

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES.

1.1. Introducción.

1.1.1. Nombre del proyecto.

Diseño estructural de la “CASA DE LA MUJER Y PROMOCIÓN DE INICIATIVAS PRODUCTIVAS” (Valle de la Concepción - Provincia Uriondo - Tarija).

1.1.2. Localización.

El proyecto será emplazado en el departamento de Tarija, provincia J. M. Avilés, sección Uriondo, Municipio del Valle de la Concepción.

Ubicada al norte de la población, colinda con los terrenos de producción vinícola del CENAVIT (Centro Nacional Vitivinícola).

1.1.3. Clasificación sectorial.

Sector: Socio - Cultural

Tipo de Proyecto: Centro de promoción.

1.1.4. Fase a la que postula.

Pre-Inversión.

1.1.5. Entidad promotora y ejecutora.

Sub gobernación “Uriondo” Gobierno Autónomo Departamental de Tarija.

1.2. El problema.

1.2.1. Antecedentes.

De acuerdo a la información obtenida en el municipio del Valle de la Concepción, existe una carencia en el desarrollo social y económico de la mujer como en la promoción de iniciativas productivas.

Las principales causas que originan este insuficiente desarrollo son:

- Carencia de infraestructura y equipamiento para la capacitación y motivación de la mujer.
- Poca participación de la mujer.

De mantenerse la situación actual, la participación de la mujer se volverá imperceptible en la población de esta manera provocando la desorganización femenina, limitadas posibilidades de desarrollo, ausencia de aporte social cultural y económico.

Por estos efectos se plantean las siguientes soluciones.

- Alquiler de ambientes como centros de reunión.
- Construcción del proyecto “Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas”.

Estas soluciones fueron planteadas conforme a las posibilidades económicas y sociales del municipio.

1.2.2. Formulación.

Con la construcción y emplazamiento de la infraestructura de la “Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas” se puede solucionar el insuficiente desarrollo social y económico de la mujer en la comunidad del Valle de la Concepción. En consecuencia de las alternativas de solución planteadas el alquiler de ambientes traerá problemas a lo largo del tiempo como inestabilidad económica del sector, el problema sería resuelto temporalmente, por tanto como solución valdría la pena

analizar la construcción de la “Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas”.

1.2.3. Sistematización.

Del planteamiento de la alternativa de la construcción de la “Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas” se deberá elegir cuál será la más apropiada técnica (planteamientos estructurales) y económicamente.

1.3. Objetivos.

1.3.1. Objetivo general.

Diseñar la estructura de sustentación de la “Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas” a ser proyectado en el municipio del Valle de la Concepción.

1.3.2. Objetivos específicos.

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Establecer las normativas de construcción con las que se realizara el diseño estructural.
- Realizar el estudio de suelos y la determinación de las propiedades físico-mecánicas del suelo de fundación.
- Diseñar los elementos de fundación.
- Diseñar la estructura de sustentación.
- Diseñar las losas de entre piso.
- Diseñar los elementos de sustentación de las cubiertas
- Estimar el costo aproximado para el emplazamiento físico del proyecto.
- Establecer los métodos constructivos, especificaciones técnicas, volúmenes de obra, precios unitario y presupuesto de la estructura del proyecto.

1.4. Justificación.

Las razones por las cuales se elabora la propuesta de proyecto de grado son las siguientes:

1.4.1. Técnica.

Con la realización del diseño estructural del proyecto se pretende que la estructura resista de acuerdo al requerimiento para el cual fue diseñada de tal manera que brinde seguridad y confort a los beneficiarios, también se pretende que los costos de la estructura no sean elevados ya que no existirá un sobredimensionamiento.

1.4.2. Académica.

Se profundizarán los conocimientos adquiridos en el diseño estructural de edificaciones analizando las estructuras de acuerdo a sus usos. Además plantear soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

1.4.3. Social- Institucional.

Contribuir a la población del Valle de la Concepción, con el diseño estructural de la “Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas” para mejorar la participación orgánica de la mujer, proporcionándoles unas adecuadas instalaciones y equipamiento para su desarrollo social cultural y económico.

1.5. Alcance del proyecto.

El proyecto contempla el diseño estructural de la “Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas” realizando a su tiempo el análisis de suelos para determinar la capacidad portante del terreno de fundación, elaborar el planteamiento estructural y posterior diseño de todos los elementos estructurales como ser: Fundaciones,

columnas, vigas, escaleras de H°A°, losa de entrepiso y también el diseño de la cubierta metálica mediante lo estipulado por la normativa.

En consecuencia, se elaborarán ejemplares plasmando el diseño y cálculo realizado conteniendo: toda la memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, costo y tiempo de ejecución física del proyecto.

