, a técnicos especializados en cada uno de ellos para llevar a cabo el trabajo de la mejor manera posible. Por último un levantamiento topográfico nos proporciona la representación de un determinado terreno natural en el respectivo plano a escala reducida.

2.2. Estudio de suelos.

Para el ingeniero civil hacer una exploración del suelo y conocer el tipo de suelo donde se va a construir una edificación es muy importante ya que es imprescindible el conocimiento exacto del suelo de fundación.

Para poder definir la resistencia del suelo de fundación se realiza el ensayo de penetración normal SPT que consiste en la penetración del astick por medio de golpes realizados por el martillo se cuenta el número de golpes dado para la penetración de 30 cm en función del número de golpes y el tipo de suelo se define su resistencia.

El uso del ensayo es para la determinación de la capacidad de carga del suelo para poder definir la profundidad y las dimensiones de las fundaciones que son el soporte estructural de la edificación.

2.3. Diseño arquitectónico.

La elaboración de alternativas arquitectónicas fueron realizadas por el Gobierno Municipal de Tupiza de acuerdo a las características propias de la ciudad con el personal técnico de la institución que determino el diseño arquitectónico más acorde y funcional.

2.4. Idealización de las estructuras.

Se realiza en función a la topografía, suelo de fundación, la arquitectura, los materiales de construcción, la normativa vigente, vinculaciones, para cada componente estructural de la edificación proyectada.

En las primeras etapas de diseño, se han analizado aspectos para las diferentes posibilidades técnicas, en coordinación con aspectos arquitectónicos (ubicaciones, composición y dimensiones de fachadas, etc.), se fueron descartando soluciones estructurales hasta llegar a la finalmente elegida.

2.4.1. Estructura de sustentación de cubierta

- Cancha polifuncional (armadura reticular)

La estructura de sustentación de la cancha poli funcional fue idealizada como armadura metálica que es formada por dos cordones, y una ordenación adecuada de diagonales y montantes que sirven de unión a los citados cordones, es una estructura triangulada se idealizó en una estructura lineal. Ver figura de cubierta (figura 2.4.1.1 en anexo A4).

- Bloque multifuncional y auditorio

Cada cercha se diseña para que soporte las cargas que actúan en su plano y en consecuencia, pueden considerarse como una estructura bidimensional. Todas las cargas deben aplicarse en las uniones y no en los elementos.

La estructura de cubierta fue idealizada como armadura metálica que es formada por dos cordones, y una ordenación adecuada de diagonales y montantes que sirven de unión a los citados cordones, es una estructura triangulada simplemente apoyada.

Existen varios tipos característicos como son las cercha HOWE (ver figura 2.4.1.2 en anexo A4), en la que sus diagonales trabajan a compresión y los montantes o parantes a tracción.

Las diagonales trabajando a compresión y tracción se formaran con perfiles simples. La zona de los apoyos se refuerza con un palastro.

2.4.2. Sustentación de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación está de acuerdo a como trabaja la estructura, el plano arquitectónico, y el tipo de suelo de fundación. En este caso será estructura porticada, tomando en cuenta cada una de las dimensiones definidas en el plano arquitectónico.

2.4.3. Fundación

Las fundaciones están en función al tipo de suelo existente en el lugar de emplazamiento del proyecto.

En este caso se tendrán zapatas aisladas de sección cuadrada y zapatas combinadas de hormigón armado definida de acuerdo a las características del suelo además de no tener edificaciones colindantes.

2.5. Diseño estructural.-

Se realiza el diseño estructural de acuerdo a la idealización de la estructura tomando en cuenta materiales a utilizar, normas vigentes y el diseño arquitectónico.

Para el diseño de los perfiles metálicos se usara la norma Americana LRFD.

Para el diseño de hormigones se usara el Código Boliviano del Hormigón Armando CBH-87.

Para la consideración de acciones se usará ciertas prescripciones de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2006

2.5.1. Estructura de sustentación de cubierta

Acciones.-

Se denomina carga o acción a toda causa que pueda provocar y cambiar el estado de tensiones al que está sometido un elemento estructural.

Clasificaciones de las cargas.-

Carga gravitatoria: Es la producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que pueden actuar por razón de uso, y de la nieve en las cubiertas. Son cargas siempre verticales y, pueden ser de los siguientes tipos:

Concarga: Es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo. Se descompone en:

- Peso propio. Es la carga debida al elemento resistente.
- Carga permanente. Es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, etc., que soporta la estructura.

Sobrecarga: Es la carga cuya magnitud y/o posición puede ser variable a lo largo del tiempo. Pueden ser:

- De uso. Es la sobrecarga debida al peso de todos los objetos que puedan gravitar por el uso, incluso durante la ejecución.
- De nieve. Es la sobrecarga debida al peso de la nieve, sobre las superficies de cubierta.
- Carga del viento. Es la producida por las presiones y succiones que el viento origina sobre las superficies en las que incide.
- Acción térmica. Es la producida por las deformaciones debidas a los cambios de temperatura. Tiene muy poca influencia en estructuras de poca longitud. En estructuras muy largas es recomendable disponer juntas de dilatación a una distancia adecuada (entre 30 y 50 m).
- Acción reológica. Es la producida por las deformaciones que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por retracción, fluencia bajo las cargas u otras causas. Son despreciables en los materiales metálicos, debiendo considerarse en el hormigón.
- Acción sísmica. Es la producida por las aceleraciones de las sacudidas sísmicas.
- Acción del terreno. Es la producida por el empuje activo o el empuje pasivo del terreno sobre las partes del edificio en contacto con él.

Sobrecargas de diseño

Sobrecarga de uso (L_r)

Carga viva originada por uso y ocupación, las sobrecargas en cubiertas son aquellas producidas por materiales, equipos o personal durante el mantenimiento, y por objetivos móviles o personas durante la vida útil de la estructura.

Para cubiertas planas, horizontales o con pendiente y curvas:

Las cubiertas comunes planas, horizontales o con pendiente y curvas se diseñarán para las sobrecargas especificadas en la ecuación mostrada u otras combinaciones

de cargas de control fijadas en los reglamentos específicos de cada material, aquella que produzca las mayores solicitaciones

$$L_r = 96 * R_1 R_2 \text{ siendo } 58 \leq L_r \leq 96$$

Dónde:

L_r sobrecarga de cubierta por metro cuadrado de proyección horizontal en kg/m²

Los factores de reducción R_1 y R_2 se determinarán como sigue:

$$R_1 = 1 \text{ Para } A_t \leq 19 \text{ m}^2$$

$$R_1 = 1.2 - 0.01076 A_t \text{ Para } 19 \text{ m}^2 < A_t < 56 \text{ m}^2$$

$$R_1 = 0.6 \text{ para } A_t \geq 56 \text{ m}^2$$

Dónde:

A_t área tributaria en metros cuadrados soportada por cualquier elemento estructural y.

$$R_2 = 1 \text{ para } F \leq 4$$

$$R_2 = 1.2 - 0.05 F \text{ para } 4 < F < 12$$

$$R_2 = 0.6 \text{ para } F \geq 12$$

Donde, para una cubierta con pendiente, $F = 0,12 \times$ pendiente (con la pendiente expresada en porcentaje), para un arco o cúpula, $F =$ la relación altura-luz del tramo $\times 32$.

Sobre carga de nieve (S)

Es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella.

El peso específico de la nieve es muy variable según las circunstancias. Valores orientativos:

- Nieve recién caída: 120 Kg/m³
- Nieve prensada o empapada: 200 Kg/m³
- Nieve seca mezclada con granizo: 400 Kg/m³

Al ser la nieve una sobrecarga gravitacional, de acuerdo a los datos recabados de SENAMHI, se propone:

$$CN = g h \cos \alpha$$

Siendo:

CN: Carga de nieve en Kgf/m²

g : Peso específico de la nieve Kgf/m³

α : Angulo de agua en grados

h: Altura de nieve acumulada en techo (ver figura 2.5.1.1 anexo A10)

Tomando para este caso h=10 cm para la región R2.

También se puede considerar la tabla de Cargas Vivas Mínimas referenciales según NBDS-06 (Ver tabla 2.5.2.2 anexo A11)

Sobrecarga de viento (W)

Es otra sobrecarga variable. Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección.

Sobre una edificación tiene dos acciones:

Presión: depende en mayor medida de la velocidad También va a depender de la altura de la construcción.

Succión: depende del ángulo de inclinación del agua.

La velocidad básica de diseño es la velocidad del viento según la zona donde va estar emplazada la estructura, esta velocidad se obtiene de acuerdo a registro de mediciones de la velocidad del viento en un determinado periodo de retorno.

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento una sobrecarga unitaria W (Kg/m²) en la dirección de su normal:

$$W = C \frac{v^2}{16} \left(\frac{Kgf}{m^2} \right)$$

Dónde:

C: Coeficiente eólico dado en la tabla 2.5.1.1 (ver anexo A11)

v : Velocidad del viento en m/s. de la figura 2.5.1.2 (Ver anexo A10)

La nomenclatura a utilizarse según la especificación LRFD es la mostrada a continuación:

- Carga Permanentes = D
- Carga viva = L
- Carga viva en techo = L_r
- Carga viento = W
- Carga por sismo = E
- Carga de nieve = S
- Carga de lluvia o hielo sin incluir encharcamiento = R

Combinaciones

1.4D

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

$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$

$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$

$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$

$0.9D \pm (1.3W \text{ o } 1.0E)$

Se debe considerar para efectos del diseño estructural, la combinación de cargas que origine los mayores resultados, es decir la combinación que produzca la mayor sollicitación a la estructura en general o al miembro en particular.

❖ Diseño Estructura de sustentación de la cubierta (cercha metálica).-

La cercha se diseña para que soporte las cargas que actúan en su plano, en consecuencia pueden considerarse como una estructura bidimensional. Todas las cargas deben aplicarse en las uniones y no en los mismos elementos. Por

ello cada miembro de la cercha está sometido a fuerzas axiales directas (tracción o compresión).

Diseño de piezas a tracción:

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

$$\Sigma \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

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

$$f_{t1} = \frac{N_d}{A_B} \leq \phi_1 \cdot F_y$$

$$f_{t2} = \frac{N_d}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot F_r$$

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

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

Siendo:

f_{t1} y f_{t2} = esfuerzos de la pieza

N_d = La carga mayorada que actúa sobre la pieza

F_y = Límite elásticos del acero

F_r = Límite de ruptura del acero

A_B = Área bruta de la pieza

A_{crit} = Área crítica de la pieza

K = La esbeltez de la pieza

l = la longitud de la pieza

r = Radio de giro mínimo necesario de la pieza

AREA CRÍTICA:

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

$$A_{crit} \leq \left\{ \begin{array}{l} A_{crit\ de\ calc} \\ 0.85 A_B \end{array} \right.$$

Coefficientes de seguridad:

PARA LA RESISTENCIA:

a) Límite elástico $\phi_1=0.90$

b) Límite de ruptura $\phi_2= 0.75$

Se busca un perfil con estas características y se verifica las condiciones descritas.

Diseño de piezas a compresión: (Ver Figura 2.5.1.4 anexo A10)

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

$f_c = P/A$, donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable se tendrá entonces flexión que pueda considerarse como secundaria y ser despreciada si la condición de carga teórica puede aproximarse en buena medida. La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante.

La relación entre cargas y resistencia en la ruptura toma la siguiente forma:

$$f_a = \frac{Nd}{A} \leq F_a = F_{c_{crit}} * \phi \therefore \phi = 0,85$$

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

Dónde:

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

N_d = Suma de las cargas mayorada por su respectivo coeficiente de seguridad.

A = Área total de la pieza.

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

F_{crit} = Tensión resistente a compresión determinada en la hipérbole de Euler, sin coeficiente de seguridad.

ϕ = Coeficiente de seguridad de la tensión resistente=0.85

K = Coeficiente de pandeo que lleva en cuenta las condiciones de borde o tipo de apoyo en los extremos de la pieza (Ver Figura 2.5.1.5 Anexo A10)

L = Longitud de la pieza.

F_y = Tensión de límite elástico del acero que estamos trabajando.

E = Modulo de elasticidad longitudinal del acero.

Parámetro de esbeltez.

$$\lambda_c = \frac{K \cdot l}{\pi \cdot r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Simplificando } \frac{K \cdot l}{r_{min}} K' \leq 200$$

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre las columnas elásticas e inelásticas se toma $\lambda_c = 1,5$, las ecuaciones para el refuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue según la Figura 2.5.1.10 anexo A10)

Para $\lambda_c \leq 1,5$, intervalo inelástico

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

Para $\lambda_c > 1,5$, Intervalo elástico

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

$$A = \frac{N_d}{0.85 \cdot F_{crit}}$$

Diseño de piezas a flexión simple:

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

Dónde:

M_u: momento por cargas factorizadas

φ_b: factor de resistencia para vigas=0.9

M_n: Momento nominal (resistencia)

Los perfiles se clasifican en:

a) Compactos $\lambda \leq \lambda_p$

b) No compactos $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$

c) Esbeltos $\lambda > \lambda_r$

Flexión en alma y patín de perfiles de tipo canales y tipo I (Ver tabla 2.5.1.2 Anexo A11).

- Si el patín es no compacto y el alma es compacta, la sección es no compacta.
- Si el patín es compacto y el alma no compacto, la sección es no compacta.
- Todos los perfiles laminados de grado 36 son compactos excepto W10x15; sabiendo esto muy pocas veces se trabaja con perfiles no compactos o esbeltos.

• *Perfiles compactos.-*

Resistencia por flexión de perfiles compactos

Una pieza puede fallar por:

a) P.L.P. pandeo local del patín

Verificar= $\lambda \leq \lambda_p$

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

b) P.L.A. pandeo local del alma

Verificar= $\lambda \leq \lambda_p$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

c) P.L.T. pandeo lateral torsional

Verificar= $L_b \leq L_p$

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}}$$

Lb: distancia entre apoyos

r_y: radio de giro sobre el eje y de la sección

F_y: tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero a utilizar (Ksi)

Verificación de elementos a flexo-compresión

Para la verificación se tomará en cuenta lo siguiente:

a) Para $\frac{P_u}{(\phi_c P_n)} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

b) Para $\frac{P_u}{(\phi P_n)} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Dónde:

P_u= Resistencia requerida por fuerza axial

P_n= Resistencia nominal por fuerza axial=F_y*A

Φ_c = Coeficiente de resistencia para la compresión = 0.85

x,y = Ejes de flexión con respecto a los cuales se aplica un momento.

M_u = Resistencia necesaria a la flexión para resistir la carga mayorada.

M_n = Resistencia nominal a la flexión.=S_y*F_y

Φ_b = Coeficiente de resistencia a la flexión = 0.9

Diseño de correas

Separación permisible entre cerchas

La deflexión para cargas distribuidas se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta = \frac{5}{384} * q * \frac{L^4}{E * I_x}$$

La deflexión máxima para aceros es:

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{300}$$

Se deberá cumplir que las deflexiones: $\Delta \leq \Delta_{\max}$

Igualando y despejando L se puede calcular el espaciamiento máximo permisible.

$$L = \sqrt[3]{\frac{384}{300} * \frac{E * I_x}{q_{uy} * 5}}$$

Calculando la inercia mínima para la longitud adoptada

$$I_{\min} = \frac{5}{384} * \frac{(q_y * L^4)}{E_{\min} * \Delta_{\text{adm}}}$$

Para rigidizar la estructura, se colocarán tirantes en los tercios de la luz de las correas, por lo tanto se calcularán los momentos en los ejes respectivos (ver Figura 2.5.1.6 Anexo A10)

$$L_1 = L/3$$

$$M_1 = (2 * q_{ux} * L^2) / 225$$

$$M_2 = (q_{ux} * L^2) / 360$$

$$M_3 = (q_{ux} * L^2) / 90$$

Flexión disimétrica

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0$$

Dónde:

M_{ux}, M_{uy} = Resistencia a flexión requerida respecto de los ejes principales de la sección efectiva (kg*cm).

M_{nx}, M_{ny} = Resistencias nominales a flexión respecto de los ejes principales (kg*cm)

$\phi_b = 0,90$ ó $0,95$ para resistencia a la flexión para vigas con arriostramiento lateral continuo ó $0,90$ para vigas sin arriostramiento lateral.

x = Eje principal de mayor momento de inercia.

y = Eje principal de menor momento de inercia.

Resistencia nominal de secciones lateralmente arriostradas en forma continua:

Para elementos compactos:

El momento elástico efectivo M_n , se debe determinar de la siguiente manera:

$$M_n = S_e * F_y$$

Donde

F_y = Tensión de fluencia según lo especificado (kg/cm²)

S_e = Módulo elástico de la sección efectiva calculado para la fibra extrema comprimida o traccionada (cm³).

$$M_u < \phi_b * M_n$$

M_u : momento total de resistencia o resistencia de diseño (kg*cm).

Para buscar secciones y diseñar:

$$M_n = \frac{M_u}{0.9}$$

Entonces $S_e * F_y = \frac{M_u}{0.9}$ por tanto $S_e = \frac{M_u}{0.9 * F_y}$

Mayorando para buscar en tablas $S_e' = 1.2 * S_e$

Diseño de tirantes:

Se calcula un área necesaria con la siguiente expresión:

$$A = \frac{P}{\phi * 0.75 * F_r}$$
$$P = l * L_1 * q_{ux}$$

Dónde:

l = Longitud inclinada una cara de la cercha

L_1 = longitud de arriostramiento

q_{ux} = carga paralela a la superficie del techo

F_r = tensión de ruptura del acero (kg/cm²)

$\phi = 0.75$

Verificación a corte

La Resistencia de diseño al corte V_d es:

$$V_d = \phi_v \cdot V_n \quad \phi_v = 0,95$$

$$V_d > V_u$$

La resistencia nominal al corte, V_n (en kg) se determinará de la siguiente manera:

$$V_n = A_w \cdot F_v$$

(a) Para $h/t \leq \sqrt{E \cdot k_v / F_y}$
 $F_v = 0,60 F_y$

(b) Para $\sqrt{E \cdot k_v / F_y} < (h/t) \leq 1,51 \sqrt{E \cdot k_v / F_y}$
 $F_v = \frac{0,60 \sqrt{E \cdot k_v \cdot F_y}}{(h/t)}$

(c) Para $h/t > 1,51 \sqrt{E \cdot k_v / F_y}$

$$F_v = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot k_v}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2} = 0,904 E \cdot k_v / (h/t)^2$$

Dónde:

A_w = Área del alma de la barra = $h \cdot t$ (cm²)

E = Módulo de elasticidad longitudinal del acero, (Kg/cm²)

F_v = Tensión nominal de corte, (Kg/cm²).

V_n = Resistencia nominal al corte, (kg)

t = Espesor del alma, (cm).

h = Altura de la parte plana del alma medida sobre el plano del alma, (cm)

k_v = Coeficiente de abolladura por corte = **5,34**

Diseño placa base de columna Metálica:

Como se sabe, el área de diseño por compresión en el área de apoyo de una zapata de hormigón es mucho menor que el correspondiente a la base de acero de una columna. Cuando una columna de acero se apoya en la parte superior de una cimentación, ya sea una zapata aislada o una platea, es necesario que la carga que baja de la columna se distribuya en un área tal que no se aplaste el hormigón. Las longitudes y anchos de las placas base de columnas de acero se seleccionan en múltiplos pares de pulgadas y sus espesores en múltiplos de octavos de pulgada.

El AISC-LRFD tiene las siguientes especificaciones para placas base, sólo toma en cuenta el efecto de la carga axial total P_u actuante en la columna y que se transmite a la cimentación, con una presión P_u/A en donde A es el área de la placa base. La cimentación reaccionará a su vez con una presión P_u/A y tenderá a flexionar las partes de la placa base que quedan en vuelo fuera de la columna, como se ve en la Figura 2.5.1.7 (anexo A11) Así, la norma señala que los momentos máximos en una placa base ocurren a distancia entre $0.80bf$ y $0.95d$, donde “ bf ” es el ancho del patín y “ d ” el peralte de la columna, rigiendo el mayor de estos dos valores. El momento calculado nos sirve para calcular el espesor de la placa base. Sabiendo que la resistencia de diseño por aplastamiento del hormigón debajo de la placa base debe ser al menos igual a la carga actuante P_u , se tiene:

El área de la placa base se calcula en el caso de que la placa base cubre el área total del dado o pedestal de la cimentación:

$$P_u = \phi_c 0.85 f'_c A_1$$

$\phi_c = 0.60$ por aplastamiento del hormigón.

f'_c = resistencia del hormigón a compresión a 28 días.

A_1 es el área de la placa base

Se determina el valor de A_1 y se selecciona las dimensiones B y N de la placa mostradas en la Figura 2.5.1.7 (ver anexo A10) de manera que los valores de m y n mostrados sean aproximadamente iguales. Tal procedimiento hará los momentos de los

voladizos en las dos direcciones aproximadamente iguales. Esto nos permitirá mantener el espesor de la placa en un mínimo. La condición $m=n$ puede aproximarse si se satisface las siguiente ecuación.

$$N \approx \sqrt{A1} + \Delta$$

Donde $A1 = B * N$ (área de la placa)

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.8bf)$$

$$B = \frac{A1}{N}$$

Espesor de la placa. Para determinarlo, se toman momentos en las dos direcciones como si la placa estuviese en voladizo con las dimensiones m y n ambos calculados para un ancho de 1 cm de placa dichos momentos son:

$$\frac{Pu}{A1} * (m) * \left(\frac{m}{2}\right) = \frac{Pu * m^2}{2(A1)}$$

$$\frac{Pu}{A1} * (n) * \left(\frac{n}{2}\right) = \frac{Pu * n^2}{2(A1)}$$

Para el voladizo en la placa, la longitud critica "l" se toma como la mayor de las dimensiones m , n , $\lambda n'$:

Dónde:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$n = \frac{B - 0.8bf}{2}$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{dbf}}{4}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$X = \left(\frac{4 dbf}{(d + bf)^2}\right) \frac{Pu}{\phi_c P_p} \phi_c = 0.65$$

$$Pp = 0.85 f'cA1$$

Pu= la carga axial ultima

N= largo de la placa base

B= ancho de la placa base

bf= ancho del patín de la columna

d= peralte de la columna

Para el estado límite de fluencia el espesor mínimo requerido en la placa base se calcula con la siguiente ecuación:

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2 Pu}{\phi f FyBN}}$$

Dónde:

ϕf =Factor de reducción de resistencia a la flexión igual a 0.9

Fy= esfuerzo de fluencia especificado para la placa base.

Verificación a corte de pernos de anclaje.

El procedimiento para diseñar las anclas o pernos sometidos a tensión y cortante según la figura es el siguiente:

1. Determinar el cortante ultimo Vu
2. Determinar la tensión Ultima Tu
3. Proponer un diámetro Dr de anclas.(Ver figura 2.5.1.8 anexo A10)
4. Calcular la Resistencia a la tensión Rn disponible en el ancla.

$$Rn = \phi t 0.75 Fu Ar$$

Donde

ϕt = factor de reducción de resistencia a la tensión = 0.75

Fu= resistencia a la tensión especificada para el ancla (Ver tabla 2.5.1.3 anexo a11)

Ar= área de ancla

5. Determinar el número de anclas necesarias “nr” para resistir la fuerza de tensión

$$nr = \frac{Tu}{Rn} \geq 2$$

Se debe utilizar cuatro anclas como mínimo, por lo tanto, al menos dos deben resistir tensión es decir $nr \geq 2$

6. Calcular el momento flector M1 en las anclas.

$$M1 = \frac{Vu \text{ brazo}}{nr}$$

$$\text{brazo} = \frac{tp + 0.3175}{2} \quad tp = \text{espesor de la placa}$$

7. Determinar el esfuerzo fta debido a la tensión y el esfuerzo ftb debido a la flexión.

$$fta = \frac{Tu}{nr Ar} \quad ftb = \frac{M1}{S}$$

$$S = \frac{Dr^3}{6}$$

8. Se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$ft \leq \phi_v F'nt = \phi_v \left(1.3 Fnt - \frac{Fnt}{\phi_v Fnv} fv \right) \leq Fnt$$

Dónde:

$$ft = fta + ftb$$

$$Fnt = 0.75 Fu$$

$$Fnv = 0.4 Fu$$

$$\phi_v = 0.75$$

$$fv = \frac{Vu}{nr Ar}$$

En caso de que no cumpla la desigualdad buscar pernos de mayor diámetro.

La separación y distancias mínimas a bordes en cualquier dirección ya sea en la línea de la fuerza o transversal a la línea de fuerza

$$s \geq \frac{4}{3} * Dr$$

9. Longitud de anclaje de la placa (Ver Figura 2.5.1.9 anexo A10)

Los pernos trabajan, generalmente, por adherencia con el hormigón del pilar. La longitud que el perno debe tener embebida en el hormigón o mortero, debe ser la necesaria para lograr la adherencia de los pernos de la placa de anclaje con la cabeza del pilar, es así que se establece como longitud de anclaje el mayor valor de las siguientes expresiones:

$$lb1 = m Dr^2 \geq \frac{fck}{20} Dr \geq 15cm$$

$$lb1 = 10 * Dr$$

$$lb1 = 15 cm$$

Como el doblado es 90° se tiene una patilla de:

$$patilla = 2 * Dr$$

10. Dimensionamiento de las uniones soldadas.

Uniones:

Uniones por soldadura

La soldadura constituye una unión fija entre dos o más piezas metálicas, por lo general de igual material, las cuales por medio de calor entregado a las mismas, y casi siempre a un material adicional de aporte, se funden y se combinan resultando una unión.

Soldaduras Fuertes: Unión por Cohesión.

Oxiacetilénica (autógena), soldadura eléctrica por arco voltaico, soldadura aluminotermia y por resistencia eléctrica y presión.

Soldaduras Blandas: Unión por Adhesión.

Aleaciones de estaño y plomo, el material aportado es de menor resistencia y dureza que los que se unen.

Soldaduras con aporte de material: Unión por fusión de los materiales o del material de aporte

Soldaduras sin aporte de material: Además de la fusión necesitan presión para la soldadura.

La resistencia de la soldadura depende de:

- Calidad del metal de aportación
- Espesor de la junta
- Tersura de las superficies
- Tipos de materiales a soldar
- Temperatura del soldado
- Duración del contacto entre la soldadura y la parte a la temperatura de soldado.