1.6. Restricciones del proyecto.

El proyecto queda limitado en realizar el cálculo estructural, aclarando que no se realizará el cálculo de ninguna instalación.

1.7. Descripción de la estructura diseñada.

A continuación, se realiza una breve descripción de los elementos estructurales de la edificación:

- La estructura de cubierta será conformada por cerchas compuestas de perfiles metálicos laminados en frío.
- El elemento de cubierta será calamina galvanizada N° 28.
- La estructura porticada consta de vigas, columnas, sobrecimientos, escalera y zapatas de hormigón armado.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Para el logro del objetivo general del proyecto “Diseño Estructural de la Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas”, se debe tener conocimiento de las características físico-mecánicas del suelo de fundación, idealizar el comportamiento estructural, definir el tipo de infraestructura y superestructura de sustentación y realizar los diseños correspondientes.

2.1. Levantamiento topográfico.

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio mediante curvas de nivel.

El levantamiento topográfico se realiza con estación total, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo, esto debido a que la toma y registro de los datos topográficos es de forma digital.

2.2. Estudio de suelos.

El dato fundamental para calcular un sistema de fundación es la tensión admisible del terreno (kg/cm^2) y la determinación de la profundidad de cimentación.

Resumiendo los pasos de un estudio convencional:

1. Ensayos ‘in situ’ (en el lugar) a cielo abierto con cargas aplicadas, como sondeos o pozos cuya profundidad y cantidad dependerá de la superficie de la obra y el peso de la misma.
2. Toma de muestras ‘in situ’ de cada pozo realizado.
3. Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas.

4. Análisis de los resultados según los ensayos realizados ‘in situ’ y de laboratorio.
5. Elaboración del informe final con resultados, gráficos, tensiones calculadas.

2.2.1. Ensayo de Penetración Normal (SPT).

En esta práctica se desarrollará el método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina Ensayo de Penetración Normal (SPT), mediante el cual se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con lo cual se puede determinar la capacidad de carga admisible del suelo a distintas profundidades.

El método permite obtener muestras alteradas en forma continua, las cuales se trasladan al laboratorio para efectuarle los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio.

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

Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo.

2.2.2. Presión admisible.

Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente

de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales. En medios cohesivos, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre muestra inalterada.

La tabla precisa las siguientes relaciones:

Tabla 1: Relación de resistencia para arcillas.

Nº	Consistencia de la arcilla	Resistencia a compresión simple
		kg/cm ²
2	Muy blanda	0,25
2 - 4	Blanda	0,25 – 0,50
3 - 8	Media	0,50 - 1
8 – 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

Fuente: BRAJA M. DAS, *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. (4ª Ed.)

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

Tabla 2: Relación de resistencia para arenas.

Nº	Compacidad de la Arena
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Medianamente compacta
30 – 50	Densa
Más de 50	Muy densa

Fuente: BRAJA M. DAS, *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. (4ª Ed.)

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se utiliza el Tabla 2 ó Tabla 3⁽⁺⁾, según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

2.3. Diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico tiene como fin un objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, la construcción. La responsabilidad de la Arquitectura es de un arquitecto competente. El diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

2.4. Diseño estructural.

El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87⁽¹⁾ y la Aplicación del Reglamento CIRSOC-303⁽²⁾, estructura aporticada y estructura metálica, respectivamente.

2.5. Bases de cálculo.

El proceso general de cálculo corresponde al método de los estados límites. Con el objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores pueda ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación, que multiplican los valores característicos de las acciones, y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura. En consecuencia, el proceso de cálculo debe cumplir estrictamente lo siguiente:

⁽⁺⁾ Información proporcionada por el Laboratorio de Suelos y Hormigones de la U.A.J.M.S. Facultad de Ciencias y Tecnología.

$$S_d \leq R_d$$

Dónde:

S_d : Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

R_d : Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

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

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

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

2.5.1. Estructura de sustentación de la cubierta.

El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método de **Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)**, que se basa en los conceptos de estados límite y pretende más que obtener soluciones más económicas el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

2.5.1.1. Análisis de cargas.

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

Según su naturaleza, las acciones pueden ser de dos tipos: **Acciones estáticas**, que son las que no engendran aceleración significativa sobre la estructura ni sobre ninguno de sus elementos; y **Acciones dinámicas**, que engendran una aceleración significativa sobre la estructura.

Hipótesis de carga para la cubierta: Son las combinaciones de las acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzcan los efectos más adversos en relación con cada uno de los Estados Límite.

A estas hipótesis de cargas se las afecta por factores de carga, los mismos que tienen como propósito incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

Se recomienda las siguientes combinaciones de carga para la estructura metálica ⁽²⁾:

$$U = 1.4D$$

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

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

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

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

$$U = 0.9D \pm (1.3W \text{ ó } 1.0E)$$

Dónde:

U representa la carga última; D las cargas muertas; L las cargas vivas; L_r las cargas vivas en techos; S las cargas de nieve; R las cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento; W las cargas de viento y E las cargas sísmicas.

2.5.1.2. Diseño de los elementos de la estructura metálica.

El diseño de los elementos de la cercha estarán fundamentados con el Reglamento argentino CIRSOC-303 (basado en la AISI, AISC)⁽²⁾.

2.5.1.2.1. Diseño de elementos sometidos a tracción.

El diseño de elementos sometidos a tracción implica encontrar un elemento con áreas totales y netas adecuadas. Si el elemento tiene una conexión atornillada la selección de una sección transversal adecuada requiere tomar en cuenta el área perdida debajo de las perforaciones.

2.5.1.2.2. Diseño de elementos sometidos a compresión.

Son los elementos que soportan una carga de compresión axial. Ésta carga puede ser concéntrica, es decir, aplicada a lo largo del eje centroidal, o excéntrica, cuando la carga es aplicada paralelamente al eje del elemento centroidal, pero a cierta distancia del mismo.

2.5.1.2.3. Diseño de miembros sometidos a Flexión Biaxial.

De la mecánica de materiales sabemos que toda sección transversal de viga tiene un par de ejes principales y ortogonales, para los cuales el producto de inercia es nulo. Si la flexión ocurre respecto a cualquier otro eje que no sea principal se tendrá una flexión asimétrica o flexión biaxial.²⁽³⁾

2.5.1.2.4. Diseño de Uniones.

Se debe tener una mayor consideración en las uniones, esto debido a que, las pruebas de laboratorio en fallas estructurales han demostrado que las fallas se originan en las conexiones y no en los miembros estructurales

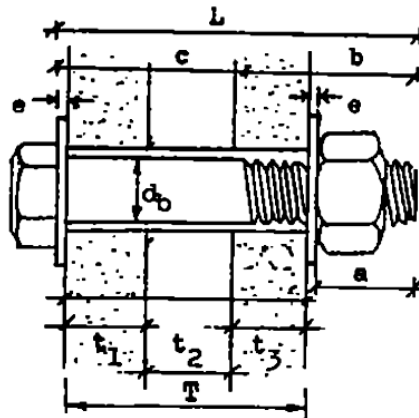
⁽²⁾ Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Acero de Sección Abierta Conformado en Frío.

²⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Gabriel Troglia. Capítulo 16

Conexiones Atornilladas: Los dos tipos de tornillos que se emplean para las conexiones de miembros estructurales son los tornillos ordinarios (A307) y los tornillos de alta resistencia (A325 y A490). Los tornillos de alta resistencia se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados.³⁽³⁾

El espesor de las planchas a conectar determina en cada caso la longitud necesaria de los pernos. De la longitud total de la rosca y la longitud de apriete depende si la rosca se halla o no incluida en los planos de corte⁽⁷⁾.

Figura 1: Longitud de los pernos.



Fuente: GABRIEL TROGLIA. *Diseño de Estructuras de Acero*.

Dónde:

d_b : Diámetro nominal del perno

L : Longitud total del perno

c : Longitud del cuerpo

a : Longitud de apriete

b : Longitud de rosca

T : Agarre

e : Espesor de la arandela

³⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capítulo 12.2. ó Véase Anexo A-1.

⁽⁷⁾ DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS: Dra. Ing. María Graciela Fratelli. Capítulo 3.6.3.

Figura 2: Longitud de los pernos A325 y A490.

d_b		a mínimo		b mínimo	
mm	pulgadas	mm	pulgadas	mm	pulgadas
13	1/2	18	11/16	25	1
16	5/8	22	7/8	32	1 1/4
19	3/4	25	1	35	1 3/8
22	7/8	29	1 1/8	40	1 1/2
25	1	32	1 1/4	45	1 3/4
29	1 1/8	40	1 1/2	50	2
32	1 1/4	42	1 5/8	50	2
35	1 3/8	45	1 3/4	55	2 1/4
40	1 1/2	50	1 7/8	55	2 1/4

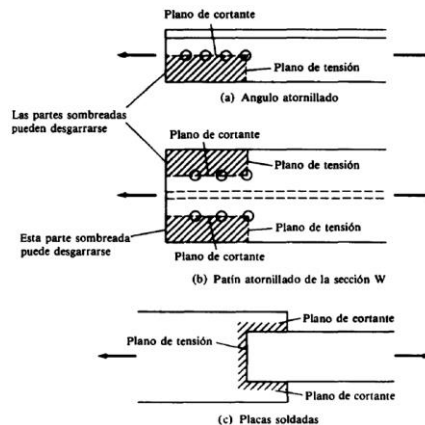
Fuente: GABRIEL TROGLIA. *Diseño de Estructuras de Acero*.