Valores óptimos del refuerzo en cortante: (valores últimos)

- Soldadura blanda: Cobre: 41.46 MPa (422.7 kg/cm²)
 Acero dulce: 64.55 MPa (352.3 kg/cm²)
 Latón: 27.64 MPa (281.8 kg/cm²)
- Soldadura Fuerte: Bronce: 345.47 MPa (3522.7 kg/cm²)

Soldadura por arco voltaico:

Se funden las piezas a soldar y el aporte, se usa el calor del arco voltaico producido al circular una corriente eléctrica, a través del aire, entre los electrodos positivo y negativo, constituidos por la pieza a soldar que actúa de ánodo y la pinza con la varilla del material de aporte que es el cátodo. Se alcanzan temperaturas de hasta 3600°C.

Electrodo: *es* la pinza con la varilla de aporte de material

Pieza: *es* el material a soldar.

Generalmente se usa corriente continua de 50 V a 70 V para encender el arco y de 20 V y 30 V durante el trabajo. La corriente circulante varía de 50 a 500 amperes.

Electrodos:

Está constituido por una varilla de acero o aleación, las que actualmente vienen todas revestidas o recubiertas con un material especial. (Ver Figura 2.5.1.10 Anexo A10)

Recubrimientos:

Revestimiento de rutilo óxido de titanio.

Revestimiento ácido Ferro manganeso

Revestimiento básico Carbonato cálcico

Revestimiento orgánico Celulosa

Función del revestimiento

El revestimiento se funde y forma una envoltura gaseosa que impide la penetración del nitrógeno y del oxígeno del aire, que causarían, el primero la fragilidad del material y, el segundo, inclusiones de óxidos, que debilitan la soldadura.

Además el revestimiento contiene elementos que suplen las materias eliminadas por la combustión, como por ejemplo el manganeso y el carbono, al ionizar el aire, estabiliza el arco eléctrico, forma escorias que cubren el cordón de soldadura, disminuyendo la velocidad de enfriamiento con lo que se reducen las tensiones en el material además de absorber las impurezas del baño de fusión.

Propiedades mínimas de los metales de aporte (Ver tabla 2.5.1.5 Anexo A11)

Los 2 primeros dígitos: Resistencia a la tensión (kpsi – Mpa)

Penúltimo dígito: Posición del soldado:

1. Plana, horizontal, vertical y elevada
2. Filetes planos y horizontales
3. Solo en posición plana

Último dígito: Variables de la técnica de soldado como fuente de corriente.

Los diámetros varían entre 1/16 y 5/16 in o 2 a 8 mm

Propiedades de aplicación de varios electrodos (Ver tabla 2.5.1.6 Anexo A11)

Selección y rendimiento de electrodos. (Ver tabla 2.5.1.7 Anexo A11)

Dimensionamiento de las uniones soldada

Soldadura Tipo Filete:

La simbología que se utiliza para este tipo de soldadura es como la que se muestra en la Figura 2.5.1.11 (Ver anexo A10).

El diseño y el análisis de este tipo de soldadura se basan en la suposición de que la sección transversal de la soldadura es un triángulo a 45°, como se muestra en la Figura

2.5.1.12 (ver anexo A10) cualquier refuerzo (material agregado fuera de la hipotenusa del triángulo) o penetración son despreciados. El tamaño de un filete de soldadura se denota por la letra “w” y es la longitud de uno de los lados iguales de esta sección transversal idealizada. Los tamaños estándar de las soldaduras se especifican en incrementos 1.5 mm. Aunque una longitud de soldadura puede cargarse en cualquier dirección en cortante, compresión o tracción, un filete de soldadura es más débil en cortante y siempre se supone que falla de esta manera. Específicamente, se supone que la falla ocurre por cortante sobre un plano a través de la garganta de la soldadura.

En las soldaduras el material del electrodo deberá tener propiedades del metal base (es decir sus resistencias nominales son similares). En la tabla 2.5.1.8. (Ver anexo A11) se muestran las resistencias nominales de varios tipos de soldadura.

La resistencia de diseño de una soldadura específica se toma como el menor valor de las siguientes expresiones:

$$\phi F_w \text{ (} F_w \text{ es la resistencia nominal de la soldadura)}$$

$$\phi F_{BM} \text{ (} F_{BM} \text{ es la resistencia nominal del metal base)}$$

Para soldadura de filete la resistencia nominal por esfuerzos en el área efectiva de la soldadura es (Ver Figura 2.5.1.13 anexo A10).

$$\text{Para } \theta = 0^\circ \quad F_w = 0.6 F_{EXX}$$

$$\text{Para } \theta = 90^\circ \quad F_w = 0.6 (1.5 F_{EXX}) = 0.9 F_{EXX}$$

Dónde:

$$\phi: 0.75$$

F_{EXX} : resistencia por clasificación del metal base (Ver Tabla 2.5.1.5 Anexo A 11)

Se usan electrodos E70 para aceros con valores $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Si se tiene tracción o compresión paralela al eje de la soldadura, la resistencia nominal del metal base es:

$$F_{BM} = F_y \quad \phi = 0.90$$

La resistencia de diseño por cortante de los miembros conectados es:

$$\phi R_n = \phi * F_n * A_n$$

Dónde:

ϕ : 0.75

$F_n=0.6 F_u$

A_n : es el área neta sujeta a cortante

Tamaño mínimo:

El tamaño mínimo permitido es una función del espesor de la parte más gruesa conectada y se da en la tabla 2.5.1.9 (Ver anexo A11).

Tamaño máximo: (Ver Figura 2.5.1.14 anexo A10)

$$t_p < 6 \text{ mm} \quad w = t_p$$

$$t_p \geq 6 \text{ mm} \quad w = t_p - 1.6 \text{ mm}$$

t_p : es el espesor de la parte conectada.

Longitud Mínima:

La longitud mínima de una soldadura de filete no debes ser menor que 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor que este valor, el grueso de la garganta considerada efectiva debe reducirse a 6 mm de longitud de soldadura.

$$L = 4 w$$

Remates de extremo:

Cuando una soldadura se extiende hasta el extremo de un miembro, ella debe prolongarse alrededor de la esquina (Ver Figura 2.5.1.15 anexo A10). La razón de esta prolongación es principalmente la de evitar las concentraciones de los esfuerzos y garantizar que el tamaño de la soldadura se mantenga en toda su longitud. El remate debe ser de por lo menos dos veces el tamaño de la soldadura. Esta puede incluirse en la capacidad de carga o puede de manera conservadora despreciarse.

Soldadura de filete para ángulos

Para el diseño de soldadura de filete para ángulos simples o dobles, sujetos a solamente cargas axiales estáticas se puede seleccionar el espesor de la soldadura alrededor de los extremos de los miembros como juzgue conveniente.

La fuerza en un ángulo, como se muestra en la figura 2.5.1.16 (Ver anexo A10), se considera que actúa a lo largo de su eje de gravedad. Para que el eje de gravedad de la desasistencia de la soldadura coincida con la fuerza en el ángulo, la soldadura debe colocarse asimétricamente, por lo que un lado es mayor a otro.

Para el ángulo mostrado la fuerza que actúa a lo largo de la línea L_2 (designada como P_2) puede determinarse tomando momentos con respecto a L_1 . La fuerza en el miembro y la resistencia de la soldadura deben coincidir, y los momentos de ambos con respecto a un punto cualquiera deben ser igual a cero. Si los momentos se toman con respecto a L_1 , la fuerza P_1 (que actúa a lo largo de L_1), se elimina de la ecuación y puede determinarse P_2 , de modo semejante P_1 puede determinarse tomando momento a lo largo de L_2 o mediante $\Sigma V=0$.

2.5.2. Estructura de sustentación de la Edificación.-

❖ Materiales

Acero estructural de refuerzo de Hormigón Armado

Para el diseño de la secciones de todos los elementos de hormigón armado se considera un acero de refuerzo con una resistencia a la tracción de $f_yk= 4000\text{kg/cm}^2$. Para el cálculo de secciones se utilizará un Hormigón H200 con resistencia característica a la compresión de $f_{ck}= 200 \text{ kg/cm}^2$ para todos los elementos estructurales (cimentación columnas y vigas) (Ver tabla 2.5.2.1 anexo A11).

❖ Parámetros para cargas

Cuando se determine las cargas permanentes con propósito de diseño se deben usar los pesos reales de los materiales y elementos constructivos.

Las cargas permanentes se obtendrán multiplicando los volúmenes o superficies considerados en cada caso, por los correspondientes pesos unitarios, para los materiales y conjunto funcional de la construcción. (Ver anexo A5 cargas en la Edificación.)

❖ Sobrecargas de diseño

Las sobrecargas usadas en el diseño de edificios y otras estructuras serán las máximas esperadas para el diseño deseado en la vida útil de la construcción, pero en ningún caso deben ser menores que las cargas mínimas requeridas (Ver tabla 2.5.2.2 anexo A11).

- Viento:

Se considera lo prescrito en el capítulo 2.5.1. Correspondiente a *Sobrecarga de viento* (*W*).

- Sismo:

La aceleración del suelo probable para la Ciudad de Tupiza es $0.5 \text{ (cm/s}^2\text{)}$, con espectro Tipo 1 datos obtenidos de la Norma boliviana de Diseño Sísmico Tabla TC3-2 en la página 3-3 como también se observa la aceleración sísmica en el departamento de Potosí (Ver figura 2.5.2.1 anexo A10). Con esta aceleración se puede clasificar según la escala de Mercalli Modificada, (Ver tabla 2.5.2.3 anexo A11), teniendo un “grado I muy débil”, imperceptible para la mayoría de las personas, razón por la cual no se consideró esta aceleración en el análisis de cargas ni en el cálculo estructural.

Criterios de diseño para una estructura en general: El cálculo de una estructura consiste en comprobar la satisfacción de las condiciones de equilibrio de esfuerzos y de compatibilidad de deformaciones, incluyendo también la fase previa de establecimiento del tipo estructural. (Ver figura 2.5.2.2 anexo A10).

Estructura de sustentación (Pórticos de hormigón armado) Los pórticos son elementos estructurales de hormigón armado formados por vigas y columnas en toda la altura del edificio.

Vigas de hormigón armado.-

Disposición de las armaduras:

Distancia entre barras

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

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

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

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

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

Doblado de las armaduras

Con independencia del ensayo de doblado-desdoblado de las armaduras, encaminado a comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios que los utilizados en este ensayo para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona de codo.

En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo. Radios de curvatura para ganchos y estribos son los que se muestran en la tabla 2.5.2.5 (Ver anexo A11)

\emptyset = Diámetro de la barra (mm).

a) En el caso de estribos con $\emptyset < 10\text{mm}$. los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a $1.50 \emptyset$ cualquiera que sea el acero

b) Para barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con $\emptyset > 6\text{mm}$. Es obligatorio colocar gancho en las extremidades del anclaje.

Radios de curvatura para la armadura principal son los que se muestran en la en la tabla 2.5.2.6 (Ver anexo A11)

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

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

Anclaje de las armaduras

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

Jiménez Montoya dice “*la longitud de anclaje de una armadura es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, y de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje*”.

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

$$lb_1 = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

Para aceros lisos

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

Para aceros corrugados

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

Cuando la armadura real es mayor que la necesaria.

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

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

Dónde:

ϕ =Diámetro de la armadura

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

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

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

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

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

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

Para aceros lisos

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

Para aceros corrugados

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

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

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

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

Empalme de las armaduras

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

- Parámetros de diseño de vigas

Una de las recomendaciones de la noma es que para pre-dimensionar vigas de hormigón armado se debe tomar en cuenta la resistencia de cada uno de los materiales a emplear en el diseño, hacer el cálculo de los momentos que ocasionan las acciones y dimensionar según los siguientes pasos:

La altura debe ser $L/12$; $L/16$ donde L es la luz de cálculo.

El recubrimiento mínimo empleado para vigas es de 2 cm. (Ver tabla 2.5.2.4 anexo A11),

Para reducir la flecha es aconsejable no utilizar elementos muy esbeltos, colocar armadura de compresión emplear hormigones de baja fluencia y retrasar lo más posible la aplicación de caras al hormigón.

Para la determinación de esta flecha se considera solamente la producida por las acciones simultaneas de carga permanente y sobrecarga de uso.

Estados Limites Últimos (ELU según CBH-87)

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el empleo de este método se muestran en la tabla 2.5.2.7 (Ver anexo A11.)

El valor final de γ_f será el que se obtenga como resultado de las combinaciones de las correcciones introducidas en el coeficiente básico en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles.

Se tendrá en cuenta que el caso de daños previsibles muy importante no es admisible un control de ejecución a nivel reducido.

Se podrá reducir el valor final en un 5 % cuando los estudios cálculos e hipótesis sean muy rigurosos se consideren todas las sollicitación y sus combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalle de los anclajes nudos enlaces apoyos.

- Diseño de vigas

Para el diseño se debe tomar en cuenta la resistencia de cada uno de los materiales a emplear en el diseño, hacer el cálculo de los momentos que ocasionan las cargas y dimensionar tomando en cuenta los siguientes criterios:

Armadura longitudinal (estado limite último ELU-CBH)

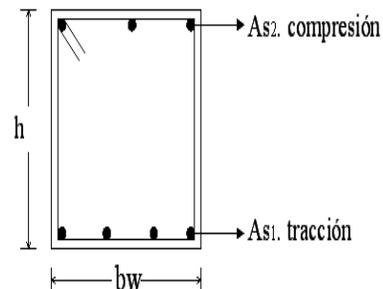
Las dimensiones de h y b deben estar relaciona tal que

$$h = (2 \text{ a } 3) b.$$

El recubrimiento mínimo es 2 cm.

Por razones de ductilidad se puede fijar un canto mínimo sin armadura a compresión el que corresponde a una profundidad de eje neutro

$x = 0,45 * d$, para las cuales se deducen los siguientes valores límites:



$$\xi = 0,45 \quad \mu = 0,252 \quad \omega = 0,310$$

$$d_{min} = 2 * \sqrt{\frac{Md}{b * fcd}}$$

Dónde:

b = Ancho de viga (cm).

fcd = Resistencia a compresión del hormigón minorada (kg/cm²)

Md=momento de diseño (kg*cm)

El uso de los valores mostrados en la tabla 2.5.2.8 (Ver anexo A11) no son muy recomendables por el hecho de que se tiene baja ductilidad en la sección y aumento en las flechas diferidas.

Resistencia de cálculo del Hormigón y Acero:

a) Hormigón Armado Comprimido:

$$fcd = \frac{fck}{\gamma_c} \left[\frac{KN}{cm^2} \right]$$

b) hormigón armado Traccionado:

$$ftd = \frac{fctk}{\gamma_c} \left[\frac{KN}{cm^2} \right]$$

c) Acero:

$$fcd = \frac{fyk}{\gamma_s} \left[\frac{KN}{cm^2} \right]$$

Dónde:

Fck: resistencia característica del hormigón a los 28 días 200 kg/cm²

γ_c = coeficiente de minoración del hormigón 1.5

fyk= resistencia característica del acero 4000 kg/cm²

γ_s = coeficiente de minoración del acero 1.15

Calculo de momento de diseño

$$Md = 1.6 M_{max}$$

Dónde:

M_{\max} = momento de cálculo estructural máximo

Para el cálculo estructural es necesario descubrir la hipótesis más crítica para el diseño de los diferentes elementos de la estructura, esto es la que arroje, las mayores sollicitaciones en las piezas a diseñar.

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{Md}{bw.d^2.fcd}$$

Dónde:

M_d = momento de diseño

bw = base de la pieza

d = canto útil de la pieza = $h-r$

fcd = resistencia de cálculo del hormigón

Si $\mu_d \leq \mu_{\text{dlim}}$ no se necesita armadura a compresión.

El momento reducido μ_{dlim} se lo determina en función de la resistencia del acero, considerando que la fibra neutra con baje más del 45% es decir $x=0,45*d$

$$\text{Con } d \geq d_{\text{min}} \quad \mu_{\text{dlim}} = 0.254$$

Si cumple la condición se busca la cuantía mecánica ω con μ_d de tabla 2.5.2.9 (Ver anexo A11)

Área de acero necesaria:

$$A_s = w.bw.d.\frac{fcd}{f_yd}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = w_{\text{min}}.bw.d$$

Para hallar la cuantía geométrica ω_{\min} se observa la tabla 2.5.2.10 (Ver anexo A11) en función al tipo de acero a utilizar.

Según la norma el área de acero a utilizar es:

$$A_s \geq \begin{cases} A_{s_{cal}} \\ A_{s_{min}} \end{cases}$$

Si $\mu_d \geq \mu_{dlim}$ entonces se necesita armadura a compresión.

$$ws2 = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \frac{d_2}{d}}$$

$$As2 = ws2 \cdot bw \cdot d \cdot \frac{fcd}{fyd} [cm^2]$$

$$ws1 = ws2 + wlim$$

Cuantía mecánica a tracción

$$As1 = ws1 \cdot bw \cdot d \cdot \frac{fcd}{fyd} [cm^2]$$

$$A_{s_{min}} = w_{min} \cdot bw \cdot d$$

Por norma:

Armadura a tracción

$$A_{s1} \geq \begin{cases} A_{s1} \\ A_{s_{min}} \end{cases}$$

Armadura a compresión

$$A_{s2} \geq \begin{cases} A_{s2} \\ A_{s_{min}} \end{cases}$$

Numero de barras a emplear

$$N_{barras} = \frac{A_s}{A_{barra}}$$

Espaciamiento

$$Espaciamiento = \frac{b - 2 * d_1 - \theta}{N_{barras}}$$

Armadura transversal (estado limite último ELU-CBH)

Para el diseño se sigue el flujo grama de la figura 2.5.2.3 (Ver anexo A10)

Determinaciones de la resistencia de cálculo.

Estas son las mismas que las determinadas para la armadura longitudinal.

Calculo del cortante de diseño

$$V_d = 1.6 V_{max}$$

Dónde:

V_{max} : cortante de análisis estructural máximo

V_d : cortante de diseño

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas viene dada por las expresiones

$$f_{vd} = 0.5 \sqrt{f_{cd} \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}$$

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

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

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

f_{vd} = resistencia virtual al corte del hormigón

b_w = base de la sección

d = canto útil

Calculo de cortante que tiene que resistir el acero

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

V_{cu} = cortante resistido por el hormigón

Calculo de la armadura necesaria

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0.9 * d * f_{yd}}$$

V_{su} = cortante a ser resistido por el acero

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero

d = canto útil

t = longitud de cálculo = 100cm

Calculo de la armadura mínima

Si $V_d \leq V_{cu}$ entonces

$$A_{smin} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Si $V_d > V_{cu}$

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

Debe cumplir $V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$ en caso contrario, cambiar las dimensiones de la sección transversal.

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

La separación “s” entre estribos no debe sobrepasar a la menor de las tres cantidades siguientes:

- 12 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales.
- 30 cm

Verificación En Estados Límites de Servicio (ELS)

- Estado límite de fisuración:

Una viga está en buenas condiciones de fisuración, cuando se verifica, la siguiente relación, entre la separación media de fisuras, S_m , el alargamiento medio del acero ξ_m y la abertura límite, w_{lim} :

$$1,7 * S_m * \xi_m \leq w_{lim}$$

$$S_m = 2 \left(c + \frac{s_0}{10} \right) + K_1 * K_2 * \frac{\phi}{\rho}$$

$$\xi_m = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 * \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

Dónde:

E_s = Modulo de elasticidad del acero

F_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

γ_f = 1,6 coeficiente de seguridad de la sollicitación

Fisura límite= 0,4 mm según CBH-87

c (cm)= recubrimiento de la armadura

s_0 (cm)= distancia entre barras ; $s_0 \leq 15 * \phi$ (diámetro de las barras)

K_1 = coeficiente función de la calidad de adherencia=0,4 barras de alta adherencia

K_2 = coeficiente que representa la fluencia de la forma del diagrama de tensiones en la sección =0,125 (en flexión)

ρ =(A_s/A_c ,eficaz) cuantía geométrica de la condición de fisuración

$A_{c,eficaz}$ = ($b_w * h_{ef}$)= $b_w * (c + 7,5\phi)$

σ_s = tensión de la armadura

σ_{sr} = tensión de la armadura, calculada en la hipótesis de sección fisurada

β_1 = coeficiente en función de la calidad de adherencia =1 para barras de alta adherencia

β_2 = coeficiente de repetición de las cargas=0,5 para cargas de larga duración

- Estado límite de deformaciones:

La actuación de cargas (corta o larga duración) y otras (tales como los asientos de apoyo, la retracción, la fluencia, las variaciones térmicas y las variaciones en contenido humedad) provoca las correspondientes deformaciones en los elementos estructurales.

Los cálculos de deformaciones se efectúan a partir de los valores característicos de las acciones y de resistencia de materiales. Uno de los movimientos que experimentan las piezas en una estructura plana es el desplazamiento transversal a la directriz es decir la flecha.

Conviene distinguir en todo estudio de deformaciones las tres tipos de flechas:

- Flecha instantánea: ocasionada por la carga total.
- Flecha total: formada por la flecha instantánea más la diferida.
- Flecha activa: relativo a un elemento dañable (tabique, ventanal, etc.)

Los valores límites admisibles para las flechas en edificaciones normales según la instrucción Española en función a su longitud son:

$$f_{total} = \frac{L}{250} \qquad f_{act} = \frac{L}{400}$$

Para verificar estas condiciones es necesario calcular las flechas producidas por las solicitaciones y se muestra a continuación:

* Flecha instantánea:

$$f_{inst} = \alpha * \frac{Ma * L^2}{Ec * I} \qquad Ec = 9500 \sqrt[3]{fck + 8} ; (Mpa)$$

Dónde:

α =Coeficiente que depende del tipo de carga y forma de sustentación=1/16

Ma = Momento flector de servicio (kg*cm)

L= Longitud de la viga (cm)

I = Momento de inercia de la pieza. (cm⁴)

Ec=Modulo de deformación del Hormigón según CBH-87 (sección 5.1.6 pag.40)

* Flecha diferida:

Se multiplicar el factor "K" por la flecha instantánea.

$$K = \left[2 - 1,2 \left(\frac{A's}{A_s} \right) \right] \geq 0,6$$

A's y A_s = Son las secciones de las armaduras en compresión y tracción respectivamente.

* La flecha total es la suma de la flecha diferida más la flecha instantánea.

Columnas de hormigón armado.-

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

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.

Excentricidad mínima de cálculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm. siendo h el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

Disposición relativa a las armaduras

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20cm. si se trata de secciones rectangulares y 25cm. si la sección es circular.

Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12cm. y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras.

Cuantías límites

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

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_1 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

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

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

Dónde:

Ac= El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd}= Resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 4000kg/cm².

A1 y A2=Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

N_d=Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón.

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

Armadura transversal

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

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

$$S \leq b_e$$

Siendo b_e la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30cm.

Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq 15\phi$$

Dónde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a $12 * \phi$.

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

- *Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado*

Longitud de pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.

La longitud de pandeo ℓ_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla 2.5.2.11 (Ver anexo A11) en función de la sustentación de la pieza.

La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a ella.

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación, paralelamente con las Figura 2.5.2.4 y Figura 2.5.2.5 (Ver anexo A10)

*Longitud de pandeo $\ell_0 = k * l$ (k se obtiene entrando con ψ)*

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

Esbeltez geométrica y mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_0/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = \ell_0/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda CBH-87 son los que mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_0 < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_0 < 58$), debe aplicarse el método general. Para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_0 > 58$).

- *Flexión esviada*

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes:

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:
- La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

Sección rectangular con armadura simétrica

Se trata en este apartado el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, en la única incógnita es la armadura total.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación.

Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción(N, Mx, My). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos $N=cte$. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_x, μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón (Ver figura 2.5.2.6 anexo A10).

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x, μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria w .

Columnas cortas y largas

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

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

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

Relación de esbeltez

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

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

$$l_o = k \cdot l$$

} La pieza puede considerarse corta

l_o : Longitud de pandeo

i: Radio de giro

k: Coeficiente de pandeo

Compresión simple

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el *baricentro plástico de la sección*.

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

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

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

Dónde:

h: Canto total en la dirección considerada

Resistencia del hormigón

De acuerdo con la norma, cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10 por 100, con el objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza.

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

Excentricidad de primer orden

Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento

$$e_o = \frac{M}{N_d}$$

Excentricidad ficticia

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

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

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

Excentricidad total

$$e_T = e_o + e_{fic}$$

Armadura Longitudinal

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

Momento reducido.

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

Axil reducido.

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

De los ábacos en rosetas (Ver figura 2.5.2.6 anexo A10). → w

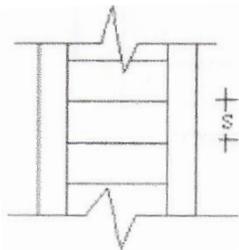
$$A_s = w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

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

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón

Armadura transversal

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



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

El diámetro del estribo será:

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

Losa aligerada con nervios paralelos en una sola dirección.-

Sistema de losa Vigüeta Bovedilla

Componentes del sistema:

Vigüeta pretensada: componente portante resistente del sistema, formado por alambres de pre esfuerzo y de concreto de alta resistencia, las cuales son de alma llena mediante fabricación de moldes fijos o extrusión (molde deslizante).

Bovedilla o componente aligerante: componente aligerante de relleno apoyado directamente en las vigüetas, fabricados de material con densidad inferior a la del

concreto, tales como cemento-arena, poli estireno, barro o cualquier otro material que disminuya el peso y aligere la losa.

No se considera contribución alguna por parte de las bovedillas a la resistencia de la losa.

La separación entre viguetas depende de las dimensiones de la bovedilla que se utilice, normalmente oscila entre 50 y 60 cm medida centro a centro de viguetas, la altura de la bovedilla depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm.

Losa de compresión: Es el concreto colado en obra con el acero de refuerzo requerido, el cual queda encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema.

Al realizarse el colado del concreto en la obra, se integra en forma monolítica la vigueta con la capa de compresión (como si toda se colara al mismo tiempo).

La resistencia mínima del concreto colado en obra será de $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, fabricado con tamaño máximo de agregado de 19 mm (3/4”), y debe vibrarse para asegurar su penetración en las cuñas.

La losa de compresión, que se vacía en obra debe tener los espesores (t) mínimos, en función de las características del sistema estructural global y de las longitudes de los claros de soporte (Ver Tabla 2.5.2.12 anexo A11).