Verificación al bloque de cortantes: El procedimiento se basa en la hipótesis de que una de las dos superficies de falla se fractura y la otra fluye.¹⁽³⁾

La resistencia nominal en tracción es $F_u A_{nt}$ por fractura y $F_y A_{gt}$ por fluencia, donde A_{nt} y A_{gt} son las áreas neta y total a lo largo de la superficie de tracción.

Tomando el esfuerzo cortante de fluencia y el esfuerzo ultimo como el 60% de los valores para tracción, la resistencia nominal por fractura cortante es $0.6F_u A_{nv}$ y la resistencia por fluencia cortante es $0.6F_y A_{gv}$, donde A_{nv} y A_{gv} son las áreas neta y total a lo largo de la superficie de contacto.

Figura 3: Cortantes y tracciones combinadas.



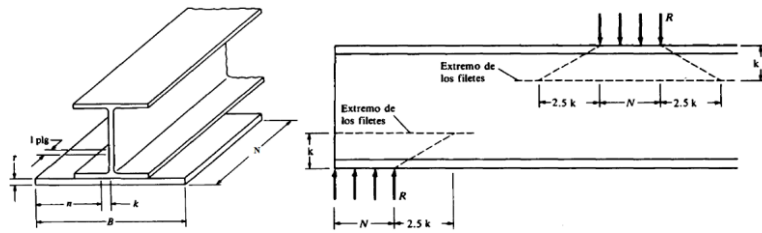
Fuente: GABRIEL TROGLIA. *Diseño de Estructuras de Acero*.

¹⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capítulo 3, Apartado 3.7

2.5.1.2.5. Diseño de la placa de asiento para vigas.

Si los extremos de las vigas se apoyan directamente sobre elementos de hormigón o mampostería, es necesario distribuir las reacciones de las vigas por medio de placas de asiento o apoyo. Se supone que la reacción se distribuye uniforme a través de la placa sobre la mampostería y que la mampostería reacciona contra la placa con una presión uniforme igual a la reacción factorizada R_u dividida entre el área A de la placa.²⁽³⁾

Figura 4: Placa de asiento para vigas.



Fuente: JACK C. McCORMAC. *Diseño de Estructuras de Acero*.

2.5.1.2.6. Diseño del pernos de anclaje.

El diseño del perno de anclaje se lo hace considerando algunas precauciones propuestas por los autores Shipp y Haninger, quienes sugieren, una tabla según el tipo de acero utilizado, las longitudes mínimas a las que se deben embeber o anclar los pernos, según la siguiente tabla:

Tabla 3: Longitudes mínimas para pernos de anclaje.

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

Fuente: WAI FAH CHEN, *Principles of Structural Desing*.

En la que d es el diámetro nominal del perno estas son distancias conservadoras.

²⁽³⁾ Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: Jack C. McCORMAC. Capítulo 10.

2.5.2. Estructura aporticada.

El diseño de la estructura aporticada estará fundamentada en base a la Normativa Boliviana de Hormigón Armado CBH-87⁽¹⁾.

2.5.2.1. Resistencia de cálculo.

Se considerará como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción $f_{ct,d}$), el valor de la resistencia característica adoptada para el proyecto, dividido por un coeficiente de minoración γ_c .

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

Dónde:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón a compresión.

γ_c : Coeficiente de minoración.

Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia de cálculo deberá reducirse además en un 10 %, para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

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

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

Dónde:

f_{yk} : Límite elástico característico del acero.

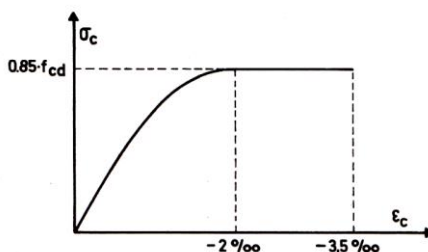
γ_s : Coeficiente de minoración.

2.5.2.2. Diagrama de cálculo Tensión – Deformación

Hormigón Armado: Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza del problema de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes, llamándose la atención respecto a que dichos diagramas no sirven para la determinación del módulo de deformación longitudinal:

Diagrama Parábola-Rectángulo: Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo.

Figura 5: Diagrama parábola – rectángulo.

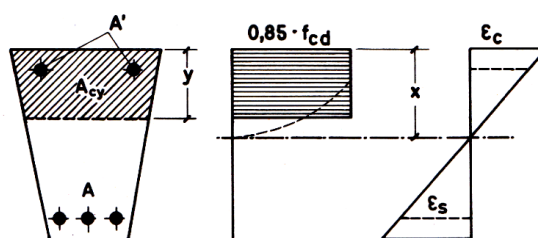


Fuente: *Norma Boliviana de Hormigón Armado.*

El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a $0,85 f_{cd}$.