Acero de refuerzo en losa de compresión: se requiere colocar acero de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se lleguen a presentar así como para evitar agrietamientos por cambios volumétricos debidos a variaciones de temperatura, el acero de refuerzo calculado es el minio requerido por contracción y temperatura.

Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm. Y cuya área A_s en cm^2/cm , cumplirá la condición

$$A_{min} \geq \frac{50 * h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Dónde:

Amin: es el área de sección de armadura de reparto según el CBH-87 para el tipo de acero AH400 y una altura h de 5 cm se tiene un área =0,79 (cm²/m).

h: espesor de la losa de compresión (cm)

fsd: resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (MPa).

El refuerzo de la losa de compresión debe ser ortogonal empleando mallas electro soldadas o varillas.

El peralte mínimo del sistema será del claro L entre 25

Verificación de la resistencia de la vigueta pretensada:

Es necesario verificar la capacidad resistente de las piezas para garantizar la seguridad en la estructura.

Se hace el análisis de una vigueta de la estructura considerando esta empotrada para determinar los momentos producido por las máximas sollicitaciones debidas a carga muerta y sobrecarga la misma que tendrán que verificarse con los momentos admisibles proporcionados por el fabricante (Ver Figura 2.5.2.7 anexo A10).

Para el diseño de armadura negativa en los extremos de la pieza se sigue la misma secuencia de cálculo utilizada que para vigas mostrado párrafos arriba (diseño de vigas).

2.5.3. Escaleras.-

- *Escaleras apoyadas longitudinalmente:*

Las escaleras armadas longitudinalmente son aquellas quien se encuentran apoyadas en los extremos y que llevan el acero principal a lo largo del eje de la escalera y perpendicularmente a las escaleras. Por su tipo de apoyo pueden ser simplemente apoyadas y empotradas siendo de estudio el primer caso.

Dimensionamiento y trazado de la escalera:

El trazado de la escalera una vez definido el tipo se basa en las dimensiones de la huella h, y de la contra huella c, (Ver Figura 2.5.3.1.Anexo A10), por razones de seguridad para los usuarios todos los peldaños deben ser iguales y para evitar un

cansancio excesivo, las dimensiones c y h deberán cumplir ciertas condiciones siendo una de ellas.

$$2c + h = 60 \text{ a } 64 \text{ (Neufert)}$$

Una dimensión frecuente es h= 30 cm y c= 17 cm.

Fijadas las dimensiones c y h se conoce la pendiente de los tiros de la escalera.

$$tg \alpha = \frac{c}{h}$$

Para el diseño se consideran cargas verticales y con la luz proyectada horizontalmente. (Ver Figura 2.5.3.2. Anexo A10).

La obtención de la armadura longitudinal es análoga al de vigas, por otra parte se debe disponer de una armadura de repartición mínima colocada a lo largo del paso. (Ver Figura 2.5.3.3. Anexo A10).

- *Escalera de dos tramos con descansadillo:*

En el primer tramo el extremo inferior sirve como apoyo a la escalera y por lo tanto el punto B no desciende y se considera como si existiera un apoyo ficticio que impide el desplazamiento vertical (ver Figura 2.5.3.4.a Anexo A10).

En el segundo tramo ($L_1 > L_2$) donde L_2 es el descanso, es similar al del primer tramo en el que el punto B no sufre desplazamiento vertical. (Ver Figura 2.5.3.4.b Anexo A10).

Los esfuerzos en la escalera se la determinan considerando los efectos sobre las acciones para garantizar la seguridad.

Proceso de cálculo

p=huella

cp=contra huella

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será:

$$M_{U \text{ Diseño}} = \alpha * M_{\text{max}}$$

Donde:

$$\alpha=0,8-1,0$$

Cálculo del espesor de la loza de la escalera

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20}$$

$$\cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}}$$

$$h_o = \frac{t}{\cos \theta}$$

$$h_m = h_o + \frac{cp}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$

Dónde:

t= Espesor de la loza de la escalera

L_n= Longitud horizontal de la escalera

h= Proyección vertical de t

h_m= Altura media

Cálculo de la carga última

$$q_u = p_p + A_{cab} + s_c$$

Dónde:

q_u= Carga última que actúa sobre la escalera

p_p= Peso propio

A_{cab}= Acabados

s_c= Sobrecarga de uso

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

Cálculo del canto útil

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

Dónde:

t= Espesor de la losa de la escalera

r= Recubrimiento

Φ =Diámetro del hierro

Cálculo de la armadura positiva

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

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

Dónde:

A_s = Área de armadura positiva

$f'c$ = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm^2)

f_y = Limite de fluencia del acero (kg/cm^2)

Disposición de la armadura

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} \cdot \pi \cdot \Phi^2}{4}$$

$$S = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N^{\circ} \text{ barras} - 1}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

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

Dónde:

S=espaciamiento entre barras

Refuerzo de momento negativo

$$(-)A_s = \frac{(+)A_s}{2}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{s \text{ min}} < (-)A_s$$

Refuerzo transversal por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 * b * t$$

$$S = \frac{A_{\phi}}{A_{st}}$$

Dónde:

A_{st} = Área de armadura transversal

A_{ϕ} = Área de la barra de hierro

2.5.4. Fundaciones.-

Es necesario conocer todas las cargas calculadas con precisión incluyendo cargas de viento cargas constructivas y otras cargas temporarias que podrían influir durante la etapa de construcción.

También se debe conocer con exactitud el tipo de estructura y su comportamiento con relación a la rigidez de la misma, además de tener el conocimiento pleno del estrato sedimentario donde se va a realizar la fundación las diferentes capas de formación, nivel freático y resistencia. Conociendo los datos mencionados se escoge una fundación que atienda las condiciones técnicas y económicas de la obra.

- Parámetros de diseño de zapatas de hormigón armado.

La carga admisible sobre el terreno puede venir impuesta por la condición de que los asientos del mismo sean compatibles con la capacidad de deformaciones de las estructura o resultar de consideraciones puramente resistentes. En este último caso es cociente entre la carga de hundimiento del suelo y el coeficiente seguridad.

Las zapatas de espesor constante son más sencillas de construir aunque llevan mayor cantidad de hormigón en zapatas piramidales el espesor h_o del borde debe ser $h_o \geq h/3$ y no menor e 30cm.

Las zapatas llevan una armadura principal de tracción paralela a la carga inferior constituidas por barras de ambas direcciones deben emplearse en la misma barra redonda de diámetro grande siempre que lo permitan las condiciones de adherencia además recubrimientos importantes del orden de 7 cm. Para evitar la corrosión de las armaduras la separación de estos redondos no debe superar los 30cm.

El canto útil “ d_1 ” se toma igual a “ d ” canto en el paramento del pilar o muro pero no mayor a 1.5

- Diseño de zapatas aisladas (Ver Figura 2.5.4.1 Anexo A 10)

De principio se obtendrá las envolventes de reacciones de los apoyos de la estructura y en función de la resistencia del suelo.

Se realizará el cálculo de armaduras, la verificación al corte, punzonamiento, adherencia, verificación al vuelco, deslizamiento y la verificación de los esfuerzos en la base de la fundación, de manera que dichos esfuerzos resulten menores al admisible del terreno de fundación.

Calculo del área de fundación

$$A = \frac{1.05 * N}{\sigma_{adm}}$$

Dónde:

N fuerza resultante de la reacciones de la estructura

Calculo de los esfuerzos

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma = \frac{N + pp}{A} \pm \frac{6 * Ma}{a^2 * b} \pm \frac{6 * Mb}{b^2 * a}$$

Dónde:

PP peso propio de la fundación

$$N+pp = \begin{cases} N + 5\%N \\ N + 10\%N \end{cases}$$

Calculo de la altura útil

$$\left\{ \begin{aligned} d &= \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{(2 * k) - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d &= \frac{2(a - a_0)}{4 + k} \\ k &= \frac{4f_{vd}}{y * \sigma_{adm}} \\ f_{vd} &= 0.5\sqrt{f_{cd}} \end{aligned} \right.$$

Altura de la zapata

$$h = d + r$$

Donde r= recubrimiento para zapatas igual a 5cm.

Calculo de los momentos flectores en la base

$$M_a'' = Ma \pm (Ha * h)$$

$$M_b'' = Mb \pm (Hb * h)$$

Calculo del peso propio de la zapata

$$\gamma = \text{peso especifico del hormigon } 2500 \frac{kg}{m^3}$$

$$pp = a * b * h * \gamma$$

Verificación de la sección con peso propio

$$\sigma = \frac{N + pp}{A} \pm \frac{6 * Ma}{a^2 * b} \pm \frac{6 * Mb}{b^2 * a} \leq \sigma_{adm}$$

A: área de la zapata

Verificación al deslizamiento

Para el suelo sin cohesión

$$\gamma d(a, b) = \frac{(N + pp) * \tan(\varphi d)}{H(a, b)} \geq 1.5$$

Dónde:

N: esfuerzo normal transmitido por la estructura

pp: peso de la zapata-

H: es el esfuerzo cortante transmitido por la estructura.

φd : angulo interno de rozamiento del suelo minorado = $\frac{2}{3}\varphi$

Verificación al vuelco

$$\gamma va \text{ y } \gamma vb \geq 1.5$$

$$\gamma va = \frac{(N + pp) * a/2}{M''a} > 1.5$$

$$\gamma vb = \frac{(N + pp) * b/2}{M''b} > 1.5$$

Determinación de la armadura a flexión

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

Luego se encuentra el momento (Ma) a una distancia de 15 cm de la cara de la columna del bloque más comprimido.

Calculo de las tensiones en la zapata en el suelo

$$\sigma i = \frac{N}{A} \pm \frac{6 * M'a}{a^2 * b} \pm \frac{6 * M'b}{b^2 * a}$$

Se calcula las tensiones para diagramar los esfuerzos en los cuatro puntos de la zapata σ_1 ; σ_2 ; σ_3 ; σ_4 . Dependiendo de la orientación del momento para ver la zona en compresión y la zona a tracción. (Ver Figura 2.5.4.2 Anexo A10)

Graficando los diagramas en ambas direcciones elegimos el mayor valor correspondiente a cada dirección.

Determinación del momento de diseño

En dirección a = "x" (Ver Figura 2.5.4.3 Anexo A10)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} \left[\frac{KN}{cm^2} \right]$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} \left[\frac{KN}{cm^2} \right]$$

$$x_1 = \frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o$$

$$\sigma_a = \sigma_{inf} + \frac{(\sigma_{sup} - \sigma_{inf})}{a} * (a - x_1)$$

$$M^a = \frac{(\sigma_a * x_1^2)}{2} + \frac{(\sigma_{sup} - \sigma_a) * x_1^2}{3}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu_{da} = \frac{1.6 * M^a * bw}{bw * d^2 * f_{cd}}$$

Cuantía mecánica

$$\omega_a = \mu_{da} * (1 + \mu_{da})$$

$$A_{sa} = \frac{\omega_a * bw * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = 0.0018 * bw * d$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados, con la cual con un diámetro de acero no menor a 12 mm se estima el número de barras y la distribución en la dirección considerada (múltiplos de 5).

Dónde:

F_{ck} : resistencia característica del hormigón 200 kg/cm²

f_{yk} = resistencia característica del acero 4000 kg/cm²

a =longitud de zapata en dirección “x”

a_0 =dimensión de la columna en la misma dirección de “a”

σ_{inf} : esfuerzo inferior del diagrama de momentos en la dirección considerada.

σ_{sup} : esfuerzo superior del diagrama de momentos en la dirección considerada

b_w : longitud de cálculo =100 cm

d : canto útil

Para la determinación de la armadura en la otra dirección se sigue los mismos criterios descritos en la dirección “x”.

Anclajes (Ver Figura 2.5.4.4 Anexo A10)

$$l_b \geq \begin{cases} 0.3 l_b \\ 10 \emptyset \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Verificación a la adherencia

Se calcula el esfuerzo cortante en la misma sección (con las mismas presiones) donde fueron calculados los momentos flectores para cada dirección.

$$\tau = \frac{Vd}{0.9 * d * n * \pi * \emptyset} \leq f_{vd}$$

$$f_{vd} = k^3 \sqrt{(f_{cd})^2}$$

$$V' = \frac{\sigma(a; b) + \sigma_{sup}}{2} * x_1$$

$$V = V' * (a ; b) \rightarrow Vd = 1.6 * V$$

Dónde:

n: número de barras calculada en la respectiva dirección.

Vd: cortante mejorado en el punto donde se calcula el momento.

k: coeficiente para zapatas flexibles=2 y para zapatas rígidas=0,95

- Diseño de zapatas combinadas (Ver Figura 2.5.4.5 a Anexo A 10)

El caso más general es el de dos cargas con dos momentos (Ver Figura 2.5.4.5 b Anexo A 10).

Estableciendo el equilibrio con la resultante R, se tiene:

$$\begin{cases} N1 + N2 = R \\ M1 + M2 - N2 * x2 = -R * x \end{cases}$$

De donde:

$$x = \frac{N2 * x2 - M1 - M2}{N1 + N2}$$

Con lo que queda definida la magnitud y posición de la resultante.

La cimentación es infinitamente rígida, por lo tanto la deflexión de la cimentación no influye en la distribución de las presiones. La presión del terreno está distribuida en una línea recta o en una superficie plana.(Ver Figura 2.5.4.6 Anexo A 10).

La verificación de la rigidez se la determina con la siguiente formula

$$l2 \leq 1.75 * \sqrt[4]{\frac{4 * h^3 * b}{12 * Kc}}$$

Dónde:

l2: separación entre columnas

Kc: módulo de balasto para K300=0.07 N/mm³

b: lado menor de la zapata (mm)

h: altura de la zapata

Las dimensiones en planta de la zapata pueden determinarse por tanteos en función de la tensión admisible del terreno, admitiendo, en principio, un peso de la cimentación de orden del 5 % de la carga total, N1+N2 de los soportes.

Calculo a flexión longitudinal:

La pieza se calcula como una viga simplemente apoyada con dos voladizos. La armadura resultante se distribuye uniformemente en todo el ancho del cimiento. Usualmente se corre de lado a lado, aunque puede interrumpirse parte de la armadura en cara superior o inferior, respetando las reglas generales de acuerdo con la distribución de la ley de momentos flectores.

Calculo de flexión transversal:

En el caso de zapatas de sección rectangular, se determina considerando dos voladizos de vuelo b/2, sometido a la carga del terreno σ_t , es decir a partir del momento:

$$Md = 1.6 * M = \frac{b}{8} * 1.6(N1 + N2)$$

La armadura total correspondiente a este momento se la tomara considerando unos voladizos virtuales AA'BB' y CC'DD' en cada columna con ancho de columna más dos cantos y considerar concentrada en toda su superficie, el voladizo se arma a flexión tomando como luz la distancia desde su extremo a la cara de la columna. (Ver Figura 2.5.4.7 Anexo A10).

En las zonas centrales y en las de voladizos, es decir, en las del tipo A'CDB' y ABEF, se dispone como armadura la que cubre un momento igual al 20% del longitudinal correspondiente, es decir, la mínima que establece la norma para losas.

Calculo esfuerzo cortante:

Se efectúa exactamente igual que en las vigas, comprobando el cortante en las secciones de referencia situadas a un canto útil de la cara de la columna, (Ver Figura 2.5.4.8(a) Anexo A10). Si se requiere armadura de estribos su disposición se ajusta a los esquemas mostrados en la Figura 2.5.4.8 (b) (Anexo A10). En ambos casos, las ramas horizontales de los estribos son útiles como armadura de flexión transversal, la separación máxima l entre ramas verticales de estribos, medida en sentido transversal no sobrepasa los 50 cm.

En caso de no utilizar armadura cortante, conviene indicar que la armadura de flexión transversal también puede aprovecharse para formar los estribos.

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto.-

2.6.1. Especificaciones técnicas.-

Las especificaciones técnicas son documentos en los cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos constructivos de obras, elaboración de estudios.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

Definición

Materiales, herramientas y equipo

Método constructivo

Disposiciones administrativas

Medición y forma de pago

2.6.2. Precios unitarios.-

Este sistema es analítico por el cual el calculista en base a los pliegos de condiciones y especificaciones técnicas y a los planos arquitectónicos, estructurales constructivos se calcula el precio unitario de cada uno de los ítems que forman parte de la obra como así mismo los correspondientes volúmenes de obra, estableciéndose en cantidades matemáticas parciales las que se engloban en un total.

Un precio unitario formado por la adición de los siguientes rubros:

- a) Costo de materiales.
- b) Costo de mano de obra (incluyendo beneficios sociales)

- c) Desgaste de herramienta y o reposición de equipos.
- d) Gastos generales.
- e) Utilidad o beneficio industrial.
- f) Impuestos.

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas integran el costo neto al que adicionada la utilidad totaliza el precio de la aplicación.

2.6.3. Cómputos métricos.-

La estimación del costo de una construcción debe ser necesariamente el resultado de un proceso de cálculo de cantidades volúmenes de obra y valores precios unitarios de todos los ítems que forman parte de una construcción.

2.6.4. Presupuesto.-

Paralelamente al estudio arquitectónico y estructural de una obra será necesario establecer su costo para relacionarlo con el destino u objeto que se le va a dar y consecuentemente ver si las condiciones o disponibilidades del propietario serán suficientes para llevar a cabo la obra recurriendo o no a financiamientos.

Un presupuesto es el valor total estimado del costo que tendrá una construcción al ser terminada.

El costo total o presupuesto puede variar a medida en que se ejecute la obra como consecuencia de variaciones convencionales tanto de carácter arquitectónico como estructurales y otros factores que no fueron previstos.

El cálculo del presupuesto se lo realiza por el sistema de cálculo de precios unitarios.

2.6.5. Planeamiento y Cronograma.-

Desde el punto de vista económico, las diferentes posibilidades constructivas y tipológicas, pueden dar lugar a costes de ejecución y plazos muy diferentes.

El planeamiento y cronograma de una construcción se lo determina de acuerdo a una ruta crítica y cantidad de obreros necesarios en cada una de las etapas de la construcción de la obra, usaremos el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra.

3. INGENIERIA DEL PROYECTO.-

3.1. Levantamiento Topográfico.-

El levantamiento topográfico fue realizado con un equipo estación total prestado por el gobierno municipal de Tupiza en el lugar de emplazamiento del proyecto. Como actualmente existe la construcción de la infraestructura se hizo el levantamiento de detalles, por lo que no será necesario realizar movimiento de tierras más que la demolición, retiro de escombros y una limpieza en el momento de ejecución del proyecto (Ver anexo A1).

3.2. Análisis del estudio de suelos.-

Se ha realizado el estudio de suelos en el lugar de emplazamiento del proyecto del cual se tomaron muestras representativas para luego hacer sus posteriores ensayos de clasificación en el laboratorio de Suelos de la Universidad Autónoma “Juan Misael Saracho” estas muestras fueron extraídas de un pozo a cielo abierto, a una profundidad de 3 m obteniendo para dicho pozo Gravas Limosas Mezclas de Grava - Arena – Limo con una resistencia admisible a la compresión de 2,4 kg/cm². La misma que fue usada para el diseño de la infraestructura para todas las estructuras que comprenden este módulo. (Ver anexo A2)

3.3. Análisis del Diseño Arquitectónico.-

Fueron analizadas de acuerdo a las características propias de la comunidad y la provincia; en forma conjunta con el personal técnico de la institución se determinó el más acorde y funcional, con lo cual se procedió al diseño estructural. (Ver anexo A3).

3.4. Planteamiento estructural.-

Desde el punto de vista funcional, la estructura se ha pre dimensionado de forma que pueda contar con suficiente capacidad de resistencia frente a las solicitaciones estáticas y excepcionales. En el proceso de diseño de la estructura, se ha tenido en cuenta, aspectos económicos y funcionales.

3.4.1. Estructura de cubierta.-

Las cubiertas para la cancha poli funcional (tinglado metálico), bloque multifuncional y auditorio. Tomadas como armadura metálica triangulada, destinadas a soportar las cargas de las correas, transmitiendo a su vez estas, la carga que reciben a los apoyos. (Ver figura 3.4.1.1, 3.4.1.2, 3.4.1.3 anexo A4).

Una vez establecidas todas las cargas actuantes sobre la estructura de cubierta estas fueron discretizadas sobre los nudos de las cerchas, su cálculo estructural se basa de acuerdo al tipo de cubierta en este caso metálica con material de cubrición de calamina, mencionando a la vez que las dimensiones y pendientes están de acuerdo al plano arquitectónico.

3.4.2. Estructura de la edificación.-

- Cancha poli funcional (armadura metálica):

La estructura de sustentación para la cancha poli funcional fue tomada como soportes metálicos, la transmisión de las solicitaciones serán a través de una placa base de fundación a la cual se une la columna metálica con las zapatas de fundación de hormigón armado. (Ver figura 3.4.2.1 anexos A4).

- Bloque multifuncional y auditorio:

En el contorno exterior del edificio y próximos a la fachada, se distribuyen un conjunto de pilares de sección cuadrada con dimensiones variables el material para las mismas se considera de hormigón armado.

Las vigas de la estructura para el bloque multifuncional son de hormigón armado de sección rectangular (ver Figura 3.4.2.2.anexo A4).

3.4.3. Fundaciones.-

Las cimentaciones de las estructuras para toda la edificación se distribuyen en un conjunto de zapatas asiladas de hormigón armado de sección cuadrada.

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural (análisis de cargas – resultados).-

Se presentan los resultados obtenidos en la memoria de cálculo y diseño (ver anexo A5).

3.5.1. Estructura de sustentación de cubierta.-

Perfiles C y Angulares L de alas iguales según la normativa ASTM A-36. Son aceros estructurales al carbono, utilizado en construcción de estructuras metálicas, puentes, torres para comunicación y edificaciones remachadas, atornilladas o soldadas.

- *Cubierta de cancha poli funcional (tinglado metálico):*

DATOS GENERALES

Materiales:

peso de calamina más accesorios	Pc (kg/m ²)=	7,00	
Separación máx. entre cerchas	Sep (m)=	4,08	del plano
Límite elástico del material	Fy (kg/cm ²)=	2530,00	ASTM A-36
Límite de rotura del material	Fmax(kg/cm ²)=	4200,00	ASTM A-36
Separación máx. entre correas	s(m)=	1,25	del plano
ángulo de inclinación	θ (°) =	20,00	
pendiente	pend(%)=	36,00	
luz de la cercha	L(m)=	21,50	
altura de coronación	Hc(m)=	4,05	

CARGAS DE DISEÑO PARA CORREAS

1) *Acciones*

Cargas Muertas

carga de calamina = 8,75 Kg/m

peso estimado de correas= 5,00 Kg/m

D= 13,75 Kg/m **4,70** **12,92**

Cargas Vivas

carga viva de techo **Lr= 144,00 Kg/m** **49,25** **135,32**

carga de nieve **S= 100,00 Kg/m** **34,20** **93,97**

carga de viento **W= 1,80 Kg/m** **0** **1,80**

2) *Solicitaciones requeridas*

En dirección X

qux= 1,2 D + 1,6 Lr= **23,42** Kg/m

En dirección Y

quy1 = 1,2 D +1,6 S+0,8 W=	167,30	Kg/m	Comb1
quy2 = 1,2 D +1,3W+0,5 S=	64,80	Kg/m	Comb2
quy=	167,30	Kg/m	Comb desf.

CARGAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS DE ARMADURA

Carga Muerta "D"

peso de calamina más accesorios=		7,00	kg/m ²
peso de correas =		5,57	kg/m
F1=	35,7	kg	
F2=	22,73	kg	
D=	58,43	kg	

Carga Viva "Lr"

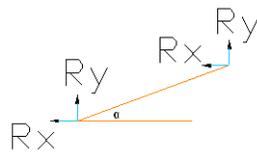
Lr=	50	kg/m ²
Lr=	255	Kg

Carga de Nieve "S"

S=	30	kg/m ²
S=	153	Kg

Carga de viento "W"

(succión) Para barlovento Pb=	-5,89	kg
(succión) Para sotavento Ps=	-2,94	kg



(succión) Para barlovento		(succión) Para sotavento	
Wbx =(Pb*sen θ) (kg) =	-2,01	Wsx =(Ps*sen θ) (kg)=	-1,01
Wby=(Pb*cos θ) (kg) =	-5,53	Wsy=(Ps*cos θ) (kg) =	-2,77

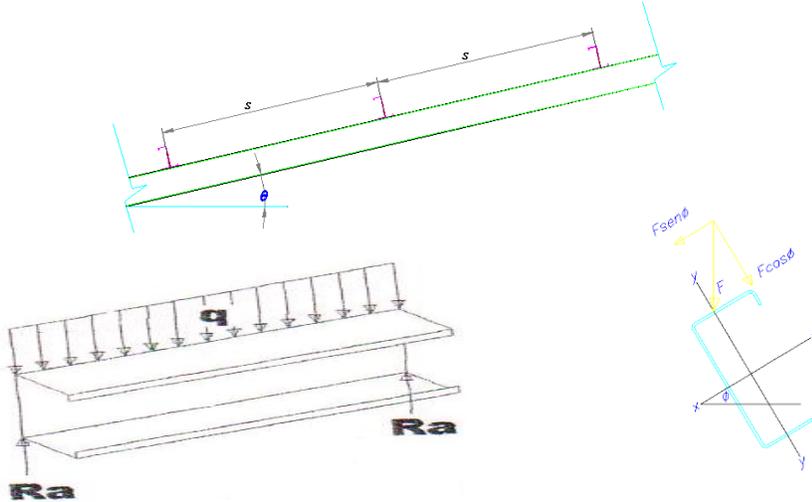
Fuerzas actuantes en elementos de Columna:

Separación entre cerchas =	4,08	m	
P=	1,15	kg/m ²	(presión) Para barlovento
P=	-0,58	kg/m ²	(succión) Para sotavento
Wb=	4,71	kg/m	
Ws=	-2,36	kg/m	

La carga de viento ha sido deducida en función del cuadro de la velocidad máxima registrada en la estación meteorológica de Tupiza, información recolectada del SENAMHI. (Ver Figura 2.5.1.2 anexo A10).

DISEÑO DE CORREA

ángulo $\theta =$	20,00	grados
luz de cálculo $L=$	4,08	m
Separación máx. entre correas $s(m)=$	1,25	m



Las alas superiores de las correas se encuentran arriostradas al tercio de la luz en dirección x-x

$L1=L/3$	1,36	m
$Fy=$	2530	$Kg/cm^2=$

datos de diseño

$Mux =$	15,62	$kg*m$	$Muy =$	348,116	$kg*m$
$Vux=$	57,42	kg	$Vuy =$	341,290	kg

3) BUSCANDO UN PERFIL

modulo de sección:

$$Se = \frac{Mu}{0.9 * Fy}$$

$Se (m^3)=$	15,288	cm^3
$Se' = 1.2 * Se$	18,346	cm^3

De tabla de perfiles

perfil elegido=

C140x60x20x2,5mm

Características

$E (kg/cm^2)=$	2100000
peso teórico $P(kg/m)=$	5,57
altura del alma (cm) $h=$	14,00
área $A(cm^2)=$	7,09
Radio interno $r (cm)=$	0,25
módulo de sección $Sx(cm^3)=$	35,40
altura del patín (cm) $b=$	6,00
módulo de sección $Sy(cm^3)=$	8,82
inercia en x $Ix=$	215,62
espesor del alma (cm) $e=$	0,25
inercia en y $Iy=$	35,41

4) SEPARACIÓN PERMISIBLE ENTRE CERCHAS

La deflexión para cargas distribuidas se calcula de la siguiente manera:

La deflexión máxima para aceros es:

$$\Delta = \frac{5}{384} * qy * \frac{L^4}{E * Ix}$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{300}$$

Igualando y despejando L se puede calcular el espaciamiento máximo permisible

$$L = \sqrt[3]{\frac{384}{300} * \frac{E * Ix}{qy * 5}}$$

L= 579 cm

longitud adoptada:

L(cm)= 408 entonces Δ máx. = 1,93
 Δ= 1,33

verificando la deflexión:

$\Delta \leq \Delta_{max}$ **Cumple**

5) CALCULANDO LA INERCIA MÍNIMA PARA LA LONG. ADOPTADA

qy (kg/cm)= 1,67
 Emin (kg/cm2)= 2100000
 D máx=D adm 1,9294167
 L(cm)= 408
 $I_{min} = \frac{5}{384} * \frac{(qy * L^4)}{Emin * \Delta_{adm}}$
 Imin= 148,98

6) VERIFICACIÓN A FLEXIÓN DISIMÉTRICA

φb= 0,9
 $\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0$

Mnx= Sx.Fy 22314,6 Kg*cm
 Mny= Sy.Fy 89562 Kg*cm
 φb*Mnx= 20083,14 Kg*cm
 φb*Mny= 80605,8 Kg*cm

reemplazando en la ecuación se tiene

0,51 ≤ 1 **VERIFICA**

7) DISEÑO DE TIRANTES:

l (m)= 11,84 Longitud inclinada una cara de la cercha
 l1= 1,36 longitud de arriostamiento
 qux(kg/m) 84,44 carga paralela a la superficie del techo
 φ= 0,75 coeficiente de para esfuerzo en varillas
 Fr= 4080,00 tensión de ruptura del acero (kg/cm2)

para encontrar el área necesaria:

$$P = l * L1 * qux$$

$$P = 1359,76 \text{ kg}$$

$$A = \frac{P}{\phi * 0.75 * Fr}$$

$$A = 0,59$$

se usaran barras de acero con diámetro:

ϕ 8 mm

8) VERIFICACIÓN A CORTE

La Resistencia de diseño al corte V_d es:

$$V_d = \phi_v \cdot V_n \quad \phi_v = 0,9$$

La resistencia nominal al corte, V_n (kg)

$$V_n = A_w \cdot F_v$$

(a) Para $h/t \leq \sqrt{E \cdot k_v / F_y}$
 $F_v = 0,60 F_y$

(b) Para $\sqrt{E \cdot k_v / F_y} < (h/t) \leq 1,51 \sqrt{E \cdot k_v / F_y}$
 $F_v = \frac{0,60 \sqrt{E \cdot k_v \cdot F_y}}{(h/t)}$

(c) Para $h/t > 1,51 \sqrt{E \cdot k_v / F_y}$
 $F_v = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot k_v}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2} = 0,904 E \cdot k_v / (h/t)^2$

relación $h/t = 56,00$
 $E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 2100000$

$K \sqrt{E \cdot k_v / F_y} = 5,34$
 $66,58$

En dirección eje X

por tanto $56,00 \leq 66,58$ Ec. inciso a)

entonces $F_v = 1518,00 \text{ kg/cm}^2$

$A_w = 3,50 \text{ cm}^2$

La resistencia nominal al corte, $V_{nx} = 5313,00 \text{ kg}$

La Resistencia de diseño al corte $V_{dx} = 4781,70 \text{ kg}$

Se verifica $V_{dx} > V_{ux}$

Esfuerzo de corte $V_{ux} = 57,42$ **VERIFICA**

En dirección eje Y

relación $b/t= 24,00 \leq 66,58$ Ec. inciso a)
 entonces $F_v= 1518,00 \text{ kg/cm}^2$
 $A_w= 1,50 \text{ cm}^2$

La resistencia nominal al corte, $V_{ny}= 2277,00 \text{ kg}$
 La Resistencia de diseño al corte $V_{dy}= 2049,30 \text{ kg}$

Se verifica $V_{dy} > V_{uy}$
Esfuerzo de corte V_{uy} 341,29 **VERIFICA** El diseño del resto de los element

PERFIL A UTILIZAR
C140x60x20x2,5mm 5,57 kg/m

os que componen la estructura se muestra en anexo A5.

Resultados:

Se usaran los siguientes perfiles para los componentes de la estructura.

Cordón superior de la cercha perfil doble UPN de sección 2UBOX 100x50x6x8.5mm

Cordón inferior de la cercha perfil doble UPN de sección 2UBOX 100x50x6x8.5mm

Diagonales y parantes de la cercha perfil simple UPN de Sección U 80x45x6mm

Correas tipo costaneras perfil C simples de Sección: 140x60x20x2,5 mm.

Ver Catalogo de perfiles (Tabla 2.5.1.4.b y c Anexo A 11)

- Cubierta Bloque multifuncional:

Datos Generales

Materiales:

peso de calamina más accesorios	$P_c \text{ (kg/m}^2\text{)}=$	7,00	
Separación máx. entre cerchas	$Sep \text{ (m)}=$	3,48	del plano
Limite elástico del material	$F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}=$	2530,00	ASTM A-36
Límite de rotura del material	$F_{max} \text{ (kg/cm}^2\text{)}=$	4080,00	ASTM A-36
Separación máx. entre correas	$s \text{ (m)}=$	0,90	del plano
ángulo de inclinación	$\theta \text{ (}^\circ\text{)}$	16,00	
pendiente	$pend \text{ (}\% \text{)}=$	20,00	
luz de la cercha	$L \text{ (m)}=$	9,25	
altura de coronación	$H_c \text{ (m)}=$	1,30	

CARGAS DE DISEÑO PARA CORREAS

1) ACCIONES

Cargas Muertas

$F \cdot \sin q$ $F \cdot \cos q$
 dirección dirección

			x	y
carga de calamina =	6,30	Kg/m		
peso estimado de correas=	4,50	Kg/m		
D=	10,80	Kg/m	2,98	10,38

Cargas Vivas

carga viva de en techo	Lr=	45,00	Kg/m	12,40	43,26
carga de nieve	S=	27,00	Kg/m	7,44	25,95
carga de viento	W=	1,30	Kg/m	0	1,30

2) SOLICITACIONES REQUERIDAS

En dirección X

$$q_{ux} = 1,2 D + 1,6 Lr = \mathbf{23,42} \text{ Kg/m} \quad \text{Comb desf.}$$

En dirección Y

$$q_{uy} = 1,2 D + 1,6 Lr = 81,67 \text{ Kg/m} \quad \text{Comb1}$$

$$q_{uy1} = 1,2 D + 1,6 S + 0,8 W = 55,02 \text{ Kg/m} \quad \text{Comb2}$$

$$q_{uy2} = 1,2 D + 1,3 W + 0,5 S = 27,1 \text{ Kg/m} \quad \text{Comb3}$$

$$q_{uy} = \mathbf{81,67} \text{ Kg/m} \quad \text{Comb desf.}$$

CARGAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS DE ARMADURA

Carga Muerta "D"

$$\text{peso de calamina más accesorios} = 7,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{peso de correas} = 5,57 \text{ kg/m}$$

$$F1 = 21,924 \text{ kg}$$

$$F2 = 19,38 \text{ kg}$$

$$D = \mathbf{41,31} \text{ kg}$$

$$\text{Carga debido al cielo falso más mallado} = \mathbf{22} \text{ kg/m}^2$$

fuerzas en el cordón inferior de la cercha por cielo falso

$$F = \mathbf{68,90} \text{ kg}$$

Carga Viva "Lr"

$$Lr = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$Lr = \mathbf{156,6} \text{ Kg}$$

Carga de Nieve "S"

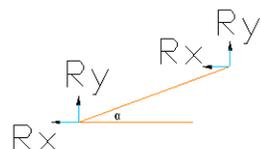
$$S = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$S = \mathbf{93,96} \text{ Kg}$$

Carga de viento "W"

$$\text{(succión) Para barlovento} \quad P_b = -3,62 \text{ kg}$$

$$\text{(succión) Para sotavento} \quad P_s = -1,81 \text{ kg}$$



(succión) Para barlovento		(succión) Para sotavento	
Wbx =(Pb*sen θ) (kg) =	-1,00	Wsx =(Ps*sen θ) (kg)=	-0,50
Wby=(Pb*cos θ) (kg) =	-3,48	Wsy=(Ps*cos θ) (kg) =	-1,74

VERIFICACIONES DE DISEÑO

Cordón inferior

TRACCION: miembro 250

DATOS

Nd (kg)=	10763,45	φ 1=	0,9
L (cm)=	107,90	φ 2=	0,7
Fy(kg/cm2)=	2530,00	Fr(kg/cm2)	4200

a) PRIMERA CONDICION Para fluencia en la sección bruta:

$$ft1 = \frac{Nd}{A_B} \leq \phi 1 * Fy$$

b) SEGUNDA CONDICION Para rotura en la sección neta:

$$ft2 = \frac{Nd}{A_{crit}} \leq \phi 2 * Fr$$

c) TERCER CONDICION rigidez de la pieza

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

Despejando el área necesaria:

1RA CONDICIÓN

$$Ag (cm2) = 4,727$$

2DA CONDICIÓN

$$Ae (cm2) = 3,66$$

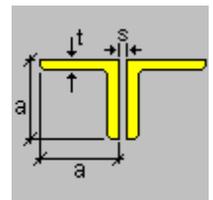
Buscar en tablas perfiles con mayor:

A=	4,73	cm2	área
r>	0,36	cm	radio de giro

DE LA TABLA DE PERFILES INGRESE LOS VALORES DE

sección: doble T2L 2X2X1_4

A1 (cm2)=	12,19	Ix(cm4)=	28,76
t (cm)=	0,63	Iy(cm4)=	55,78
rx(cm)=	1,54	a(cm)=	5,80
ry(cm)=	2,14		



verificaciones:

1RA CONDICION

$$Nd < \phi 1 * Fy * Ab$$

27756,6

CUMPLE

2DA CONDICION

como la unión es por soldadura el area critica es igual al área bruta del perfil

Acrit= A1 12,190
 Acrit=0,85* A1 10,3615 el menor valor es Acrit= 10,362 cm2

$Nd < \phi^2 * Fr * Acrit$ 31706,19 CUMPLE

**3RA CONDICION
 ESBELTES**

$$\frac{k * l}{rx} \leq 300$$

70,06 CUMPLE

$$\frac{k * l}{ry} \leq 300$$

50,42 CUMPLE

VERIFICACIÓN FLEJO-TRACCIÓN:

se tomara en cuenta lo siguiente:

a) Para $\frac{P_u}{(\phi_c P_n)} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

b) Para $\frac{P_u}{(\phi P_n)} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Perfil usado: sección: doble T2L 2X2X1_4

Propiedades de la sección:

Zy (cm3) =	18,24	Módulo resistente plástico
A(cm2)=	12,19	área de la sección transversal del perfil
Fy (kg/cm2) =	2530,00	Resistencia de fluencia del acero
Φ_t =	0,90	Coefficiente de resistencia para la tracción
Φ_b =	0,90	Coefficiente de resistencia a la flexión
Muy(kg*cm)=	-7085,00	Resistencia a la flexión para resistir la carga
Pu(kg)=	10763,45	Resistencia requerida por fuerza axial
Mux=0		

La resistencia nominal a la flexión se determina como sigue:

$M_{ny} = Z_y * F_y = 46147,2 \text{ Kg*cm}$

La resistencia nominal a tracción se determina como sigue:

$P_n = F_y * A = 30840,70 \text{ Kg}$

Verificando:

$$\frac{P_u}{(\phi_c P_n)} \quad 0,39 \quad > 0,2 \quad \text{ec. Inciso a)}$$

entonces

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

0,24 ≤ 1

Cumple!!!

DIMENSIONAMIENTO DE UNIONES SOLDADAS

Entre cordón inferior y parantes:

Un perfil angular simple L 2X2X1_8 se une con un doble T2L 2X2X1_4

El metal base tiene características de Acero A36 se utilizaran electrodos E70xx
datos:

e 1 (cm)=	0,64	espesor de ángulo doble
e 2 (cm)=	0,32	espesor de ángulo simple
Pu (kg)=	10763,45	Fuerza Axial
w (cm)=	0,50	tamaño mínimo de filete (Ver Tabla 2.5.1.9 anexo A11)
E70(kg/cm2)=	4820,00	Resistencia del electrodo(Ver Tabla 2.5.1.5 anexo A11)
φ =	0,75	factor de resistencia (Ver Tabla 2.5.1.8 anexo A11)
Fy (kg/cm2)=	2530,00	tensión del límite elástico del acero A36
t (cm) =	0,32	espesor mínimo entre elementos a unir

la resistencia del metal de soldadura para el electrodo E70 es:

$$F_w = 0.6 F_{EXX} = 2892 \text{ kg/cm}^2$$

la capacidad por centímetro es:

$$0.707 w \phi F_w = 766,74 \text{ Kg/cm}$$

la capacidad del metal base es:

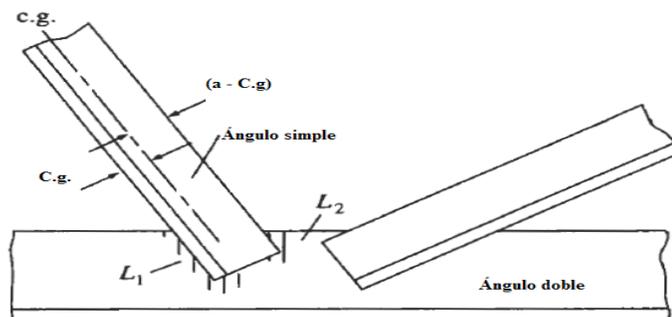
$$0.9 F_y * t = 728,64 \text{ Kg/cm}$$

Gobierna la resistencia de soldadura entonces Rd = 766,74 Kg/cm

la longitud de filete requerida es:

$$L = \frac{P_u}{R_d} \quad L = 14 \text{ cm}$$

la longitud mínima= $L = 4 w$ Lmin= 2 cm



ángulo simple

C.g.=yg=xg=

a=

1,34 cm

5,8 cm

centro de gravedad

altura del perfil angular

Tomando momentos respecto a L1 determinamos P2

$$P2 = \frac{Pu * Cg}{a} \quad P2 = 2486,73 \quad \text{kg}$$

$$P1 = Pu - P2 \quad P1 = 8276,72 \quad \text{kg}$$

$$L1 = \frac{P1}{Rd} \quad L1 = 10,795 \quad \text{cm}$$

$$L2 = \frac{P2}{Rd} \quad L2 = 3,243 \quad \text{cm}$$

por tanto se soldara:

con soldadura de arco con electrodos E70 de 2 mm de diámetro a una intensidad de corriente con 40-60 Amperes

El diseño para los otros elementos se muestra en anexo A5

Resultados:

Se usaran los siguientes perfiles para los componentes de la estructura.

Cordón superior de la cercha perfil angular doble de Sección: T2L 2x2x3/16”

Cordón inferior de la cercha perfil angular doble de Sección: T2L 2x2x1/4”

Diagonales y parantes de la cercha perfil angular simple de Sección: L 2x2x1/8”

Correas tipo costaneras perfil C simples de Sección: 120x50x15x2 mm.

Ver Catalogo de perfiles (Tabla 2.5.1.4.a. Anexo A 11)

- **Cubierta Auditorio:**

Datos Generales

Materiales:

peso de calamina más accesorios	Pc (kg/m ²)=	7,00	
Separación máx. entre cerchas	Sep (m)=	3,25	del plano
Límite elástico del material	Fy (kg/cm ²)=	2530,00	ASTM A-36
Límite de rotura del material	Fmax(kg/cm ²)=	4080,00	ASTM A-36
Separación máx. entre correas	s(m)=	1,00	del plano
Semiángulo de inclinación central	θ (°)	8,97	
Luz de la cercha	L(m)=	15,84	
Altura de coronación	Hc(m)=	1,20	

CARGAS DE DISEÑO PARA CORREAS

1) ACCIONES

Cargas Muertas

			F*sen q dirección x	F*cos q dirección y
carga de calamina =	7,00	Kg/m		
peso estimado de correas=	4,50	Kg/m		
	D= 11,50	Kg/m	1,79	11,36

Cargas Vivas

carga viva de en techo	Lr= 50,00	Kg/m	7,79	49,39
carga de nieve	S= 30,00	Kg/m	4,68	29,63
carga de viento	W= 1,44	Kg/m	0	1,44

2) SOLICITACIONES REQUERIDAS

En dirección X del perfil

$$q_{ux} = 1,2 D + 1,6 Lr = \mathbf{14,62} \text{ Kg/m Comb desf.}$$

En dirección Y del perfil

$$q_{uy} = 1,2 D + 1,6 Lr = 92,65 \text{ Kg/m Comb1}$$

$$q_{uy1} = 1,2 D + 1,6 S + 0,8 W = 62,20 \text{ Kg/m Comb2}$$

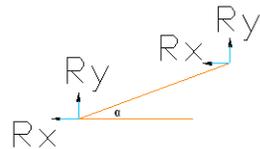
$$q_{uy2} = 1,2 D + 1,3 W + 0,5 S = 30,3 \text{ Kg/m Comb3}$$

$$q_{uy} = \mathbf{92,65} \text{ Kg/m Comb desf.}$$

CARGAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS DE ARMADURA

Carga Muerta "D"

peso de calamina más accesorios=	7,00	kg/m ²
peso de correas =	3,72	kg/m
F1=	22,75	kg por calamina
F2=	12,08	kg por correas
D=	34,83	kg
Carga debido al cielo falso más mallado=	22	kg/m ²
fuerzas en el cordón inferior de la cercha por cielo falso		
F=	71,50	kg por cielo falso
Carga Viva "Lr"		
Lr=	50	kg/m ²
Lr=	162,5	Kg
Carga de Nieve "S"		
S=	30	kg/m ²
S=	97,5	Kg
Carga de viento "W"		
(succión) Para barlovento Pb=	-3,75	kg
(succión) Para sotavento Ps=	-1,88	kg



(succión) Para barlovento		(succión) Para sotavento	
Wbx =(Pb*sen θ) (kg) =	-0,58	Wsx =(Ps*sen θ) (kg)=	-0,29
Wby=(Pb*cos θ) (kg) =	-3,71	Wsy=(Ps*cos θ) (kg) =	-1,85

El diseño de los elementos se muestra en Anexo A5

Resultados:

Se usaran los siguientes perfiles para los componentes de la estructura.

Cordón superior de la cercha perfil angular doble de Sección: T2L 2-1/2x2-1/2x1/4”

Cordón inferior de la cercha perfil angular doble de Sección: T2L 2-1/2x2-1/2x1/4”

Diagonales de la cercha perfil angular simple de Sección: L 2-1/2x2-1/2x1/4”

Parantes de la cercha perfil angular simple de Sección: L 2x2x1/4”

Correas tipo costaneras perfil C simples de Sección: C120x50x15x2 mm.

Ver Catalogo de perfiles (Tabla 2.5.1.4.a y c. Anexo A 11)

3.5.2. Estructura de sustentación de la edificación.-

- *Estructura de Sustentación cancha poli funcional (columna metálica):*

VERIFICACIONES DE DISEÑO

Cordón exterior e interior de columna

TRACCION: miembro 120

DATOS

Nd (kg)=	13468,72	φ 1=	0,90
L (cm)=	90,00	φ 2=	0,70
Fy(kg/cm2)=	2530,00	Fr(kg/cm2)	4200

a) PRIMERA CONDICION Para fluencia en la sección bruta:

$$ft1 = \frac{Nd}{A_B} \leq \phi 1 * Fy$$

b) SEGUNDA CONDICION Para rotura en la sección neta:

$$ft2 = \frac{Nd}{A_{crit}} \leq \phi 2 * Fr$$

c) TERCER CONDICION rigidez de la pieza

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

Despejando el area necesaria:

1RA CONDICIÓN

2DA CONDICIÓN

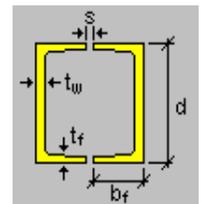
Ag (cm2) =	5,915	Ae (cm2) =	4,58
------------	-------	------------	------

Buscar en tablas perfiles con mayor:

A=	5,92	cm2	area
r>	0,30	cm	radio de giro

DE LA TABLA DE PERFILES INGRESE LOS VALORES DE sección: doble U100x50x6x8.5mm

Al (cm2)=	22,08	Ix(cm4)=	212,22
t (cm)=	0,60	Iy(cm4)=	279,56
rx(cm)=	3,10	Xc (cm)=	0,00
ry(cm)=	3,56		



verificaciones:

1RA CONDICION

$$Nd < \phi 1 * Fy * Ab \quad 50276,2$$

CUMPLE

2DA CONDICION

como la unión es por soldadura el área crítica es igual al área bruta del perfil

Acrit= A1 22,080
 Acrit=0,85* A1 18,768 el menor valor es Acrit=19,77
 $N_d < \phi_2 * F_r * A_{crit}$ 57430,08 CUMPLE

3RA CONDICION
ESBELTES

$$\frac{k * l}{r_x} \leq 300 \quad 29,03 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\frac{k * l}{r_y} \leq 300 \quad 25,28 \quad \text{CUMPLE}$$

Dimensionamiento de la unión soldada

Un perfil normal U80x45x6mm se une con un doble U100x50x6x8.5mm

El metal base tiene características de Acero A36 se utilizaran electrodos E70xx
 datos:

e 1 (cm)= 0,60 espesor de columna
 e 2 (cm)= 0,85 espesor de parantes o diagonales
 Pu (kg)= 13468,72 Fuerza Axial
 w (cm)= 0,50 tamaño mínimo de filete (Ver Tabla 2.5.1.9 anexo A11)
 E70(kg/cm2)= 4820,00 Resistencia del electrodo(Ver Tabla 2.5.1.5 anexo A11)
 ϕ = 0,75 factor de resistencia (Ver Tabla 2.5.1.8 anexo A11)
 Fy (kg/cm2)= 2530,00 tensión del límite elástico del acero A36
 t (cm) = 0,60 espesor mínimo entre elementos a unir

la resistencia del metal de soldadura para el electrodo E70 es:

$$F_w = 0.6 F_{E70} = 2892 \text{ kg/cm}^2$$

la capacidad por centímetro es:

$$0.707 w \phi F_w = 766,74 \text{ Kg/cm}$$

la capacidad del metal base es:

$$0.9 F_y * t = 1366,2 \text{ Kg/cm}$$

Gobierna la resistencia de soldadura entonces $R_d = 766,74 \text{ Kg/cm}$

la longitud de filete requerida es: $L = 4 w$

$$L = \frac{P_u}{R_d} \quad L = 18 \text{ cm}$$

la longitud mínima= $L_{min} = 2 \text{ cm}$

por tanto se soldara perimetralmente la unión para mayor seguridad con soldadura de arco con electrodos E70 de 2 mm a una intensidad de corriente con 40-60 Amperes

COMPRESION: miembro 20

DATOS

Nd(kg)=	18805,04
L=(cm)	90
FY(kg/cm2)=	2530
E=	2038891

ENTRAR A TABLAS CON

1RA CONDICION

SI ASUMIMOS $\lambda_c = 1,5$ (Intermedia)

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

$$\frac{k * l}{r_{min}} \leq 200$$

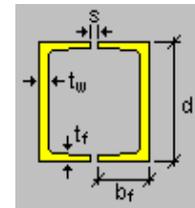
Fcr= 986,57 kg/cm2

$A = \frac{Nd}{0.85 * F_{crit}}$ A(cm2)= 22,42

DE LA TABLA DE PERFILES INGRESE LOS VALORES DE

A1 cm2=	26,96
rx (cm)=	3,91
Ix (cm4)	412,04
ry (cm)=	3,79
Iy (cm4)=	387,90
Xc=	0,00

sección: doble U100x50x6x8.5mm



$$\frac{k * l}{r_x} \leq 200 \quad 23,0 \text{ EN X}$$

$$\frac{k * l}{r_y} \leq 200 \quad 23,747 \text{ EN Y}$$

Esbeltez máx.= 23,75

calculo de λ_c

PARA LA ESBELTES VERIFICACION

$$K' = \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad K' = 0,035$$

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

$\lambda_c = 0,27$ **INTERMEDIA**
 $(\lambda_c)^2 = 0,07$

entonces: si $\lambda_c < 1,5$ utilizar $F_{cr} = 0.658 \lambda_c^2 * F_y$
 si $\lambda_c > 1,5$ utilizar $F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_y$

EL Fcrit= $F_{ax} = F_{crit} * 0.85 = 2456,03$ kg/cm2

$$fa = \frac{Nd}{A1} \quad fa = 697,52 \text{ kg/cm}^2$$

verificación por esfuerzos: $fa < fax$ **CUMPLE**

VERIFICACIÓN FLEXO-COMPRESIÓN: miembro 20

se tomara en cuenta lo siguiente:

a) Para $\frac{P_u}{(\phi_c P_n)} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

b) Para $\frac{P_u}{(\phi P_n)} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Perfil usado: doble U100x50x6x8.5mm

Propiedades de la sección:

Zy (cm ³) =	82,41	Módulo resistente plástico
A(cm ²)=	26,96	área de la sección transversal del perfil
Fy (kg/cm ²) =	2530,00	Resistencia de fluencia del acero
Φc =	0,85	Coefficiente de resistencia para la compresión
Φb =	0,90	Coefficiente de resistencia a la flexión
Muy(kg*cm)=	19091,00	Resistencia a la flexión para resistir la carga
Pu(kg)=	18805,04	Resistencia requerida por fuerza axial
Mux=0		