Diagrama Rectangular: Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a $0,80 x$, siendo x la profundidad del eje neutro y la anchura $0,85 f_{cd}$.

Figura 6: Diagrama rectangular.



Fuente: *Norma Boliviana de Hormigón Armado.*

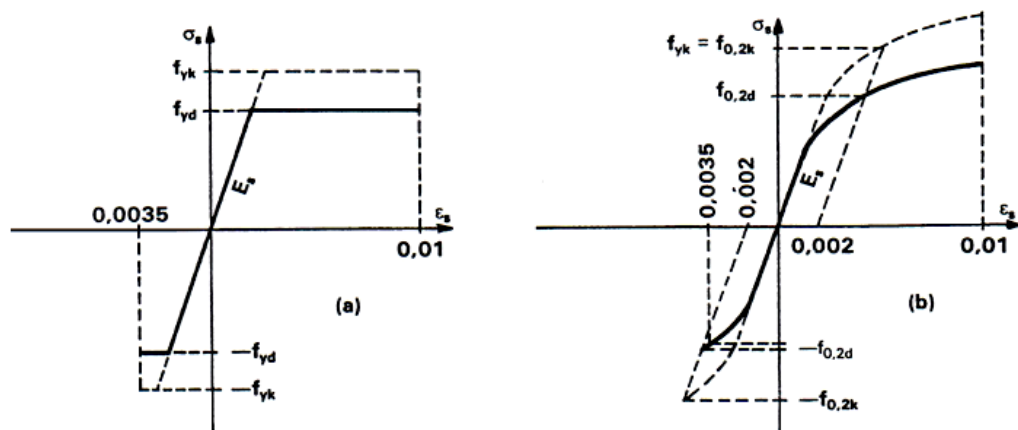
Acero estructural: Diagrama de proyecto tensión-deformación es el que se adopta como base de los cálculos, a un nivel de confianza del 95 %.

Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

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

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3,5 por mil. Los diagramas se presentan a continuación.

Figura 7: Diagramas de cálculo tensión-deformación del acero.



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado.

2.5.2.3. Módulo de deformación longitudinal

Hormigón Armado: Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial E_o del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real $\sigma - \epsilon$), a la edad de j días, puede tomarse igual a:

$$E_o = 21000 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

Dónde: f_{cj} : Resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad.

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante, E_s (pendiente de la secante), se adoptará:

$$E_s = 19000 \cdot \sqrt{f_j} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

Válido siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de $0,5f_j$, en esta expresión debe entrarse con f_j en MPa.

Como valor medio del módulo secante de la deformación longitudinal del hormigón E_{cm} , se adoptará el dado por la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$

$$E_{cm} = 44000 \cdot (f_{ck} + 80)^{1/3} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

Normalmente, f_{ck} está referido a la edad de 28 días y por consiguiente el valor de E_{cm} corresponde a dicha edad. Sin embargo, puede utilizarse igualmente la misma expresión para deducir E_{cm} a partir de una resistencia $f_j(t_o)$, correspondiente a una edad t_o , dada.

Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor de E los dos tercios de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos, en climas secos.

Acero estructural: Como módulo de deformación longitudinal para el acero se tomará:

$$E_s = 210.000,00 \text{ MPa.}$$

2.5.2.4. Disposición de las armaduras.

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

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

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

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

- a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:
- Dos centímetros.
 - El diámetro de la barra más gruesa.
 - 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

- b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.
- c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de $\varnothing \leq 32\text{mm}$ (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing \leq 25\text{mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.

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

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

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

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

Tabla 4: Recubrimientos Mínimos.

Para losas y paredes en el interior de los edificios	1,5 cm
Para losas y paredes al aire libre	1,5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1,5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

Fuente: JIMÉNEZ MONTOYA, *Hormigón Armado*. (14ª Ed.)

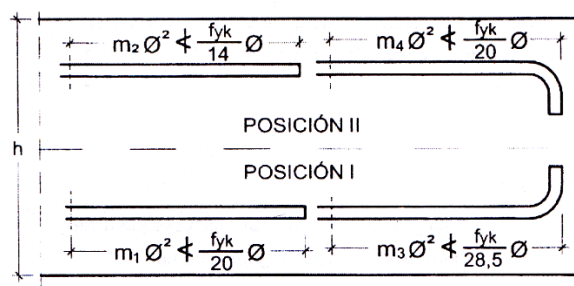
Anclaje de las armaduras: Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión mutua de esfuerzos entre el hormigón y el acero, de tal forma que se garantice que este es capaz de movilizar toda su capacidad mecánica sin peligro para el hormigón. El anclaje se lo consigue gracias al mecanismo de la adherencia.