La resistencia nominal a la flexión se determina como sigue:

$$Mny = Zy * Fy = 208497,3 \text{ Kg*cm}$$

La resistencia nominal a compresión se determina como sigue:

$$Pn = Fy * A = 68208,80 \text{ Kg}$$

Verificando:

$$\frac{P_u}{(\phi_c P_n)} = 0,32 > 0,2 \quad \text{ec. Inciso a)}$$

entonces

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$0,41 \leq 1 \quad \text{Cumple!!!}$$

DISEÑO PLACA BASE DE COLUMNA METALICA

DATOS

Pu (kg)=	17331,63	carga actuante
ϕ_c =	0,60	coeficiente por aplastamiento de hormigón
f'c (kg/cm2)=	200,00	resistencia del hormigón a compresión a 28 días.
d=	50,00	cm longitud mayor de la columna
bf=	20,00	cm longitud menor de la columna

1) Calculo del área mínima requerida para la placa base

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c} \quad A_1 = 169,92 \quad \text{cm}^2 \quad \text{El mayor}$$

$$A_1 = d \cdot bf = 1000 \quad \text{cm}^2 \quad A_1(\text{cm}) = 1000,00$$

2) Optimizar las dimensiones N y B de la placa base:

$$A_1 = 1000,00 \quad \text{cm}^2 \quad \text{área requerida}$$

$$\Delta = 0.5 (0.95d - 0.8bf) = 15,75 \quad \text{cm}$$

entonces:

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta \quad N = 47,37 \quad \text{cm}^2$$

por tanto

$$B = \frac{A_1}{N} \quad B = 21,11 \quad \text{cm}^2$$

adoptamos

N=	50	cm	El área necesaria es
B=	25	cm	A1= 1250 cm ²

3) Determinar el espesor mínimo requerido para la placa base:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad m = 1,25 \quad \text{cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8bf}{2} \quad n = 4,5 \quad \text{cm}$$

para determinar $\lambda n'$

A1=	1250,00	cm ²	Pu (kg)=	17331,63	
f'c (kg/cm2)=	200,00		d=	50,00	cm
ϕ_c =	0,65		bf=	20,00	cm

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \quad P_p = 212500$$

$$X = \left(\frac{4 d b f}{(d + b f)^2} \right) \frac{P_u}{\phi_c P_p} \quad X = 0,10$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$\lambda = 0,33 \quad \text{tomar } \lambda = 1$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{d b f}}{4}$$

$$\lambda n' = 7,91 \quad \text{cm}$$

El espesor mínimo necesario para la placa base es:

$$l = 7,91 \quad \text{cm}$$

$$\phi f = 0,90 \quad \text{factor de reducción a la flexión}$$

$$F_y = 2530,00 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$P_u = 17331,63 \quad \text{Kg}$$

$$A_1 = B * N = 1250,00 \quad \text{cm}^2$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2 P_u}{\phi f F_y B N}} \quad t_{min} = 0,87 \quad \text{cm} = 3/8''$$

4) Determinación y verificación a corte de pernos de anclaje

Se usara pernos tipo ASTM A307 de 3/8 Pulgada.

datos

$$V_u(\text{kg}) = 239,051 \quad \text{cortante ultimo}$$

$$T_u(\text{kg}) = 17331,63 \quad \text{tensión ultima}$$

$$D_r(\text{cm}) = 1,88 \quad \text{diámetro del ancla o perno}$$

$$F_u(\text{kg/cm}^2) = 3370 \quad \text{resistencia a la tensión para el ancla (tabla 2.5.1.3 anexo a11)}$$

$$f_t = 0,75 \quad \text{factor de reducción de resistencia a la tensión}$$

* Calculo de la resistencia nominal a la tensión del ancla R_n

$$A_r = \pi D_r^2 / 4 = 2,76 \quad \text{cm}^2$$

$$R_n = \phi_t 0,75 F_u A_r$$

$$R_n = 5234,13 \quad \text{Kg}$$

* Determinar el número de anclas necesarias "nr"

$$nr = \frac{T_u}{R_n} \geq 2$$

$$nr = 3,31 \quad \text{adoptamos } 4 \quad \text{pernos}$$

* Calcular el momento flector M_1 en las anclas.

$$t_p(\text{cm}) = 0,87 \quad \text{espesor de la placa}$$

$$\text{brazo} = \frac{t_p + 0,3175}{2}$$

$$\text{brazo} = 0,59 \quad \text{cm}$$

$$M_1 = \frac{V_u \text{ brazo}}{nr}$$

$$M1 = 35,56 \text{ kg*cm}$$

* Determinar el esfuerzo fta debido a la tensión y el esfuerzo ftb debido a la flexión.

$$S = \frac{Dr^3}{6} \quad S = 1,10 \text{ cm}^3$$

$$fta = \frac{Tu}{nr Ar} \quad fta = 1569,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$ftb = \frac{M1}{S} \quad ftb = 32,36 \text{ kg/cm}^2$$

* Se debe cumplir la siguiente desigualdad:

fta=	1569,23 kg/cm ²	Fu=	3370 kg/cm ²
ftb=	32,36 kg/cm ²	Vu=	239,051 kg
Øv=	0,75 coeficiente		
nr=	4 pernos		
Ar=	2,76 cm ²		

$$fv = \frac{Vu}{nr Ar} \quad fv = 21,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fnv = 0.4 Fu \quad Fnv = 1348,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fnt = 0.75 Fu \quad Fnt = 2527,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$ft = fta + ftb \quad ft = 1601,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$ft \leq \text{Øv} F'nt = \text{Øv} \left(1.3 Fnt - \frac{Fnt}{\text{Øv} Fnv} fv \right) \leq \text{Øv} Fnt$$

1601,60	≤	2423,73	≤	2527,50
		Cumple!!!		Cumple!!!

* Longitud de anclaje de la placa

m=	14	coeficiente de Figura 2.5.1.9 anexo A10
fck=	200,00	kg/cm ²
Dr=	1,875	cm

$$lb1 = m Dr^2 \geq \frac{fck}{20} Dr \geq 15 \text{ cm}$$

lb1=	49,22	≥	18,75	≥	15 cm
	$lb1 = 10 * Dr$		lb1=	18,75 cm	

$$lb1 = 15 \text{ cm}$$

utilizar una longitud : $l_{b1} = 50,00$ cm

Como el doblado es 90° se tiene una patilla de:

$$patilla = 2 * Dr \quad patilla = 3,75 \text{ cm}$$

Se utilizara para unir columna con la placa base cartelas tipo angular de alas iguales
 Perfil $L 2"x1/8"$

Dimensionamiento de las uniones soldadas

a) entre columna y Cartelas

un perfil normal U80x45x6mm de acero A36 se une a un perfil angular de alas iguales L 2"x1/8" (50,8x3,2mm)

El metal base tiene características de Acero A36 se utilizaran electrodos E70xx
 datos:

e col (cm)=	0,6	espesor de columna
e cart (cm)=	0,32	espesor de cartela
Pu (kg)=	17331,63	Fuerza Axial
w (cm)=	0,3	tamaño mínimo de filete (Ver Tabla 2.5.1.9 anexo A11)
E70(kg/cm ²)=	4820	Resistencia del electrodo (Ver Tabla 2.5.1.5 anexo A11)
ϕ =	0,75	factor de resistencia (Ver Tabla 2.5.1.8 anexo A11)
Fy (kg/cm ²)=	2530	tensión del límite elástico del acero A36
t (cm) =	0,32	espesor mínimo entre elementos a unir

la resistencia del metal de soldadura para el electrodo E70
 es:

$$F_w = 0.6 F_{E70} = 2892 \text{ kg/cm}^2$$

la capacidad por centímetro es:

$$0.707 w \phi F_w = 460,04 \text{ Kg/cm}$$

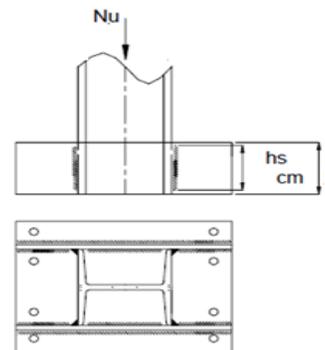
la capacidad del metal base es:

$$0.9 F_y * t = 728,64 \text{ Kg/cm}$$

Gobierna la resistencia de soldadura entonces $R_d = 460,04 \text{ Kg/cm}$

la longitud de filete requerida es:

$$L = \frac{P_u}{R_d} \quad L = 38 \text{ cm}$$



la longitud mínima=

$$L = 4 w \quad L_{\min} = 1,2 \quad \text{cm}$$

por lo tanto se tendrá soldadura entre los dos lados de la cartela paralela a la fuerza:

$$h_s (\text{cm}) = 5 \quad \text{y para los dos lados } 2 \cdot h_s = 10 \quad \text{cm}$$

$$\text{el resto se dispondrá en toda longitud perpendicular a la carga} = 28 \quad \text{cm}$$

a) entre cartela y placa base

$$V_u (\text{kg}) = 239,051$$

$$e_{plb} (\text{cm}) = 0,87 \quad \text{espesor de placa base}$$

$$e_{cart} (\text{cm}) = 0,32 \quad \text{espesor de cartela}$$

$$w (\text{cm}) = 0,5 \quad \text{tamaño mínimo de filete (Ver Tabla 2.5.1.9 anexo A11)}$$

$$t (\text{cm}) = 0,87 \quad \text{espesor del elemento base}$$

la resistencia del metal de soldadura para el electrodo E70 es:

$$0.707 w \phi F_w =$$

$$2892 \quad \text{kg/cm}^2$$

la capacidad por centímetro es:

$$0.707 w \phi F_w =$$

$$766,74 \quad \text{Kg/cm}$$

la capacidad del metal base es:

$$0.9 F_y * t =$$

$$1986,56 \quad \text{Kg/cm}$$

$$\text{Gobierna la resistencia de soldadura entonces } R_d = 766,74 \quad \text{Kg/cm}$$

la longitud de filete requerida es:

$$L = \frac{P_u}{R_d} \quad L = 0,31 \quad \text{cm}$$

la longitud mínima=

$$L = 4 w \quad L_{\min} = 2 \quad \text{cm}$$

pero se soldara perimetralmente la cartela para una mejor resistencia

El diseño del resto de los elementos que componen la estructura se muestra en anexo A5

Resultados:

Se usaran los siguientes perfiles para los componentes de la estructura.

Cordón exterior de la columna perfil doble UPN de Sección 2UBOX 100x50x6x8,5 mm

Cordón interior de la columna doble perfil UPN Sección 2UBOX 100x50x6x8,5 mm

Diagonales y parantes de la columna perfil simple UPN de Sección U 80x45x6mm.

Diagonales y parantes de la refuerzo perfil simple UPN de Sección U 80x45x6mm

Cordón interior de refuerzo perfil simple UPN de Sección U 80x45x6mm

Placa base 50x25x0.87cm (3/8 Plg.)

Cartelas de perfil angular simple de sección L 2x2x1/8"

- *Estructura de sustentación Bloque multifuncional y auditorio:*

Datos generales

Toda la estructura de hormigón armado fue calculada siguiendo la normativa boliviana CBH-87.

En toda la obra, tanto para el diseño de zapatas, columnas y vigas se emplea un hormigón y un acero de las siguientes características:

- Hormigón con una resistencia $f_{ck} = 200 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero en barras con una resistencia $f_{yk} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

Las cargas que se tomaron en cuenta y que fueron introducidas al programa son:

- Carga muerta
 - Muros de ladrillo exteriores ($e=18\text{cm}$) = $599,40 \text{ kg/m} \cong 0.6 \text{ ton/m}$.
 - Muros de ladrillo interiores ($e=12\text{cm}$) = $335,02 \text{ kg/m} \cong 0.34 \text{ ton/m}$
 - Revoque ($e=1,5\text{cm}$) = $119.4 \text{ kg/m} \cong 0.12 \text{ ton/m}$.
 - En losa alivianada = $91 \text{ kg/m}^2 = 0,091 \text{ ton/m}^2$

- Carga viva de la losa alivianada :
 - CV= 300 Kg/m² (Edificio docente)
 - CV= 200 Kg/m² (Azotea)

También se utilizaron las reacciones transmitidas de la cubierta metálica a los apoyos, esto y el análisis de carga muerta se muestran en anexo A5 (Ver Análisis de cargas para la Estructura del bloque multifuncional y auditorio).

Como se trabajó con la norma boliviana, la combinación de cargas que se empleó para obtener las solicitaciones de diseño fue:

$$1,6*CV+1,6*CM$$

Para el análisis estructural y diseño de la estructura de sustentación de hormigón armado se utilizó el programa informático CYPECAD - 2012.b para el cual se tiene los siguientes datos de obra referenciales.

NORMAS CONSIDERADAS

Hormigón: CBH 87

ACCIONES CONSIDERADAS

- Gravitatorias

Planta	S.C.U (t/m ²)	Cargas muertas (t/m ²)
losa planta alta	0.20	0.05
vigas de auditorio	0.00	0.00
losa planta baja	0.30	0.09
viga de escalera	0.00	0.00
viga de cimentación	0.00	0.00
fundación	0.00	0.00

- Viento

EN 1991-1-4 (2005) Eurocódigo 1: Acciones sobre las Estructuras.

Parte 1-4: Acciones Generales - Acciones de viento.

Velocidad de referencia: 5.0 m/s

Categoría del terreno: Categoría II

Dirección transversal (X), Dirección longitudinal (Y)

Tipo de terreno: Llano

Periodo de servicio (años): 30

Cargas de viento		
Planta	Viento X (t)	Viento Y (t)
losa planta alta	0.275	0.346
vigas de auditorio	0.286	0.360
losa planta baja	0.210	0.264
viga de escalera	0.215	0.270
viga de cimentación	0.000	0.000

ESTADOS LÍMITE

E.L.U. de rotura. Hormigón E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	CBH 87 Control de la ejecución: Normal Daños previsibles: B. Daños de tipo medio Exposición al viento: Normal
Tensiones sobre el terreno Desplazamientos	Acciones características

COMBINACIONES

Nombres de las hipótesis

G Carga permanente

Qa Sobrecarga de uso

V(+X exc.+) Viento +X exc.+

V(+X exc.-) Viento +X exc.-

V(-X exc.+) Viento -X exc.+

V(-X exc.-) Viento -X exc.-

V(+Y exc.+) Viento +Y exc.+

V(+Y exc.-) Viento +Y exc.-

V(-Y exc.+) Viento -Y exc.+

V(-Y exc.-) Viento -Y exc.-

E.L.U. de rotura. Hormigón

Comb.	G	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)
1	0.900									
2	1.600									
3	0.900	1.600								
4	1.600	1.600								
5	0.925		1.440							
6	1.440		1.440							

Comb.	G	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)
7	0.925	1.440	1.440							
8	1.440	1.440	1.440							
9	0.925			1.440						
10	1.440			1.440						
11	0.925	1.440		1.440						
12	1.440	1.440		1.440						
13	0.925				1.440					
14	1.440				1.440					
15	0.925	1.440			1.440					
16	1.440	1.440			1.440					
17	0.925					1.440				
18	1.440					1.440				
19	0.925	1.440				1.440				
20	1.440	1.440				1.440				
21	0.925						1.440			
22	1.440						1.440			
23	0.925	1.440					1.440			
24	1.440	1.440					1.440			
25	0.925							1.440		
26	1.440							1.440		
27	0.925	1.440						1.440		
28	1.440	1.440						1.440		
29	0.925								1.440	
30	1.440								1.440	
31	0.925	1.440							1.440	
32	1.440	1.440							1.440	
33	0.925									1.440
34	1.440									1.440
35	0.925	1.440								1.440
36	1.440	1.440								1.440

DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
5	losa planta alta	5	losa planta alta	3.00	7.40
4	vigas de auditorio	4	vigas de auditorio	0.75	4.40
3	losa planta baja	3	losa planta baja	2.06	3.65
2	viga de escalera	2	viga de escalera	1.59	1.59
1	viga de cimentación	1	viga de cimentación	2.00	0.00
0	fundación				-2.00

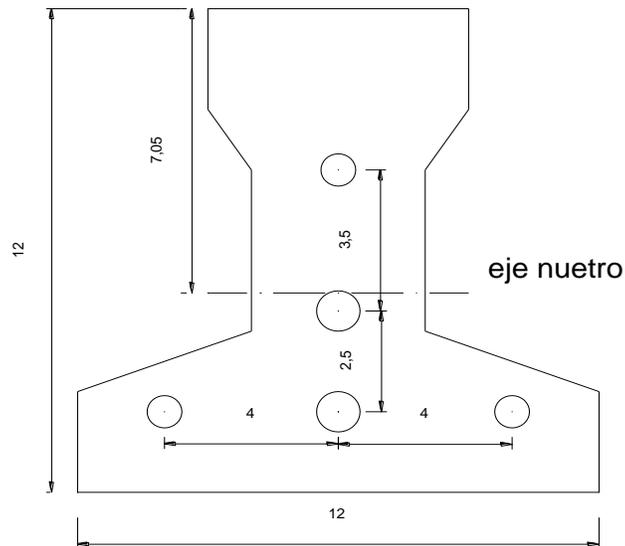
LISTADO DE LOSAS

Tipos de forjados considerados

Nombre	Descripción
--------	-------------

Nombre	Descripción
Losa con vigueta pretensada	FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN Canto de bovedilla: 15 cm Espesor capa compresión: 5 cm Intereje: 50 cm Bovedilla: De poliestireno Ancho del nervio: 10 cm Volumen de hormigón: 0.066 m³/m² Peso propio: 0.225 t/m² Incremento del ancho del nervio: 0 cm Comprobación de flecha: Como vigueta pretensada Rigidez fisurada: 50 % rigidez bruta

Verificación de la vigueta pretensada.



PROPIEDADES DE LA VIGUETA EN TIEMPO CERO (t=0)

Area	A (cm ²) =	80,50
Brazo mecánico inferior	Y _i (cm) =	4,95
Brazo mecánico superior	Y _s (cm) =	7,05
Inercia x	I _{xc} (cm ⁴) =	1132,30
Resistencia característica del H°	f _c (kg/cm ²)=	350,00
Resistencia característica del H° en fase intermedia 80 %	f' _c (kg/cm ²)=	280,00
Luz de la vigueta	L (cm) =	445,00

Momento debido al peso propio	M _o =	4981,57	kg*cm
-------------------------------	------------------	---------	-------

CALCULO FUERZA DE PRETENSADO

$$f_{pu}(\text{kg/cm}^2) = 18000$$

$$f_{ps}(\text{kg/cm}^2) = 14400$$

Considerando un 10% de pérdidas:

$$F_p = f_{ps} \cdot A_{ps} (\Phi 4) \cdot 0.9 = 1628,60 \text{ Kg} \quad 3 \text{ barras } F_p = 4885,80 \text{ Kg}$$

$$F_p = f_{ps} \cdot A_{ps} (\Phi 5) \cdot 0.9 = 2544,69 \text{ Kg} \quad 2 \text{ barras } F_p = 5089,38 \text{ Kg}$$

Cálculo del Mo verificando esfuerzo de tracción

$$f_{1-0} = \left[- \left(\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\Phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_o \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left(- \frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right]$$

$$f_{1-0} = -62,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{t-i} = 13,39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{t-i} = 0.8 \cdot \sqrt{f^i c}$$

f_{1-0}	\leq	f_{t-i}
-----------	--------	-----------

CUMPLE

Cálculo del Mo verificando esfuerzo de compresión

$$f_{2-0} = \left[- \left(\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\Phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_o \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) + \left(- \frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_i}{I_{ss}} \right) \right]$$

$$f_{2-0} = -160,25 \text{ Kg/cm}^2$$

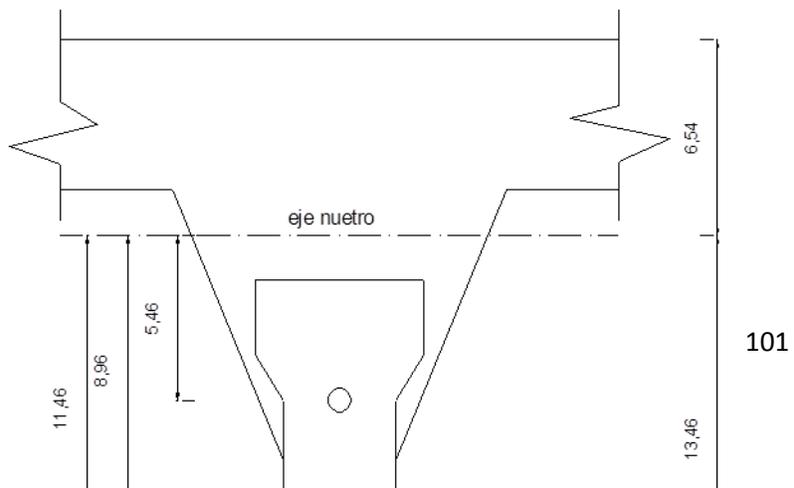
$$f_{c-i} = -168,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{c-i} = -0.6 \cdot f^i c$$

f_{2-0}	\leq	f_{c-i}
-----------	--------	-----------

CUMPLE

Propiedades de la viga compuesta en $t = \infty$



Area	A (cm ²) =	385,5
Brazo mecánico inferior	Yi (cm) =	13,46
Brazo mecánico superior	Ys (cm) =	6,54
Inercia x	Ixc (cm ⁴) =	11787,5
Resistencia característica del H°	fc (kg/cm ²) =	350,00
Resistencia característica del H° en fase final 100%	f'c (kg/cm ²) =	350,00
Luz de la vigueta	L (cm) =	445,00
Altura capa compresión	hf (cm) =	5

Ancho efectivo de la losa

1. b (cm) = 111,25 $b \leq \frac{1.L}{4}$

2. b (cm) = 84 $b = 2*8*hf + bw$

Se escoge el menor de los 2 valores b = 84 cm pero en ningún momento el ancho efectivo será mayor a la distancia entre ejes de las viguetas, como en este caso se colocará viguetas a cada 50 cm el ancho efectivo será:

b (cm) = 50

Homogenizando la sección

btr (cm) = 38,73 $btr = b * \sqrt{\frac{f'cl}{f'c}}$

CALCULO DE LA FUERZA DE PRETENSADO

Tomando el 20% por pérdidas

$F_p = f_{ps} * A_{ps}(\Phi 4) * 0.8 = 1447,65 \text{ Kg}$ 3 barras $F_p = 4342,94 \text{ Kg}$

$$F_p = f_{ps} \cdot A_{ps}(\Phi 5) \cdot 0.8 = 2261,95 \text{ Kg}$$

$$2 \text{ barras } F_p = 4523,89 \text{ Kg}$$

CALCULO DEL MT VERIFICANDO ESFUERZO DE COMPRESIÓN

$$f_{1-\infty} = \left[-\left(\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\Phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_T \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left(-\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right]$$

$$f_{1-\infty} = 16.65 - 0.0005548 \cdot M_t \text{ Kg}$$

$$f_{cs} = 210 \text{ Kg} \quad f_{cs} = 0.6 \cdot f'_c$$

Sabiendo que: $f_{1-\infty} \geq f_{cs}$

Reemplazando valores y despejando el Mt:

$$M_t \leq 408525,59 \text{ Kg*cm}$$

CALCULO DEL MT VERIFICANDO ESFUERZO DE TRACCIÓN

$$f_{2-\infty} = \left[-\left(\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} + \frac{F_p(\Phi 5)}{A_{ss}} \right) + \left(\sum \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) - \left(\frac{M_T \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) + \left(-\frac{F_p(\Phi 4)}{A_{ss}} - \frac{F_p \cdot e \cdot Y_s}{I_{ss}} \right) \right]$$

$$f_{2-\infty} = -104.61 + 0.0011418 \cdot M_t$$

$$f_{ts} = 37,42 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_{ts} = 2 * \sqrt{f'_c}$$

Sabiendo que: $f_{2-\infty} \leq f_{ts}$

Reemplazando valores y despejando el Mt:

$$M_t \leq 142030 \text{ Kg*cm} \quad \text{Que será el momento límite por ser el menor.}$$

EL MOMENTO MAXIMO ADMISIBLE POR NERVIO Madm =	1420,30	Kg*m
EL MOMENTO MAXIMO ADMISIBLE POR METRO DE ANCHO Madm =	2840,60	Kg*m/m

CALCULO DEL MOMENTO TOTAL ACTUANTE EN LA VIGUETA

$$QT = Q_{viva} + Q_{muerta} + Q_{vigüeta}$$

$$QT = 407,00 \quad \text{Kg/m}$$

$$QTd = 4,07 \quad \text{Kg/cm}$$

$$M_{t_{real}} = 1007,45 \quad \text{Kg*cm} \quad 10,07 \quad \text{Kg*m}$$

El Mt calculado se encuentra dentro de los rangos fijados ya que:

$$M_{t_{real}} = 1007 \leq M_{adm} = 1420 \quad \text{CUMPLE;}$$

VERIFICANDO LA FLECHA

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{ps} = -0,50 \quad \text{cm} \quad \Delta_{ps} = \frac{F_{ps} * s * L^2}{8 * E_{cp} * I_{ss}}$$

$$\Delta_{pp} = 0,59 \quad \text{cm} \quad \Delta_{pp} = \frac{5 * q * L^4}{384 * E_{cp} * I_{ss}}$$

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} = 0,09 \quad \text{cm}$$

$$L/500 = 0,89 \quad \text{cm}$$

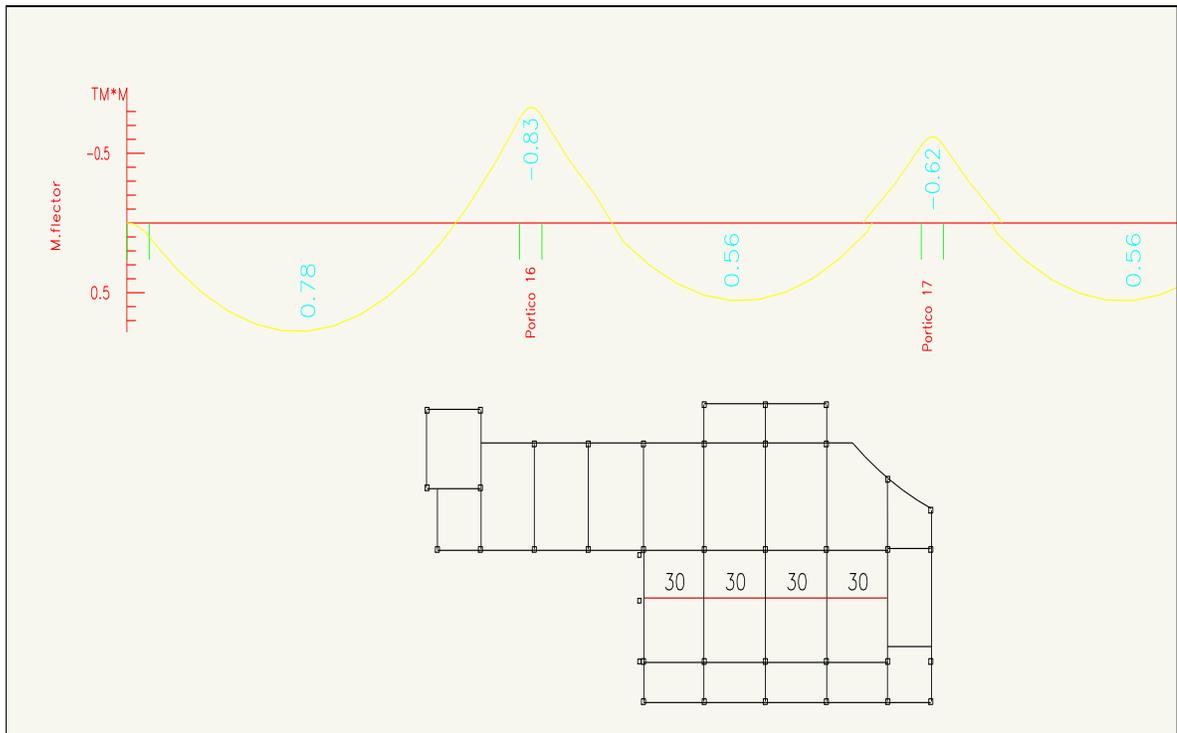
0,09	≤	0,89
$\Delta_{ps} + \Delta_{pp}$		$L/500$

CUMPLE; ;

VERIFICACION DE VIGUETAS PRETENSADAS COMPLEMENTO PLASTOFORM

LOSA PLANTA BAJA (nivel +3,65)

Determinación de la ARMADURA NEGATIVA entre Portico 16 - 17



APOYO 1 PORTICO 16 TRAMO DE VIGA 2

h=20  bw=50	d=19 Siendo:	}	fck= 200 kg/cm²	fyk= 4000 kg/cm²
			h= 20 cm	gcd = 133,33 kg/cm²
			d1= 1 cm	fyd = 3478,26 kg/cm²
			d= 19 cm	Md= 830 kg*m
			bw= 50 cm	Ms= 518,75 kg*m

Determinacion de momento reducido de calculo: (μ_d)

$$\mu_d = \frac{Md}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad \mu_d = 0,034$$

Determinacion de la cuantia mecanica: (W_s) valor extraido de la Tabla 2.5.2.9

para : $\mu_d = 0,034$ la cuantia es $W_s = 0,036$

Determinacion de la armadura: (A_s)

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

Donde: $\left\{ \begin{array}{l} W_s = 0,036 \\ b_w = 50,00 \\ d = 19,00 \\ f_{cd} = 133,33 \\ f_{yd} = 3478,26 \end{array} \right.$

Por lo tanto: $A_s = 1,30 \text{ cm}^2$

Determinacion de barras a usar

DIAM.	AREA cm2	# FE	# FE REAL
φ 6 mm	0,28	4,59	5
φ 8 mm	0,50	2,58	3
φ 10 mm	0,79	1,66	2
φ 12 mm	1,13	1,15	2
φ 16 mm	2,01	0,65	1

MANUAL 2 φ 10 C/25 cm

CIPE CAD 1 φ 10 -1 φ 10

Su poscion se indica en el plano estructural

APOYO 2 PORTICO 17 TRAMO DE VIGA 2

h=20  d=19 Siendo:

fck=	200	kg/cm2	fyk=	4000	kg/cm2
h=	20	cm	fcd =	133,33	kg/cm2
d1=	1	cm	fyd =	3478,26	kg/cm2
d=	19	cm	Md=	620	kg*m
bw=	50	cm	Ms=	387,50	kg*m

Determinacion de momento reducido de calculo: (μd)

$$\mu_d = \frac{Md}{bw * d^2 * f_{cd}} \quad \mu_d = 0,026$$

Determinacion de la cuantia mecanica: (Ws) valor extraido de la Tabla 2.5.2.9

para : μd= 0,026 la cuantia es Ws= 0,027

Determinacion de la armadura: (As)

$$As = Ws * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde: $\left\{ \begin{array}{l} Ws = 0,027 \\ bw = 50,00 \\ d = 19,00 \\ fcd = 133,33 \\ fyd = 3478,26 \end{array} \right.$

Por lo tanto: As= 0,97 cm2

Determinacion de barras a usar

DIAM.	AREA cm2	# FE	# FE REAL
φ 6 mm	0,28	3,42	4
φ 8 mm	0,50	1,93	2
φ 10 mm	0,79	1,23	2
φ 12 mm	1,13	0,86	1
φ 16 mm	2,01	0,48	1

MANUAL 2 φ 8 C/25 cm

CIPE CAD 1 φ 8 -1 φ 10

Su poscion se indica en el plano estructural

Verificación del momento positivo

de cálculo se tiene $M_{cal} = 1113 \text{ kg}\cdot\text{m/m}$ (Cipecad)
de la Figura 2.5.2.7 Anexo A11 se obtiene el momento admisible para la viga

se escoge una viga tipo 7 con una separación de ejes de 50 cm con una altura de 20 cm

$$1113 < 2112 \text{ kg}\cdot\text{m/m} \quad \text{Cumple}$$

Acero de refuerzo en losa de compresión

$h = 5 \text{ cm}$ espesor de la losa de compresión
 $f_{yd} = 347,8 \text{ Mpa}$ resistencia de cálculo del acero

$$A_{min} \geq \frac{50 \cdot h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

$$0,79 \geq 0,72 \geq 0,58 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Cumple}$$

DIAM.	AREA cm ²	# FE	# FE REAL	ESPAC
$\phi 6 \text{ mm}$	0,283	2,54	3	33
$\phi 8 \text{ mm}$	0,503	1,43	2	50

se utilizará **3 $\phi 6 \text{ mm}$ cada 30 constructivamente en ambas direcciones**
formado una armadura tipo malla

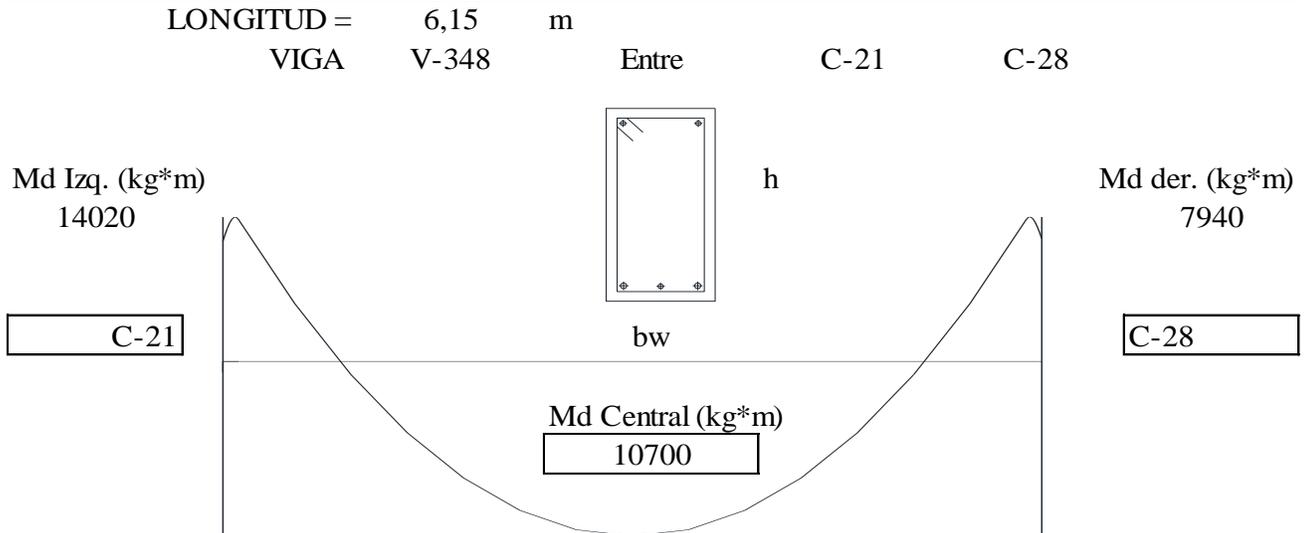
Las disposiciones de armadura y vigas se muestran en planos.

VERIFICACIÓN DE CALCULO VIGA H°A° SOMETIDA A FLEXIÓN SIMPLE

PLATA BAJA

Para el dimensionamiento de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa Cypecad-2012 b. para obtener las máximas solicitaciones; a continuación se realiza la verificación manual para comprobar si los resultados coinciden con los obtenidos por dicho programa.

1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA VIGA



2. ARMADURA POSITIVA

2.1. DATOS:

Momento máximo de servicio	Mmax =	6688	Kgm
Peralte de la sección	h =	45	cm
Ancho de la sección	bw =	25	cm
Peralte efectivo	d =	43	cm
Recubrimiento	r =	2	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	200	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	fyk =	4000	kg/cm ²
Coefficiente minoración Hormigón	γc =	1,50	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	γf =	1,60	

133
3478

2.2. CALCULOS

Momento mayorado	Md (kgm) =	10700
------------------	------------	-------

$$M_d = M_{max} * \gamma_f$$

Momento reducido	μd =	0,174
------------------	------	-------

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

Cuantía geométrica	w =	0,197
--------------------	-----	-------

De tablas

Armadura Necesaria	As (cm ²) =	8,118
--------------------	-------------------------	-------

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

Armadura mínima	As _{min} (cm ²) =	3,713
-----------------	--	-------

$$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$$

Armadura mínima	$A_{s\min}$ (cm ²)=	3,713	$A_{s\min} = w_{\min} * b_w * h$
Armadura escogida	A_s (cm ²) =	8,12	A_s
	A_s (cm ²) =	8,38	Area necesaria según Cipe
Armadura a utilizar =>	2φ20 + 2φ16		A_{sprov} (cm ²)= 10,31
$A_{sprov} > A_s$			OK

3. ARMADURA DE PIEL: NO CORRESPONDE

4. CALCULO ARMADURA NEGATIVA IZQUIERDA C-21

4.1. DATOS:

Momento máximo de servicio	$M_{max} =$	8763	Kgm
----------------------------	-------------	------	-----

4.2. CALCULOS

Momento mayorado	M_d (kgm) =	14020	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
Momento reducido	$\mu_d =$	0,227	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geometrica	$w =$	0,272	De tablas
Armadura Necesaria	A_s (cm ²) =	11,22	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	$A_{s\min}$ (cm ²)=	2,97	$A_{s\min} = w_{\min} * b_w * h$
Armadura escogida	A_s (cm ²) =	11,22	A_s
	A_s (cm ²) =	10,62	Area necesaria según Cipe
Armadura a utilizar =>	2φ20 + 2φ16		A_{sprov} (cm ²)= 10,31
mas armadura de montaje superior 2φ10mm			
			A_{sreal} (cm ²)= 11,88
$A_{sreal} > A_s$			OK!!!

5. CALCULO ARMADURA NEGATIVA DERECHA C-28

5.1. DATOS:

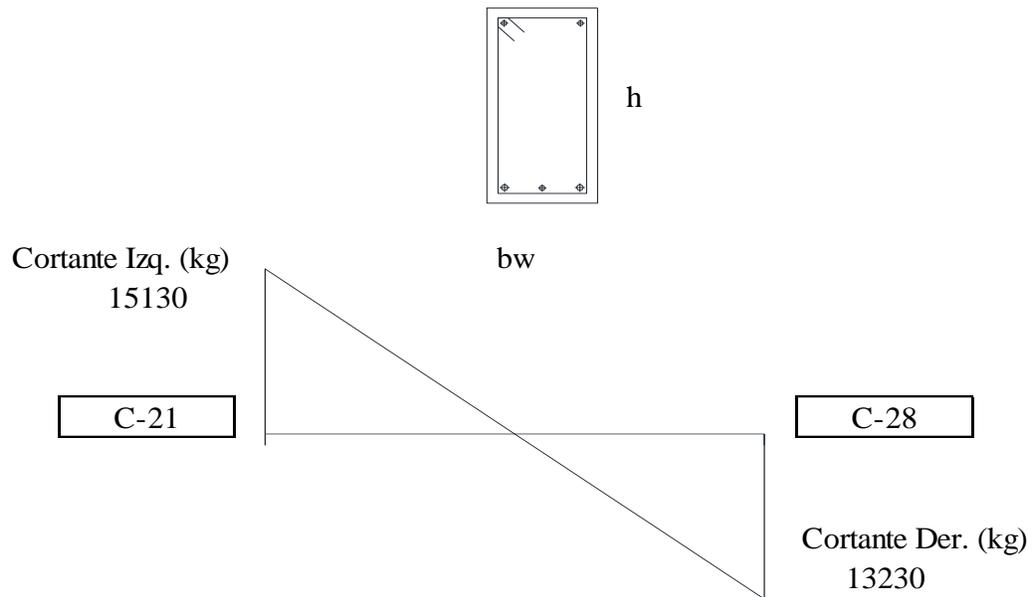
Momento máximo de servicio	$M_{max} =$	4963	Kgm
----------------------------	-------------	------	-----

5.2. CALCULOS

Momento mayorado	Md (kgm) =	7940	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
Momento reducido	$\mu_d =$	0,129	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geometrica	w =	0,141	De tablas
Armadura Necesaria	As (cm2) =	5,81	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	As _{min} (cm2)=	2,97	$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$
Armadura escogida	As (cm2) =	5,81	As
	As (cm2) =	5,64	Area necesaria según Cipe
Armadura a utilizar =>	2φ20		Asprov(cm2)= 6,28
			mas armadura de montaje superior 2φ10mm
			Asreal (cm2)= 7,85
	Asreal > As		OK _{ij}

VERIFICACIÓN DE CALCULO VIGA H°A° SOMETIDA A CORTE

LONGITUD = 6,15 m
 VIGA - V-348 Entre C-21 C-28



1. ARMADURA TRANSVERSAL IZQUIERDA C-21

1.1. DATOS:

Cortante máxima de servicio	$V_{max} =$	9456	Kg
Peralte de la sección	$h =$	45	cm
Ancho de la sección	$bw =$	25	cm
Peralte efectivo	$d =$	43	cm
Recubrimiento	$r =$	2	cm
Resistencia característica del hormigon	$f_{ck} =$	200	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	$f_{yk} =$	4000	kg/cm ²
Coefficiente minoración Hormigon	$\gamma_c =$	1,50	
Coefficiente minoración Acero	$\gamma_s =$	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	$\gamma_f =$	1,60	

1.2. CALCULOS

Cortante mayorado de cálculo	Vd (kg) =	15130	$Vd = 1,6 * V$
Resistencia a cortante del hormigon	fvd(kg/cm2)=	5,77	$fvd = 0,5 * \sqrt{fcd}$
Cortante resistente por el hormigon	Vcu(kg) =	6202,75	$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$
15130	>	6202,75	Necesita armadura transversal
Vd (kg)		Vcu(kg)	
$V_{ou} = 0,30 * fcd * bw * d$	Vou (kg) =	43000	
Cortante resistida por el acero	Vsu (kg) =	8927,25	$Vsu = Vd - Vcu$
Armadura Transversal	Ast(cm2/m)=	6,63	$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * fyd}$
Armadura Transversal para una pierda	Ast1(cm2/m)=	3,32	
Adoptando un diámetro de	Φ (mm)	8	
Area de la barra	Aso6 (cm2)=	0,50	
Número de barras	Nb =	7	
Armadura de las barras	Ast(cm2/m)=	3,52	
Distribución de las barras	S (cm) =	14,29	
	Smax(cm)=	30,00	
Distribución Final	Φ 8	C - 14	

ARMADURA TRANSVERSAL DERECHA	C-28
-------------------------------------	-------------

DATOS:

Cortante máxima de servicio	Vmax =	8269	Kg
Peralte de la sección	h =	45	cm
Ancho de la sección	bw =	25	cm
Peralte efectivo	d =	43	cm
Recubrimiento	r =	2	cm
Resistencia característica del hormigon	fck =	200	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	fyk =	4000	kg/cm ²
Coefficiente minoración Hormigon	γc =	1,50	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	γf =	1,60	

133,33
3478,26

CALCULOS

Cortante mayorado de cálculo	Vd (kg) =	13230	$Vd = 1,6 * V$
------------------------------	-----------	-------	----------------------------------

Resistencia a cortante del hormigon	fvd(kg/cm ²)=	5,77	$fvd = 0,5 * \sqrt{fcd}$
-------------------------------------	---------------------------	------	--

Cortante resistente por el hormigon	Vcu(kg) =	6202,75	$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$
-------------------------------------	-----------	---------	--

13230	>	6202,75	Necesita armadura transversal
Vd (kg)		Vcu(kg)	

$V_{ou} = 0,30 * fcd * bw * d$	Vou (kg) =	43000
--	------------	-------

Cortante resistida por el acero	Vsu (kg) =	7027,25	Vsu=Vd-Vcu
---------------------------------	------------	---------	-------------------

Armadura Transversal	Ast(cm ² /m)=	5,22	$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * fyd}$
----------------------	--------------------------	------	--

Armadura Transversal para una pierda	Ast1(cm ² /m)=	2,61
--------------------------------------	---------------------------	------

Adoptando un diámetro de	Φ (mm)	8
--------------------------	--------	---

Area de la barra	Aso6 (cm ²)=	0,50
------------------	--------------------------	------

Número de barras	Nb =	5
------------------	------	---

Armadura de las barras	Ast(cm ² /m)=	2,51
------------------------	--------------------------	------

Distribución de las barras	S (cm) =	20,00
Distribución Final	Φ 8	C - 20

VERIFICACIÓN COLUMNA DE Hªº SOMETIDA A FLEJO-COMPRESIÓN

1. GEOMETRIA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA COLUMNA

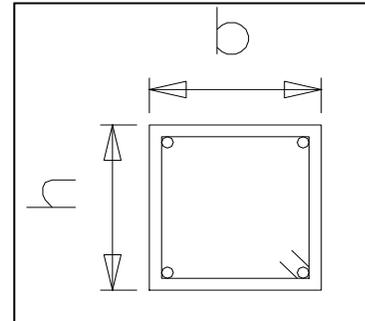
NÚMERO COLUMNA: C30

COTA: 3.65 - 7.40

b (cm)= 25
 h (cm)= 25
 Nd (Kg) = 21040
 Mx (Kgm)= 460
 My (Kgm)= 1000
 L (m)= 3,35

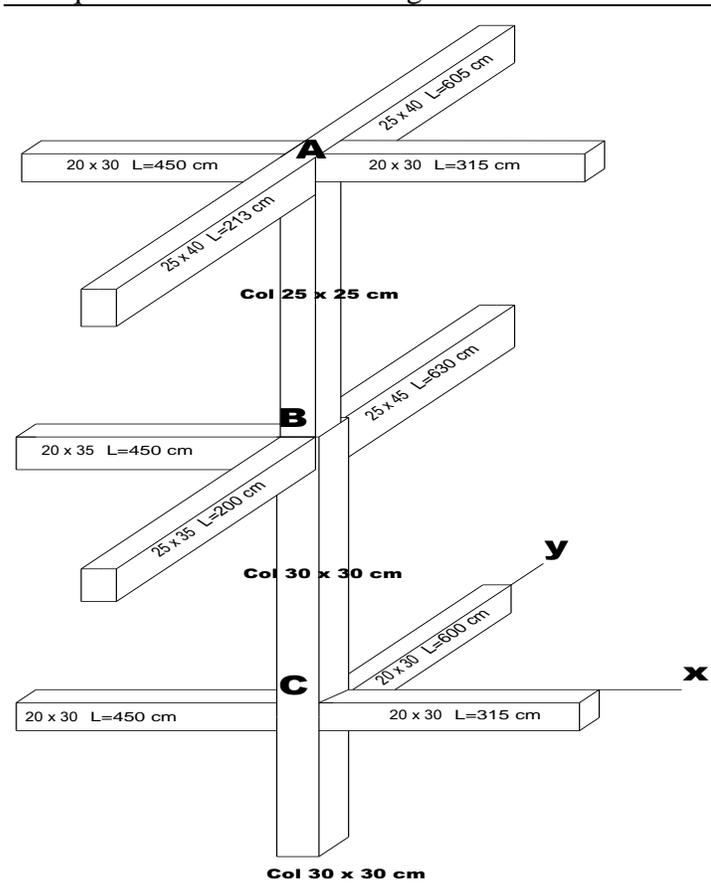
COTA: 0.00 - 3.65

b (cm)= 30
 h (cm)= 30
 Nd (Kg) = 43540
 Mx (Kgm)= 1810
 My (Kgm)= 3410
 L (m)= 3,2



2. CALULO DE LA ESBELTEZ GEOMETRICA - COMPROBACIÓN AL PANDEO

El esquema de la columna es el siguiente:



Para las vigas de 25x40 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 133333$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 52083$$

Para las vigas de 20x30 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 45000$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 20000$$

Para las vigas de 20x35 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 71458$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 23333$$

Para las vigas de 25x35 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 89323$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 45573$$

Para las vigas de 25x45 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 189844$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 58594$$

Para las columnas de 25x25 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 32552$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 32552$$

$$H (\text{cm}) = 335$$

Para las columnas de 30x30 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 67500$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 67500$$

$$H (\text{cm}) = 320$$

Calculo de la longitud de pandeo:

Se calculará el coeficiente K con los valores de Ψ :

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{col}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{vigas}} .$$

Con ayuda del esquema representado anteriormente se tiene:

En A:

$\Psi_x =$	0,17
$\Psi_y =$	0,10

En B:

$\Psi_x =$	0,64
$\Psi_y =$	0,39

En C:

$\Psi_x =$	2,20
$\Psi_y =$	3,32

Entrando a la Figura 2.5.2.4 (Ver anexo A10) con los valores obtenidos se tiene el valor de K:

Tramo A-B:

$K_x =$	1,13
$K_y =$	1,08

Tramo B-C:

$K_x =$	1,40
$K_y =$	1,45

Se tomara el mayor valor de K en ambos tramos respectivamente:

Tramo A-B:

K =	1,13
------------	-------------

Tramo B-C:

K =	1,45
------------	-------------

Longitud de pandeo:

PLANTA ALTA:

lo (cm) =	379
-----------	-----

PLANTA BAJA:

lo (cm) =	464
-----------	-----

Calculo esbeltez geometrica:

$$\lambda_g = \frac{l_o}{h}$$

Donde:

h = Es la dimension de la columna en la dirección que se desea comprobar.

PLANTA ALTA:

$\lambda_{gx} =$	15,14
$\lambda_{gy} =$	15,14

PLANTA BAJA:

$\lambda_{gx} =$	15,47
$\lambda_{gy} =$	15,47

En ambos casos la esbeltez geometrica es mayor a 10, por lo tanto se presenta excentricidad de primer orden.