Es muy aconsejable, como norma general, disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón este sometido a compresiones y, en todo caso, deben evitarse las zonas de fuertes tracciones. Esto conduce, en vigas, a llevar la armadura de momento negativo, sobre apoyos intermedios, al menos hasta una distancia de estos del orden del quinto de la luz; y en apoyos extremos, a bajar las armaduras, dobladas a 90° por la cara más alejada del soporte.

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

$$\ell_{bl} = m * \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} * \phi \geq 15 \text{ cm} \qquad \ell_{bII} = 1,4 * m * \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} * \phi \geq 15 \text{ cm}$$

Figura 8: Longitud de anclaje.



Fuente: JIMÉNEZ MONTOYA, *Hormigón Armado*. (14ª Ed.)

Dónde:

ℓ_{bI} : Longitud de anclaje por prolongación recta, posición I, en cm.

ℓ_{bII} : Longitud de anclaje por prolongación recta, posición II, en cm.

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

$\varnothing$: Diámetro de la armadura de acero, cm.

f_{yk} : Límite elástico característico del acero, en N/mm^2 .

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

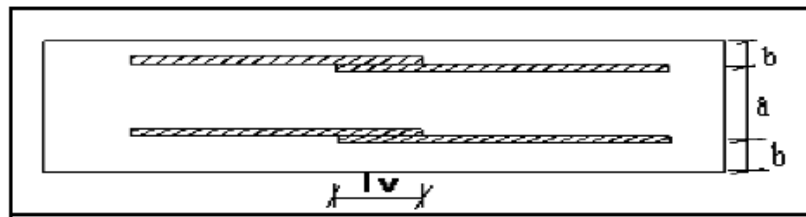
Empalmes por traslapo: Es el tipo de empalme más común, no es aconsejable utilizarlo en barras de diámetro mayor a 25 mm., ni tampoco en tirantes. Entre las barras que se empalman, se desarrollan acciones tangentes que deben ser absorbidas por armadura transversal.

Empalmes sin ganchos: El tamaño del empalme es igual al tamaño de anclaje corregido por un coeficiente α que toma en cuenta, la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región, además depende de:

$$l_v = \alpha * l_{b,meta}$$

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

Figura 9: Empalme por Traslapo.



Fuente: JIMÉNEZ MONTOYA, *Hormigón Armado*. (14ª Ed.).

Tabla 5: Valores del Coeficiente α .

Distancia entre los empalmes más próximos (Figura 66.6.2)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	>50	
$a \leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Fuente: JIMÉNEZ MONTOYA, *Hormigón Armado*. (14ª Ed.).

2.5.2.5. Estados límites.

Todas las estructuras deben reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con el objeto de que pueda rendir el servicio para el que fue proyectada. Los Estados Límites pueden clasificarse en:

- Estados Límites Últimos (ELU)**, que son aquellos que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura. Se relaciona con la seguridad de

la estructura y son independientes de la función que esta cumpla. Los más importantes no dependen del material que constituye la estructura y son los de:

- **Equilibrio:** Definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- **Agotamiento:** definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura.
- **Pandeo o inestabilidad:** de una parte o del conjunto de la estructura.
- **Adherencia:** Caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea.
- **Anclaje:** Caracterizado por el sedimento de un anclaje.
- **Fatiga:** Caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de cargas dinámicas.

b) **Estado Límite de Servicio (ELS, también llamados Estado Límite de Utilización),** que corresponden a la máxima capacidad de servicio de la estructura. Se relacionan con la funcionalidad, la estética y la durabilidad de la estructura, y depende de la función que deba cumplir, los más importantes son los de:

- **Deformación:** Caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.
- **Fisuración:** Caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que dicha pieza se encuentre y de las limitaciones de uso que correspondan a la estructura en cuestión. Se estudia respecto a la sección.

- **Vibraciones:** Caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia en la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.
- c) **Estados límites de durabilidad (ELD),** que corresponde a la duración de la estructura (vida útil). Está relacionada con necesidad de garantizar una duración mínima (vida útil) de la integridad de la estructura.

2.5.2.6. Acciones de carga sobre la estructura.

Una acción es un conjunto de:

Fuerzas concentradas y repartidas, y deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural, son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación:

- a) **Acción gravitatoria.** Es la producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que puedan actuar por razón de uso. En ciertos casos puede ir acompañada de impactos o vibraciones.
- b) **Acción del viento.** Es la producida por las presiones y succiones que el viento origina sobre las superficies.
- c) **Acción térmica.** Es la producida por las deformaciones debidas a los cambios de temperatura.
- d) **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.
- e) **Acción sísmica.** Es la producida por las aceleraciones de las sacudidas sísmicas.

- f) **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.