Excentricidad de primer orden:

Columna:	25x25 cm	planta alta
-----------------	-----------------	--------------------

$$e_{o1} = \frac{M_{d1}}{Nd}$$

eo1 (cm) =	2,19
------------	------

$$e_{o2} = \frac{M_{d2}}{Nd}$$

eo2 (cm) =	4,75
------------	------

eo (cm) =	4,75
-----------	------

Excentricidad ficticia:

$$e_a = \left(3 + \frac{fyd}{3500}\right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_o}{h + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

ea (cm) =	3,79
-----------	------

Excentricidad total:

$$et = ea + eo$$

et (cm) =	8,54
-----------	------

Excentricidad de primer orden:

Columna: 30x30 cm planta baja

$$e_{o1} = \frac{M_{d1}}{Nd}$$

eo1 (cm) =	4,16
------------	------

$$e_{o2} = \frac{M_{d2}}{Nd}$$

eo2 (cm) =	7,83
------------	------

eo (cm) =	7,83
-----------	------

Excentricidad ficticia:

$$e_a = \left(3 + \frac{fyd}{3500}\right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_o}{h + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

ea (cm) =	4,94
-----------	------

Excentricidad total:

$$et = ea + eo$$

et (cm) =	12,77
-----------	-------

3. REFUERZO LONGITUDINAL

3.1. DATOS

COTA: 3.65 - 7.40

Excentricidad total:	etotal =	8,54	cm
Esfuerzo normal de calculo mayorada	Nd =	21040	Kg
Momentos flectores de cálculo dirección X	Mxd =	46000	Kg*cm
Momentos flectores de cálculo dirección Y	Myd =	100000	Kg*cm
Canto paralelo al eje X	hx =	25	cm
Canto paralelo al eje Y	hy =	25	cm
Resistencia cálculo del hormigon	fcd =	133,00	Kg/cm2
Resistencia cálculo del acero	fyd =	3478,30	Kg/cm2

3.2. CALCULOS

Axil reducido	$v =$	0,253
---------------	-------	-------

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

Momendo reducido alrededor del eje X	$\mu_x =$	0,086
--------------------------------------	-----------	-------

$$\mu = \frac{Nd \times e_{total}}{h \times b^2 \times f_{cd}}$$

Momendo reducido alrededor del eje Y	$\mu_y =$	0,086
--------------------------------------	-----------	-------

$$\mu = \frac{Nd \times e_{total}}{h \times b^2 \times f_{cd}}$$

El mayor de los momentos reducidos	$\mu_1 =$	0,086
------------------------------------	-----------	-------

El menor de los momentos reducidos	$\mu_2 =$	0,086
------------------------------------	-----------	-------

Cuantía mecánica	$w =$	0,170
------------------	-------	-------

De ábacos

Armadura de Acero total	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	4,06
-------------------------	-------------------------------	------

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

Armadura mínima	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)} =$	3,75
-----------------	-----------------------------------	------

$$A_{min} = 0.006 \cdot h_x \cdot h_y$$

Armadura escogida	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	4,06
--------------------------	---	-------------

Disposición de la armadura =>	4Φ12
---	-------------

Asprov (cm²)= 4,52

3.3. DATOS

COTA: 0.00 - 3.60

Excentricidad total:	$e_{total} =$	12,77	cm
Esfuerzo normal de calculo mayorada	$N_d =$	43540	Kg
Momentos flectores de cálculo dirección X	$M_{xd} =$	181000	Kg*cm
Momentos flectores de cálculo dirección Y	$M_{yd} =$	341000	Kg*cm
Canto paralelo al eje X	$h_x =$	30	cm
Canto paralelo al eje Y	$h_y =$	30	cm
Resistencia cálculo del hormigon	$f_{cd} =$	133,00	Kg/cm ²
Resistencia cálculo del acero	$f_{yd} =$	3478,30	Kg/cm ²

3.4. CALCULOS

Axil reducido	$v =$	0,364	$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$
Momendo reducido alrededor del eje X	$\mu_x =$	0,155	
Momendo reducido alrededor del eje Y	$\mu_y =$	0,155	$\mu = \frac{Nd \times e_{total}}{h \times b^2 \times f_{cd}}$
El mayor de los momentos reducidos	$\mu_1 =$	0,155	
El menor de los momentos reducidos	$\mu_2 =$	0,155	
Cuantía mecánica	$w =$	0,225	De ábacos
Armadura de Acero total	A_s (cm ²)=	7,74	$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	A_{min} (cm ²)=	5,40	$A_{min} = 0.006 \cdot h_x \cdot h_y$
Armadura escogida	A_s (cm²)=	7,74	
Disposición de la armadura =>	4Φ16		Asprov (cm²)= 8,04

4. REFUERZO TRANSVERSAL

El diametro mínimo	Φ6 mm
25% del diametro de la As longitudinal	Φ4 mm
Diametro elegido	Φ6 mm

La separación de estribos no será mayor que la menor de las siguientes dimensiones:

S >	0.85*d =	19,55	cm
	30 cm =	30	cm
	12Φ _{long,min} =	14,40	cm

Por lo tanto, y por facilidad constructiva, se tomará el siguiente espaciamiento para toda la columna:

S =	15	cm
-----	----	----

Finalmente la disposición de la armadura transversal es la siguiente:

Φ6 C/15

3.5.3. Diseño de escaleras.-

Datos generales

- Hormigón: H-20 , Control Normal
- Acero: AH-400 , Control Normal
- Recubrimiento geométrico: 3.0 cm

Acciones

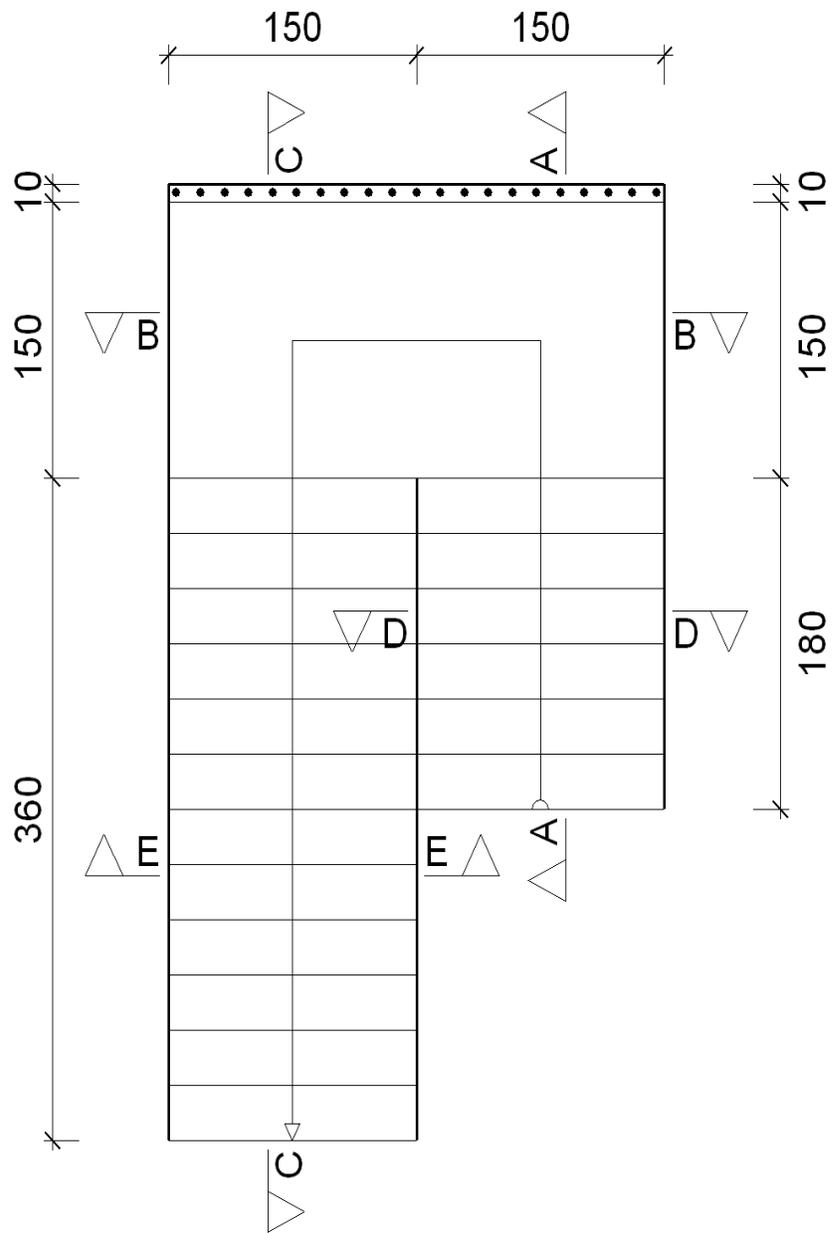
- CBH 87
- Control de la ejecución: Normal
- Daños previsibles: B. Daños de tipo medio
- Exposición al viento: Normal

Cargas

- Peso propio: 0.375 t/m²
- Peldañado: 0.185 t/m²
- Barandillas: 0.100 t/m
- Solado: 0.100 t/m²
- Sobrecarga de uso: 0.300 t/m²

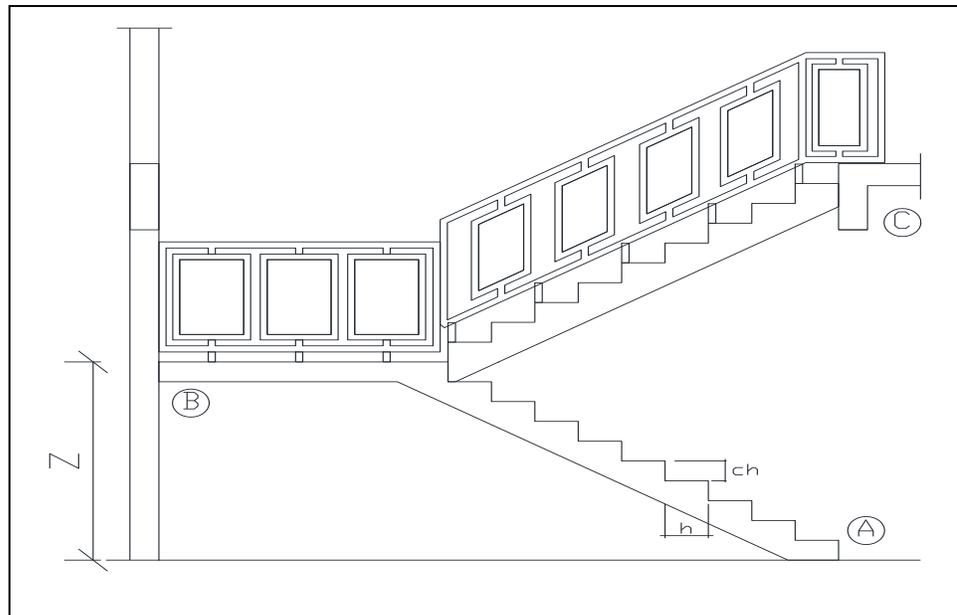
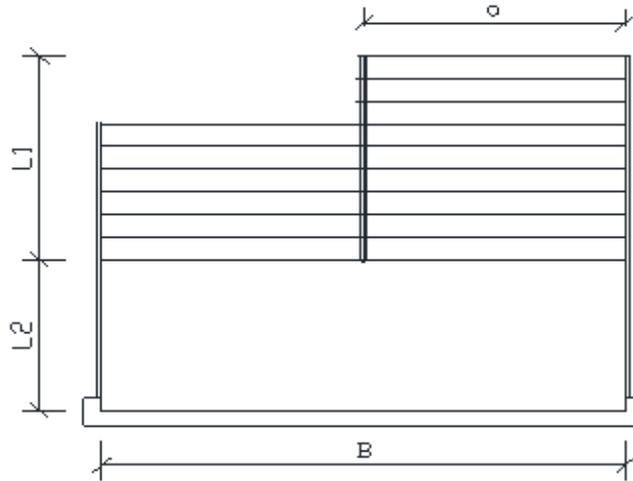
Geometría

- Planta final: losa planta baja
- Planta inicial: viga de cimentación
- Espesor: 0.15 m
- Huella: 0.300 m
- Contrahuella: 0.170 m
- Nº de escalones: 20
- Desnivel que salva: 3.65 m
- Apoyo de las mesetas: viga de apoyo (Ancho: 0.10 m)
- Ámbito: 1.500 m
- Huella: 0.300 m
- Contrahuella: 0.170 m
- Peldañado: Hormigonado con la losa



MEMORIA DE CALCULO ESCALERA HORMIGON ARMADO

1. GEOMETRIA DE LA ESCALERA



2. DATOS GENERALES:

L_1 (m)=	3,60	Longitud horizontal rampa	γ_{H^A} (Kg/m ³)=	2400
L_2 (m)=	1,50	Longitud descanso		
a (m)=	1,50	Ancho de rampa		
B (m)=	3,00	Ancho total de descanso		
t (m)=	0,15	Espesor de losa		
h (m)=	0,30	Huella		
ch (m)=	0,17	Contra huella		
Z (m)=	1,59	Altura media a salvar		
N =	13	Número de peldaños		

3. ANALISIS DE CARGAS

CARGA MUERTA

RAMPA

Peso debido a los peldaños

Volumen peldaños(m3)=	0,04
Peso peldaños(Kg)=	1193,40
Área losa rampa(m2)=	5,40

Carga de peldaños por metro lineal

$$q_{pel} \text{ (Kg/m)} = 331,50$$

Carga debido al peso propio del a rampa por metro lineal

$$q_r \text{ (Kg/m)} = 540$$

Carga debido a las barandillas

$$q_b \text{ (Kg/m)} = 100$$

Sobre carga de cerámica por metro lineal

$$q_{sc} \text{ (Kg/m)} = 60$$

Carga muerta total en la rampa

$$QCM \text{ (Kg/m)} = 1032$$

DESCANSO

Carga debido al peso propio del descanso por metro lineal

$$q_d \text{ (Kg/m)} = 540$$

Sobre carga de cerámica por metro lineal

$$q_{sc} \text{ (Kg/m)} = 60$$

Carga muerta total en el descanso+ carga de barandillas

$$QCM \text{ (Kg/m)} = 700$$

SOBRECARGA

La sobre carga de uso para el diseño de escalera recomendada por metro lineal es la siguiente:

$$QCV \text{ (kg/m)} = 450$$

Carga ultima actuante con la siguiente combinación:

$$QU = 1.6*QCM + 1.6*QCV$$

RAMPA

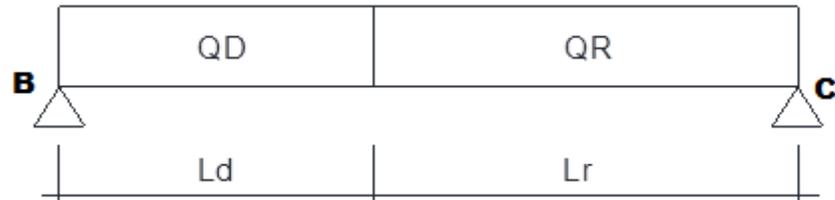
$$QR \text{ (Kg/m)} = 2370 \qquad L_r \text{ (m)} = 3,60 \qquad \text{Longitud rampa}$$

DESCANSO

$$QD \text{ (Kg/m)} = 1840 \qquad L_d \text{ (m)} = 1,50 \qquad \text{Longitud descanso}$$

Idealizando la escalera se tiene el siguiente esquema:

TRAMO: B - C



Calculando se obtienen lo siguiente:

$$M_d \text{ (Kg*m)} = 7411,30 \quad RA \text{ (Kg)} = 5365,90$$

$$V_d \text{ (Kg)} = 5927,50 \quad RB \text{ (Kg)} = 5927,50$$

Para el momento negativo se recomienda tomar el valor de losa apoyada en viga perimetral:

$$M_d = \frac{q * l^2}{24}$$

$$-MB \text{ (Kg*m)} = 172,50$$

$$-MC \text{ (Kg*m)} = 1280,02$$

4. REFUERZO ARMADURA POSITIVA POR METRO

4.1. DATOS

Momento máximo de diseño	Mmax =	7411	Kgm
Canto de la sección	t =	15	cm
Ancho de para el calculo	bw =	150	cm
Peralte efectivo	d =	12	cm
Recubrimiento geometrico	r =	3	cm
Resistencia caracteristica del hormigon	fck =	200	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk =	4000	kg/cm2
Coefficiente minoración Hormigon	γ_c =	1,50	
Coefficiente minoración Acero	γ_s =	1,15	

4.2. CALCULOS

Momento reducido	μ_d =	0,257
------------------	-----------	-------

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

Cuántía geometrica	w =	0,319
--------------------	-----	-------

De tablas

Armadura Necesaria	As (cm2) =	22,00
--------------------	------------	-------

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

Armadura mínima	As _{min} (cm2) =	4,05
-----------------	---------------------------	------

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} * b_w * h$$

Armadura escogida	As (cm2) =	22,00	As
--------------------------	------------	--------------	----

Armadura a utilizar =>	11Φ16	Asprov(cm2)=	22,11
------------------------	--------------	--------------	--------------

Asprov	>	As	OK!!!
--------	---	----	-------

5. REFUERZO ARMADURA NEGATIVA (C) POR METRO, IDEM PARA (B)

5.1. DATOS

Momento máximo de diseño	Mmax =	1280	Kgm
Canto de la sección	t =	15	cm
Ancho de para el calculo	bw =	150	cm
Peralte efectivo	d =	12	cm
Recubrimiento	r =	3	cm
Resistencia característica del hormigon	fck =	200	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk =	4000	kg/cm2
Coefficiente minoración Hormigon	γ_c =	1,50	
Coefficiente minoración Acero	γ_s =	1,15	

5.2. CALCULOS

Momento reducido	$\mu_d =$	0,044	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geometrica	w =	0,046	De tablas
Armadura Necesaria	A_s (cm2) =	3,19	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	$A_{s\min}$ (cm2)=	4,05	$A_{s\min} = w_{\min} * b_w * h$
Armadura escogida	A_s (cm2) =	4,05	Asmin
Armadura a utilizar =>	9Φ8	Asprov(cm2)=	4,52
Asprov > As		OK!!!	

6. ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN SUPERIOR E INFERIOR

Se adoptará una armadura de distribución mínima, por lo tanto se tiene la sgte. disposición:

Φ8 c/20

7. ARMADURA SUPERIOR TEMPERATURA

Se dispondrá de armadura mínima, por lo tanto:

Armadura mínima	$A_{s\min}$ (cm2)=	4,05	$A_{\min} = 0.0018 * b_w * t$
Armadura a utilizar =>	11Φ8	Asprov(cm2)=	5,53

8. VERIFICACIÓN AL CORTE

8.1. DATOS:

Cortante máximo de diseño	Vmax =	5927,50	Kg
Canto de la sección	t =	15	cm
Ancho de para el calculo	bw =	150	cm
Peralte efectivo	d =	12	cm
Recubrimiento	r =	3	cm
Resistencia caracteristica del hormigon	fck =	200	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk =	4000	kg/cm2
Coefficiente minoración Hormigon	γ_c =	1,50	
Coefficiente minoración Acero	γ_s =	1,15	

8.2. CALCULOS

Resistencia a cortante del hormigon	$f_{vd}(\text{kg/cm}^2) =$	5,77	$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$
-------------------------------------	----------------------------	------	--------------------------------

Cortante resistente por el hormigon	$V_{cu}(\text{kg}) =$	10386,00	$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$
-------------------------------------	-----------------------	----------	----------------------------

5927,50	>	10386,00	No necesita armadura transversal
Vd (kg)		Vcu(kg)	

Resultados

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø8c/15	Ø16c/15
B-B	Longitudinal	Ø8c/15	Ø16c/15
C-C	Longitudinal	Ø8c/15	Ø16c/15
D-D	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20
E-E	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20

3.5.4. Fundaciones.-

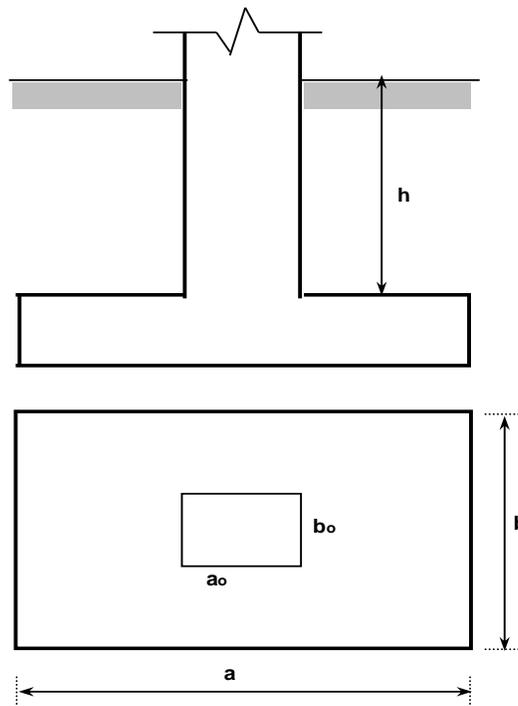
BLOQUE MULTIFUNCIONAL

DATOS.-

		ZAPATA C20				
$\sigma_{adm} =$	2,40	[Kg/cm ²]	$\gamma_s =$	1,15		
$f_{ck} =$	200	[Kg/cm ²]	$\gamma_c =$	1,50		
$f_{yk} =$	4000	[Kg/cm ²]	$a_o =$	30	[cm]	
$\gamma_{H^o} =$	2500,00	[Kg/m ³]	Peso especifico del H ^o A ^o	$b_o =$	30	[cm]
$\varphi =$	34	(Angulo interno de friccion)	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5}$	\rightarrow	$f_{cd}(\text{kg/cm}^2)$	133,33
$N =$	61190	[kg]	$f_{cd} = \frac{f_{yk}}{1.15}$	\rightarrow	$f_{yd}(\text{kg/cm}^2)$	3478,26
$M_a =$	440,00	[kg*m]	$H_a =$	720,00	[kg]	
$M_b =$	-370,00	[kg*m]	$H_b =$	-720,00	[kg]	

p DISEÑO DE LA ZAPATA

p Determinacion de las dimensiones de la zapata



Area necesaria

$$A = \frac{N}{\sigma_{adm}} \quad 15934,90 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Si es cuadrada

$$a, b = \sqrt{A_{necesari}} \quad 126,23 \text{ [cm]}$$

como a_o y b_o no son iguales adoptamos $a = b$

Area Necesaria	\leq	Area de la seccion
15935	\leq	16900 ok!!!

a=	130
b=	130

area= 16900 cm²

verificacion al esfuerzo maximo

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{a * b} + \frac{Ma}{wa} + \frac{Mb}{wb} \quad 2,27 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{admisible}}$$

$$2,27 \leq 2,40 \quad \text{ok cumple}$$

Altura de la Zapata

recubrimiento en zapatas

$$d1 = 5 \text{ cm}$$

coeficiente Fvd

$$Fvd = 0.5 * \sqrt{fcd} \quad Fvd = 5,77 \quad \text{kg/cm}^2$$

Factor [K]

yf=

1,60

coeficiente de seguridad

$$K = 6,01$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{(a_0 + b_0)}{4}}$$

$$d_2 \geq \begin{cases} \frac{2(a - a_0)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b_0)}{4 + k} \end{cases}$$

$$k = \frac{4 * Fvd}{\gamma_f * \sigma_{adm}}$$

$$d1 = 26,92 \text{ cm}$$

por norma escojo el mayor

$$h = 26,92$$

$$d2 = 19,97 \text{ cm}$$

$$d2 = 19,97 \text{ cm}$$

$$h = d + d1$$

$$h = 31,92 \text{ cm}$$

adopto multiplo de 5

altura de la zapata

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

$$M_a'' = Ma \pm (Ha * h)$$

$$Ma'' = 692 \text{ kg*m}$$

$$M_b'' = Mb \pm (Hb * h)$$

$$Mb'' = -622 \text{ kg*m}$$

Peso propio de la Zapata

$$pp = a * b * h * \gamma$$

$$pp = 1478,75 \text{ kg}$$

$$N' = pp + N$$

$$N' = 39722,50 \text{ kg}$$

Verificacion ala presion

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{a * b} + \frac{Ma}{wa} + \frac{Mb}{wb} \quad 2,35 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{a * b} - \frac{Ma}{wa} - \frac{Mb}{wb} \quad 2,35 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{admissible}} \qquad \sigma_{\min} \leq \sigma_{\text{admissible}}$$

2,35 ≤ 2,40 **cumple!!!** 2,35 ≤ 2,40 **cumple!!!**

Verificacion al vuelco

$$\gamma = \frac{M_{est}}{M_{des}} \geq 1.5$$

$$\gamma_a = \frac{N \cdot \frac{a}{2}}{M a} \quad 37,31 \quad \geq \quad 1,5 \quad \text{ok!!!}$$

$$\gamma_b = \frac{N \cdot \frac{b}{2}}{M b} \quad 41,51 \quad \geq \quad 1,5 \quad \text{ok!!!}$$

Verificacion al Deslizamiento

$$\gamma_d(a, b) = \frac{(N + pp) \cdot \tan(\varphi_d)}{H(a, b)} \geq 1.5 \qquad \varphi_d = (2 \cdot \varphi / 3) \qquad 22,67$$

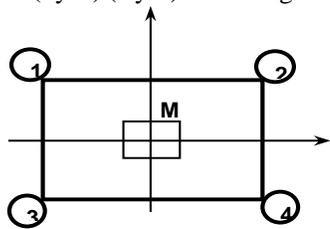
$\gamma_a = 23,04 \geq 1,5 \quad \text{ok!!!}$
 $\gamma_b = 23,04 \geq 1,5 \quad \text{ok!!!}$

Determinación de la armadura a flexión

nota = el peso propio de la zapata no se toma en cuenta

$$\sigma_i = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M' a}{a^2 \cdot b} \pm \frac{6 \cdot M' b}{b^2 \cdot a}$$

caso (I y II) (a y d) Ver figura Figura 2.5.4.2 anexo A10

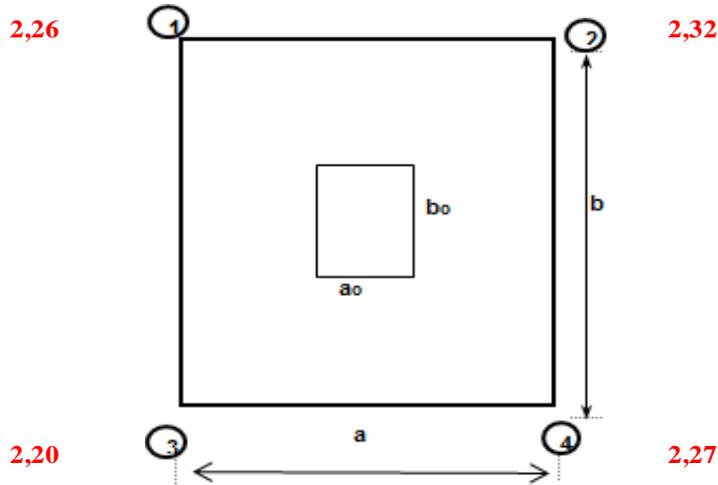


$$\sigma_{\text{axiales}} \leq \sigma_{\text{admissible}}$$

$\sigma_1 = c_1 - c_2 - c_3 \qquad \sigma_1 = 2,26$
 $\sigma_2 = c_1 + c_2 - c_3 \qquad \sigma_2 = 2,32$
 $\sigma_3 = c_1 - c_2 + c_3 \qquad \sigma_3 = 2,20$
 $\sigma_4 = c_1 + c_2 + c_3 \qquad \sigma_4 = 2,27$

2,26 ≤ 2,40 **OK!!**
 2,32 ≤ 2,40 **OK!!**
 2,20 ≤ 2,40 **OK!!**
 2,27 ≤ 2,40 **OK!!**

DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL TERRENO (Kg/cm²)



CALCULO DE ARMADURA DIRECCION "a"

ver Figura 2.5.4.3 anexo A 10

siempre se analiza donde los esfuerzos son maximos
datos:

a=	130	cm	fcd=	133,3	Kg/cm ²	σsup=	2,32	Kg/cm ²
ao=	30	cm	fyd=	3478,3	Kg/cm ²	σinf=	2,26	Kg/cm ²
bw=	130	cm	d=	30	cm			

esfuerzo a 0,15 m de "ao"

$$x1 = \frac{a - ao}{2} + 0.15 * ao \quad x1 = 54,5 \text{ cm}$$

$$\sigma a = \sigma inf + \frac{(\sigma sup - \sigma inf)}{a} * (a - x1) \quad \sigma a = 2,30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = \frac{\sigma(a) + \sigma sup}{2} * x1 \quad V'a = 125,87 \text{ Kg}$$

$$M''a = \frac{(\sigma a * x1^2)}{2} + \frac{(\sigma sup - \sigma a) * x1^2}{3} \quad M''a = 3436,55 \text{ Kg*cm}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu da = \frac{1.6 * M''a * bw}{bw * d^2 * fcd} \quad \mu da = 0,046$$

Cuantía mecánica

$$\omega a = \mu da * (1 + \mu da) \quad \omega a = 0,0479$$

Armadura en la direccion a

$$A sa = \frac{\omega a * bw * d * fcd}{fyd} \quad As = 7,16 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima $w_{smin} = 0,0018$ cuantía mínima para zapatas

$$A_{smin} = 0,0018 * bw * d \quad A_{smin} = 7,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s > \begin{cases} A_s = 7,16 \text{ cm}^2 & \text{Por norma escojo el mayor} \\ A_{smin} = 7,02 \text{ cm}^2 & A_s = 7,16 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calculo del numero de armadura y espaciamentos

barras	Diametro	Area de barra	Nro. de barras	Espac.
Ø6	6	0,28	26,00	5,0
Ø8	8	0,50	15,00	8,7
Ø10	10	0,79	10,00	13,0
Ø12	12	1,13	7,00	18,6
Ø16	16	2,01	4,00	32,5

adopto un espaciamento que este entre 15a 30 cm

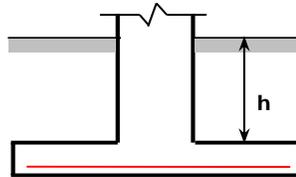
$$C = 15 \text{ cm}$$

Numero de barras

$$N^{\circ} \text{barras} = 8,67$$

$$N^{\circ} \text{barras} = 9$$

Detallamiento



9 Ø 12 C/15cm

Cipecad 5 Ø 16 C/25cm

Verificacion ala adherencia

datos

$\phi = 12$ Diametro $n = 9$ numero de barras
 $V' = 125,87$ kg $a = 130,00$ ancho en direccion x
 $d = 30$ cm $K = 0,95$ coeficiente en funcion al tipo de zapata

$$f_d = k \sqrt{(f_{cd})^2} \quad F_{vd} = 24,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = V' * (a ; b) \rightarrow V_d = 1,6 * V \quad V_d = 16363,51 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{V_d}{0,9 * d * n * \pi * \phi} \leq f_{vd} \quad \tau_a = 17,86 \text{ kg}$$

$$\tau_a \leq F_{vd} \quad 17,86 \leq 24,79 \quad \text{ok !!!}$$

CALCULO DE ARMADURA DIRECCION "b"

Ver Figura 2.5.4.3 anexo A10

datos:

b=	130	cm	fcd=	133,33	Kg/cm2	σsup=	2,32	Kg/cm2
bo=	30	cm	fyd=	3478,26	Kg/cm2	σinf=	2,27	Kg/cm2
bw=	130	cm	d=	30	cm			

esfuerzo a 0,15m de "bo"

$$y1 = \frac{b - bo}{2} + 0.15bo \quad y1 = 54,50 \text{ cm}$$

$$\sigma b = \sigma inf + \frac{(\sigma sup - \sigma inf)}{b} * (b - y1) \quad \sigma b = 2,30 \text{ Kg/cm2}$$

$$V' = \frac{\sigma(b) + \sigma sup}{2} * y1 \quad Vb = 125,99 \text{ Kg}$$

$$M''b = \frac{(\sigma b * y1^2)}{2} + \frac{(\sigma sup - \sigma b) * y1^2}{3} \quad M''b = 3438,63 \text{ Kg*cm}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu db = \frac{1.6 * M''b * bw}{bw * d^2 * fcd} \quad \mu da = 0,046$$

Cuantía mecánica

$$\omega b = \mu db * (1 + \mu db) \quad \omega b = 0,048$$

Armadura en la direccion b

$$A sb = \frac{\omega b * bw * d * fcd}{fyd} \quad Asb = 7,17 \text{ cm2}$$

Armadura minima

$$wsmin = 0,0018 \text{ cuantia mínima para zapatas}$$

$$A smin = 0.0018 * bw * d \quad Asmin = 7,02 \text{ cm2}$$

$$As > \begin{cases} As = 7,17 \text{ cm2} \\ Asmin = 7,02 \text{ cm2} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Por norma escojo el mayor} \\ As = 7,17 \text{ cm2} \end{array}$$

Calculo del numero de armadura y espaciamientos

barras	Diametro	Area de barra	Nro. de barras	Espac.
Ø6	6	0,28	26,00	5,0
Ø8	8	0,50	15,00	8,7
Ø10	10	0,79	10,00	13,0
Ø12	12	1,13	7,00	18,6
Ø16	16	2,01	4,00	32,5

adopto un espaciamiento que este entre 15a 30 cm

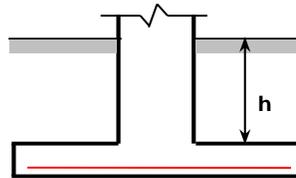
C= 15 cm

Numero de barras

Nºbarras= 8,7

Nºbarras= 9

9 Ø 12 C/ 15 cm



9 Ø 12 C/15cm

Cipecad 5 Ø 16 C/25cm

Verificacion ala adherencia

datos

φ= 12 Diametro

n= 9 numero de barras

V'= 125,99 kg

a= 130,00 ancho en direccion y

d= 30 cm

K= 0,95 coeficiente en funcion al tipo de zapata

$$fd = k \sqrt[3]{(fcd)^2}$$

Fvd= 24,79 kg/cm²

$$V = V' * (a ; b) \rightarrow Vd = 1.6 * V$$

Vd= 16378,36 kg

$$\tau = \frac{Vd}{0.9 * d * n * \pi * \phi} \leq fvd$$

τa= 17,88 kg

τb ≤ Fvd
17,88 ≤ 24,79 ok iii

VERIFICACIÓN DE ZAPATA COMBINADA

BLOQUE MULTIFUNCIONAL

Columnas C24 y C56

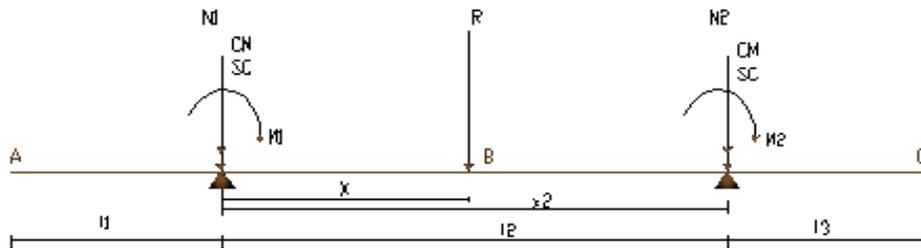
DATOS

$\sigma_{adm} =$	2,40	[Kg/cm ²]	$\gamma_s =$	1,15	
$f_{ck} =$	200	[Kg/cm ²]	$\gamma_c =$	1,50	
$f_{yk} =$	4000	[Kg/cm ²]			
$\gamma_{H^{\circ}} =$	2500	[Kg/m ³]	Peso especifico del H ^o A ^o	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5}$	$f_{cd}(\text{kg/cm}^2)$ 133,33
$\phi =$	30		Angulo interno de friccion	$f_{cd} = \frac{f_{yk}}{1.15}$	$f_{yd}(\text{kg/cm}^2)$ 3478,26
$x_2 =$	33	(cm)			
K300=	0,07	N/mm ³	modulo de balasto de tablas en funcion al tipo de suelo		

Columna 1

Columna 2

$a_o =$	30	[cm]	$a_o =$	30	[cm]
$b_o =$	30	[cm]	$b_o =$	30	[cm]
$M_1 =$	70	Kg*m	$M_2 =$	-4450	Kg*m
$CM =$	16260	Kg	$CM =$	16480	Kg
$SC =$	3270	Kg	$SC =$	2310	Kg
$N_1 =$	19530	Kg	$N_2 =$	18790	Kg



Valor y posicion de la resultantes

$$N_1 + N_2 = R \quad R = 38320 \quad \text{kg}$$

$$x = \frac{N_2 * x_2 - M_1 - M_2}{N_1 + N_2} \quad x = 0,28 \quad \text{m}$$

DISEÑO DE LA ZAPATA

p Determinacion de las dimensiones de la zapata

Area necesaria

$$A_{necesaria} = \frac{1.05 * R}{\sigma_{admisible}} = 16765 \quad [\text{cm}^2]$$

Si es cuadrada

$$a, b = \sqrt{A_{necesaria}} = 129,48 \quad [\text{cm}]$$

Aea Necesaria	≤	Area de la seccion
16765	≤	24025 ok cumple

a=	155
b=	155

area= 24025 [cm²]
 l1= 61 cm
 l2= 33 cm
 l3= 61 cm

determinacion de la altura en funcion a la rigidez

$$K_c = k300 \left(\frac{b+300}{2*b} \right)^2 \quad K_c = 0,025$$

$$l_2 = 1.75 * \sqrt[4]{\frac{4 * h^3 * a}{12 * K_c}} \quad h = 35 \text{ cm}$$

si r= 5 cm

verificacion al esfuerzo maximo $d (h-r) = 30 \text{ cm}$

$$\sigma_{\max} = \frac{1.05 * R}{A_{\text{net}}} \quad 1,7 \text{ kg/cm}^2$$

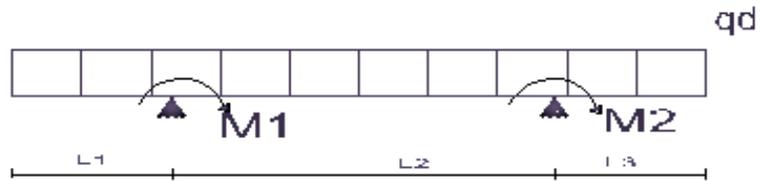
$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{admisible}}$$

1,67 ≤ 2,40 ok cumple

1.- DISEÑO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL

la carga repartida por unidad de longitud de la zapata es:

CMt= 32740 Kg
 SCt= 5580 Kg
 L= 1,55 m
 M1= 70 Kg*m
 M2= -4450 Kg*m
 d= 30 cm



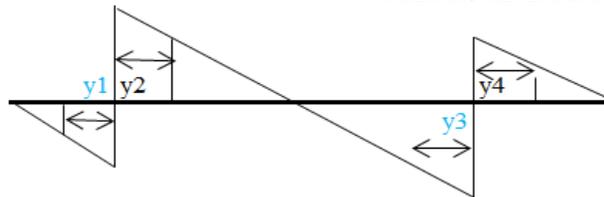
$$q_d = \frac{1.6 CM + 1.6 SC}{L} \quad q_d = 39556 \text{ kg/m}$$

analizando se obtiene del diagrama de esfuerzos internos

M+max= 7359,39 Kg*m

VERIFICACION POR CORTANTE

a una distancia del canto util en cada columna



yi=d
 y1= 31 cm
 y3= 91 cm
 y2= 64 cm
 y4= 124 cm

Vy1= -12262,4 Kg

Vy2= 18612,8 Kg

Vy3= 7932,667 Kg

Vy4= 12262 Kg

$$f_{cv} = 0.282 \sqrt{f_{ck}^2} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad f_{cv} = 9,64 \text{ Kg/cm}^2$$

longitud de

vuelo V2= 46 cm

b2=(bo+d)= 60,00 cm

d2(1.5*V2)= 69,00 cm

$$V_d = 2 * b_2 * d_2 * f_{cv} \quad V_d(\text{Kg}) = 79854,5$$

		$V_y \leq V_d$		
Vy1=	-12262	≤	79855	OK _{iii}
Vy2=	18613	≤	79855	OK _{iii}
Vy3=	7933	≤	79855	OK _{iii}
Vy4=	12262	≤	79855	OK _{iii}

VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO

a) Columna 1

datos

a=	155	[cm]	N=	19530	kg
b=	155	[cm]	fcd=	133	kg/cm ²
ao =	30	[cm]	d=	30	cm
bo=	30	[cm]	d1=(d/2)=	15	cm

$$\gamma\sigma_1 = \frac{1.05 * N}{a * b} = 0,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fvd = 0.5\sqrt{fcd} \left(\frac{kg}{cm^2}\right) = 5,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma\sigma_1 * \frac{(b + bo + d) * (a - ao - d)}{4} \leq 2Fvd(bo + d)d1$$

4358,431 ≤ 10392,30 OK_{ii}

$$\gamma\sigma_1 * \frac{(a + ao + d) * (b - bo - d)}{4} \leq 2Fvd(ao + d)d1$$

4358,431 ≤ 10392,30 OK_{ii}

a) Columna 2

datos

a=	155	[cm]	N=	18790	kg
b=	155	[cm]	fcd=	133,3	kg/cm ²
ao =	30	[cm]	d=	30	cm
bo=	30	[cm]	d1=(d/2)=	15	cm

$$\gamma\sigma_1 = \frac{1.05 * N}{a * b} = 0,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fvd = 0.5\sqrt{fcd} \left(\frac{kg}{cm^2}\right) = 5,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma\sigma_1 * \frac{(b + bo + d) * (a - ao - d)}{4} \leq 2Fvd(bo + d)d1$$

4193,289 ≤ 10392,30 OK_{ii}

$$\gamma\sigma_1 * \frac{(a + ao + d) * (b - bo - d)}{4} \leq 2Fvd(ao + d)d1$$

4193,289 ≤ 10392,30 OK_{ii}

DISEÑO POR FLEXIÓN

CALCULO DE ARMADURA DIRECCION "a"

Armatura Inferior

datos:

b= 155 cm fcd= 133,33 Kg/cm² M^a= 735939 kg*cm
 bw= 100 cm fyd= 3478,26 Kg/cm² d= 30 cm

Momento reducido de cálculo

$$\mu da = \frac{1.6 * M^a * bw}{bw * d^2 * fcd} \quad \mu da = 0,098$$

Cuantía mecánica

$$\omega a = \mu da * (1 + \mu da) \quad \omega a = 0,108$$

Armatura en la direccion a

$$A_{sa} = \frac{\omega a * bw * d * fcd}{fyd} \quad A_{s} = 12,39 \text{ cm}^2$$

Armatura minima w_{min}= 0,0018

$$A_{smin} = 0.0018 * bw * d \quad A_{smin} = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A_s > \begin{cases} A_s = 12,39 \text{ cm}^2 & \text{Por norma escojo el mayor} \\ A_{smin} = 5,40 \text{ cm}^2 & A_s = 12,39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calculo del numero de armadura y espaciamentos

barras	Diametro	Area de barra	Nro. de barras	Espac.
Ø6	6	0,28	44,00	4
Ø8	8	0,50	25,00	6
Ø10	10	0,79	16,00	10
Ø12	12	1,13	11,00	14
Ø16	16	2,01	7,00	22

adopto un espaciamento que este entre 15a 30 cm

C= 20 cm

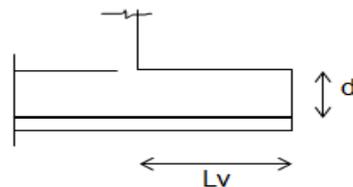
Numero de barras

Nºbarras= 7,8

Nºbarras= 8

Detallamiento

8 Ø 16 C/ 20 cm



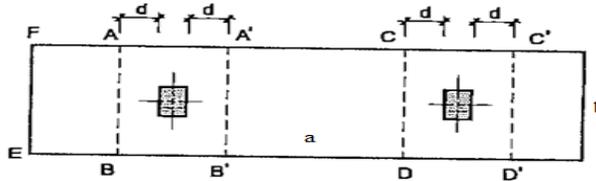
8 Ø 16 C/20cm

Cipecad 8 Ø 16 C/20cm

CALCULO DE ARMADURA DIRECCION "b"

datos

- a= 155 cm
- b= 155 cm
- A A'= 90 cm
- F A'= 16 cm
- A'C= -57 cm
- γ_f = 1,6 coef de seguridad
- N1= 19530 Kg
- N2= 18790 Kg



Armadura bajo los soportes (A A' B B');(C C' D D')

$$M_d = \gamma_f * M = \frac{b}{8} * \gamma_f * (N1 + N2) \quad M_d = 1187920 \quad \text{kg*cm}$$

- a= 155 cm
- bw= 100 cm
- fc d= 133,33 Kg/cm²
- fy d= 3478,26 Kg/cm²
- d= 30 cm
- M"a= 1187920 kg*cm

Momento reducido de cálculo

$$\mu da = \frac{1.6 * M"a * bw}{bw * d^2 * fcd} \quad \mu da = 0,099$$

Cuantía mecánica

$$\omega a = \mu da * (1 + \mu da) \quad \omega a = 0,109$$

Armadura en la direccion a

$$A_{sa} = \frac{\omega a * bw * d * fcd}{fyd} \quad A_s = 12,51 \quad \text{cm}^2$$

Armadura minima $w_{smin} = 0,0018$

$$A_{smin} = 0.0018 * bw * d \quad A_{smin} = 5,4 \quad \text{cm}^2$$

$$A_s > \begin{cases} A_s = 12,51 \text{ cm}^2 & \text{Por norma escojo el mayor} \\ A_{smin} = 5,4 \text{ cm}^2 & A_s = 12,51 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calculo del numero de armadura y espaciamientos

barras	Diametro	Area de barra	Nro. de barras	Espac.
Ø6	6	0,28	45	3
Ø8	8	0,50	25	6
Ø10	10	0,79	16	10
Ø12	12	1,13	12	13
Ø16	16	2,01	7	22

adopto un espaciamiento que este entre 15a 30 cm

C= 20 cm

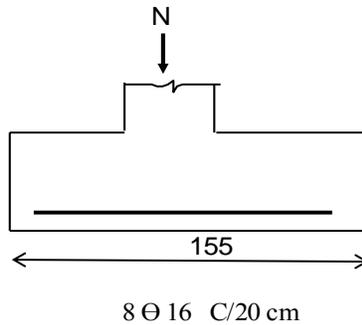
Numero de barras

Nºbarras= 7,8

Nºbarras= 8

Detallamiento

8	Ø	16	C/	20	cm
---	---	----	----	----	----



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

3.6.1. Especificaciones técnicas.-

(Ver desarrollo Anexo A7)

3.6.2. Precios unitarios.-

- Materiales:

Se hizo un sondeo del costo y la disponibilidad de materiales para la zona en estudio, así como también la recopilación de información secundaria para el análisis de cada uno de los ítems desarrollados.

- Costo de la mano de obra:

Es la cantidad de obra hecha en la unidad de tiempo dependiendo esta del los rendimientos del personal a utilizar.

Se toman dos parámetros importantes, el costo que requiere la mano de obra para ejecutar cierto ítem las cuales fueron obtenidas de ministerio de trabajo (precios fijados

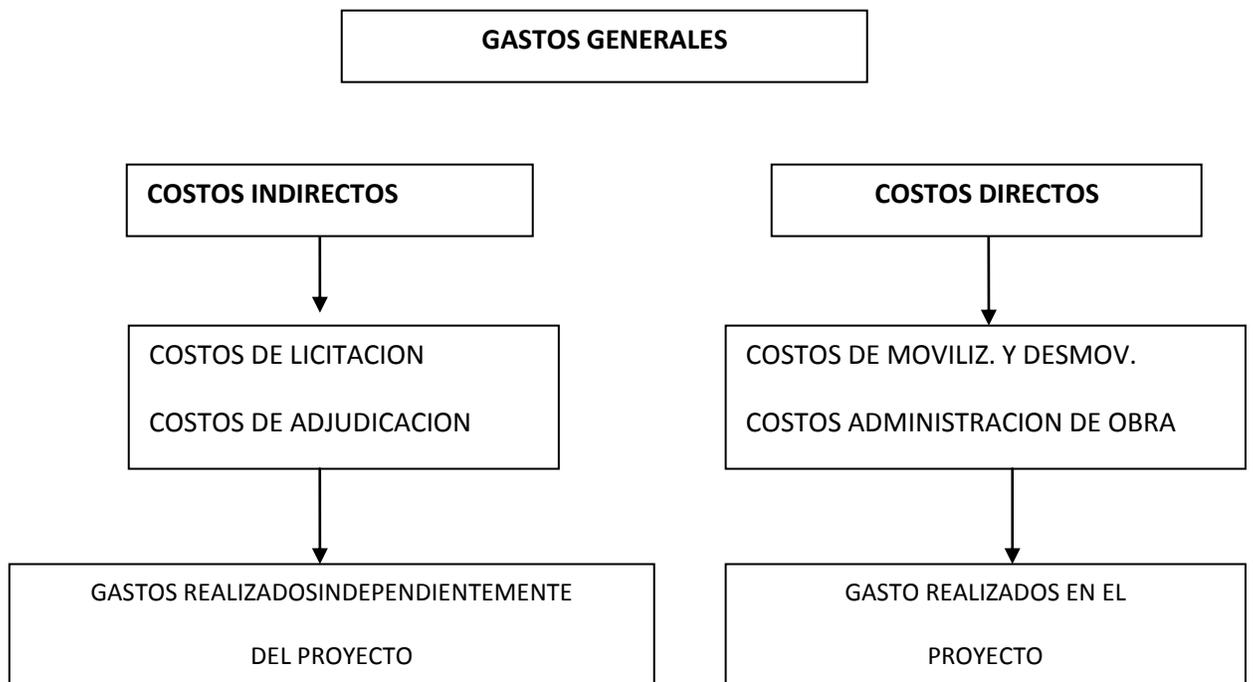
para mano de obra calificados), y las cargas sociales que exigen las leyes de nuestro país. Considerando para este último 70.7 % (Ver desarrollo anexo A8).

- Equipo, maquinaria y herramientas:

Se considera para el cálculo 5% del total de la mano de obra (ver desarrollo de este porcentaje en Anexo A8).

- Gastos generales y administrativos:

Fue organizada de la siguiente manera



Obteniendo para el análisis de precios unitarios el valor de 9.85 % (ver desarrollo Anexo A8).

- Utilidad:

Se considera un 7% que representa todos los gastos desarrollados en los costos de operación de una empresa por espacio de un año.

- Impuestos:

Se consideran impuestos al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). (Ver anexo A8).

3.6.3. Cómputos métricos.-

Se obtuvieron los volúmenes de obra para la el bloque multifuncional, auditorios y cancha polifuncional las mismas que se indican en Anexo A9.

3.6.4. Presupuesto.-

Se obtuvo en función a los volúmenes de obra y precios unitarios correspondientes a cada ítem. De forma separada para el bloque multifuncional - auditorio y la cancha polifuncional. Tomando como presupuesto general la suma de las dos cantidades (ver Anexo A13).

3.6.5. Planeamiento y cronograma de obras.-

Para la ejecución de los trabajos, se considera mano de obra calificada, con experiencia general disponiendo mínimamente tres frentes o grupos cada uno compuesto por un albañil dos ayudantes y un peón a disposición del albañil. En caso de que las condiciones lo exijan se podrá aumentar el número de personal teniendo como objetivo la culminación de la obra en el tiempo propuesto. (Ver anexo A12).

CONCLUSIONES.-

- La capacidad portante del suelo es de mucha importancia ya que con este dato se puede determinar el dimensionamiento y el tipo de zapatas, también para realizar las diferentes verificaciones que exige la bibliografía para dichos tipo de fundación.
- Se respetó la profundidad de desplante de la estructura, exigidas por el CBH-87 y las recomendaciones de la bibliografía según la teoría de Terzaghi, analizando la capacidad del suelo a diferentes profundidades en función a la sección de la zapata por lo que se decidió fundar a los 2 metros de profundidad siendo este valor menor a 3 metros correspondientes al ensayo SPT.
- Se eligió zapatas aisladas como tipo de fundación debido a que no existe construcción aledaña al lugar, además de que el suelo nos permite este tipo de

fundación, obteniendo para este caso 7 grupos de zapatas la cual facilita el proceso constructivo.

- Es de vital importancia tomar en cuenta las cargas que soportara las vigas, ya que al diseñar la misma con el paquete estructural este nos da como resultado armaduras en más de una capa, pero gracias a la disponibilidad de opciones se puede reacomodar los elementos todo esto para facilitar el proceso de construcción, siempre y cuando se cumpla con la armadura necesaria para el elemento.
- Se pudo observar la importancia de las cuantías mínimas en vigas recordando siempre que la cuantía geométrica restringe la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos y la cuantía mecánica para evitar la rotura frágil.
- Una dificultad del paquete estructural es que no se puede visualizar los resultados de cuantías para columnas, que es de gran ayuda para comparar con los obtenidos manualmente.
- Con los resultados obtenidos del programa y con la verificación realizada, se observa que los resultados de las armaduras en los diferentes tipos de elementos estructurales se asemejan unos con otros, teniendo en cuenta que el paquete informático de diseño ya cuenta con la norma de nuestro país, y es una buena herramienta para el cálculo y diseño de estructuras.
- Con una buena disposición y ubicación de las columnas y vigas se obtienen secciones y armaduras similares en los diferentes pórticos de esta estructura, lo cual es de mucha importancia para facilitar el proceso constructivo.
- Debido a la falta de una normativa estándar para las acciones en nuestro país se tuvo que recurrir a otros medios tales como la NBE-AE-88 Acciones en la edificación validando también la actual Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2006 de donde se pueden obtener valores de cargas muertas y sobrecargas.

- Se obtuvo algunos criterios para el dimensionamiento de futuras estructuras de hormigón armado, como ser vigas, columnas, fundaciones, escaleras y losas aligeradas con vigueta pretensada.
- Las únicas empresas en nuestro medio, que ofrecen viguetas de hormigón pretensado (PRETENZA), (CONCRETEC), cumplen todas las normas de calidad en el proceso de producción de sus viguetas y ofrecen todos los tipos de viguetas, la cual es avalada por el sello IBNORCA de control de calidad, lo que da una garantía para el uso en el diseño de estructuras.
- El costo estimado del proyecto según el presupuesto es 2.855.905,70Bs. teniendo un valor aproximado por metro cuadrado de 532 \$us/m², este costo contempla la estructura portante como así también obra fina por lo tanto se deberá complementar las respectivas instalaciones eléctricas, sanitarias y de agua potable, todo esto para el bloque multifuncional y auditorio.

RECOMENDACIONES.-

- Es conveniente colocar estribos finos y juntos, resulta más ventajoso que disponerlos gruesos y separados, pues así se mejoran las condiciones de adherencia y fisuración.
- Se deberán utilizar estribos cerrados, es de empleo obligatorio en columnas y en vigas por que dichos elementos pueden estar sometidos a torsión.
- Cuando se realice el cálculo y diseño estructural se deberá comparar los resultados con otra estructura similar, y estos tienen que ser semejantes.
- Se deberán obedecer las recomendaciones, limitaciones que instruyen las normas, para que la estructura tenga un comportamiento óptimo y sea segura para el público.
- Es recomendable que el redondeo de los números para todo el dimensionamiento de la estructura sean múltiplos de 5, con el fin de facilitar la ejecución.
- Para el diseño de zapatas de hormigón armado se recomienda que la separación máxima de las armaduras sea de 30 cm y la mínima de 10. El diámetro mínimo recomendado según bibliografía es 10mm.

- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.