2.5.2.7. Hipótesis de carga para la estructura de hormigón Armado.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo. Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.⁽¹⁾

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

$$\text{Hipótesis II:} \quad 0.9(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q) + 0.9 * \gamma_{fq} * W$$

$$\text{Hipótesis III:} \quad 0.8(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

G : Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

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

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

W : Valor característico de la carga del viento.

W_{eq} : Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará $W_{eq} = 0$. En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará: $W_{eq} = 0.25 * W$.

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

2.5.2.8. Metrado de cargas sobre la estructura.

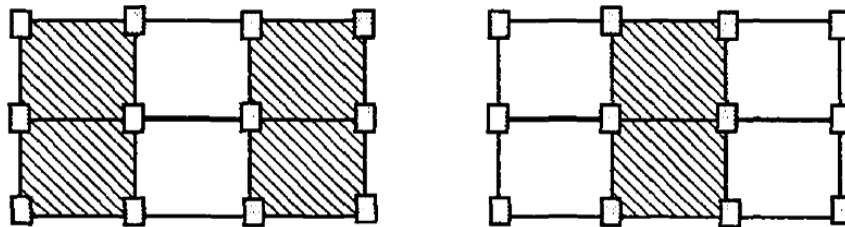
⁽¹⁾ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 7.4.2.

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio.

Como regla general, al metrar cargas debe pensarse en la manera como se apoya un elemento sobre otro; por ejemplo, las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas (o muros) que la soportan, luego, estas vigas al estar apoyadas sobre las columnas, le transfieren su carga; posteriormente, las columnas transmiten la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

Máximos Momentos Flectores en Vigas de Edificios: En un edificio las sobrecargas (SC) actúan en forma esporádica sobre sus ambientes (Ilustración 14); es decir, un día el ambiente puede estar sobrecargado y al otro día descargado. Esta continua variación en la posición de la sobrecarga origina los máximos esfuerzos en los diversos elementos estructurales, que deben ser contemplados en el diseño.

Figura 10: Variación en la posición de la SC.



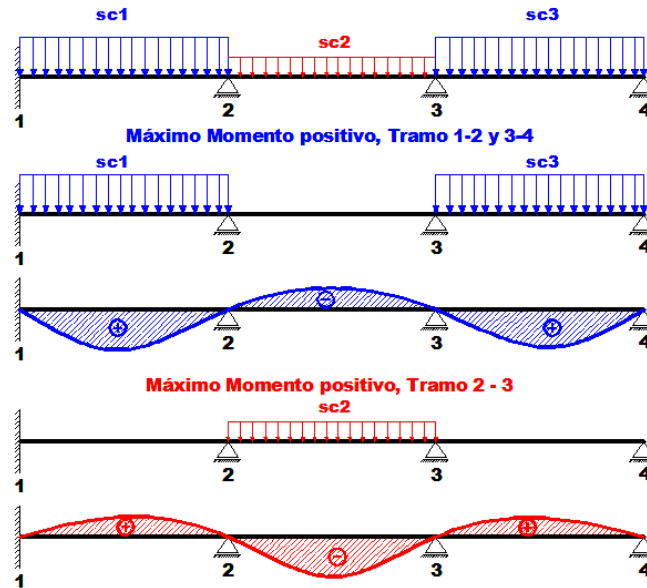
Fuente: JACK C. McCORMAC. *Diseño de Estructuras de Hormigón*.

Máximo Momento Flector Positivo: Para determinar el máximo momento flector positivo debe buscarse que los extremos del tramo sobrecargado roten lo mayor posible, asimilando el tramo en análisis al caso de una viga simplemente apoyada.

Esta condición se logra sobrecargando en forma alternada los tramos. Para la viga que se muestra en la Ilustración 15, los máximos momentos positivos en los tramos 1-2 y 3-4 se logran sobrecargando en forma simultánea dichos tramos y descargando al tramo central, ya que si se hubiese sobrecargado también al tramo central, la

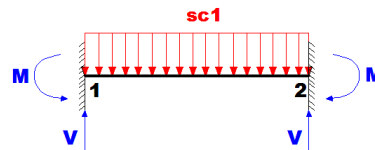
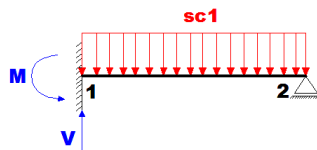
deformada se aplastaría y las rotaciones de los nudos 2 y 3 decrecerían; cabe destacar que ante esa hipótesis de carga podría ocurrir inversiones de esfuerzos en la región central del tramo 2-3. En cambio, el máximo momento positivo en el tramo central (2-3) se obtiene sobrecargando sólo ese tramo y descargando los paños adyacentes.

Figura 11: Alternación de cargas, para obtener el máximo momento positivo.



Fuente: *Elaboración Propia.*

Máximo Momento Flector Negativo: Si se desea obtener el máximo momento flector negativo en un nudo, debe tratarse que ese nudo rote la menor cantidad posible, mientras que el nudo opuesto tiene que rotar lo mayor posible, tratando de asimilar el tramo sobrecargado al caso de una viga empotrada en el extremo en estudio y articulada en el otro (Ilustración. 2.14). Esta condición permite además calcular la máxima fuerza cortante.



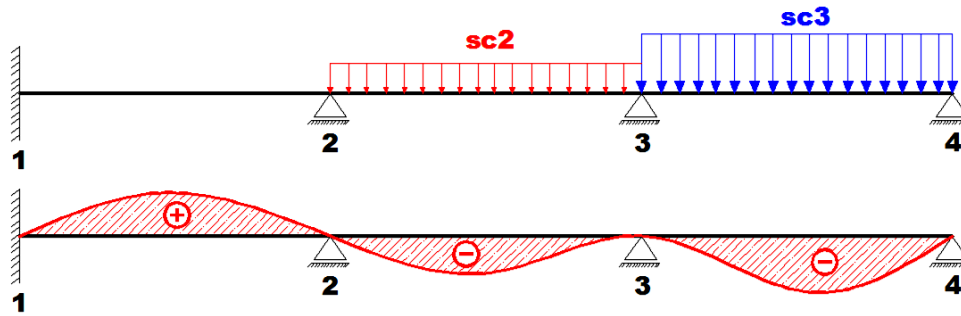
$$M = \frac{q * l^2}{8}$$

$$V = 1.25 * \frac{q * l}{2}$$

$$M = \frac{q * l^2}{12}$$

$$V = \frac{q * l}{2}$$

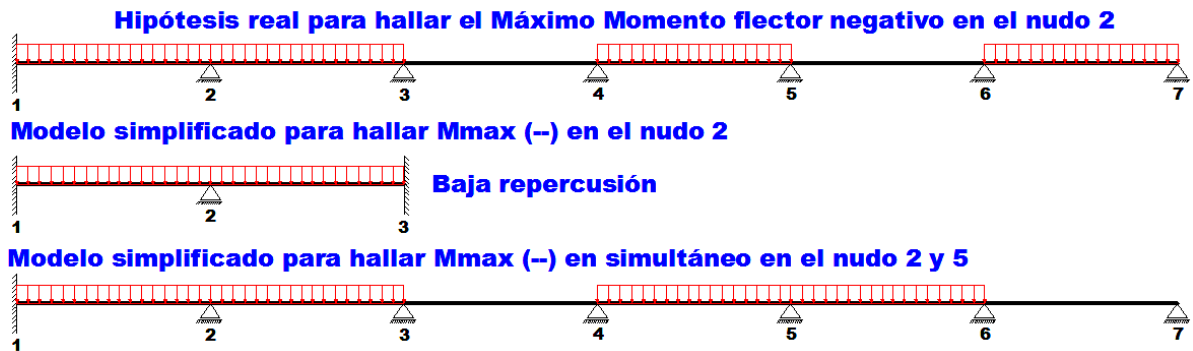
Figura 12: Máximo momento flector negativo.



Fuente: *Elaboración Propia.*

Para las vigas que constan de muchos tramos, puede analizarse sólo los nudos de interés, adoptando modelos simplificados como los mostrados en la Ilustración 17.

Figura 13:: Modelos simplificados para obtener el máximo momento negativo.



Fuente: *Elaboración Propia.*

Sin embargo, ha podido observarse que mientras no exista mucha variación en la magnitud de la sobrecarga, así como en las longitudes de los tramos, es suficiente con sobrecargar todos los tramos para calcular simultáneamente los máximos momentos negativos en todos los nudos.

2.5.2.9. Diseño de los elementos de Hormigón Armado H°A°

Antes de abordar el cálculo del agotamiento de secciones sometidas a flexión y axil, es preciso plantear una serie de hipótesis de comportamiento. Tres de estas hipótesis

son válidas para cualquier método de cálculo de secciones: la planeidad de secciones, la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio.

En cambio, las ecuaciones constitutivas de los materiales, que constituye la cuarta hipótesis básica, varía según el método que se utiliza.

El método general de resolución de un problema de tensiones normales, sea de dimensionamiento, sea de comprobación, consiste en la resolución de un sistema de tres ecuaciones. Estas ecuaciones son:

- a) **Ecuación de equilibrio de axiles:** La suma de las tensiones en una cara de la rebanada estudiada debe ser igual que el esfuerzo axil en esa misma cara:

$$\sum A_c * \sigma_{cy} + A_{s1} * \sigma_{s1} + A_{s2} * \sigma_{s2} = N$$

- b) **Ecuación de equilibrio de momentos:** La suma de momentos de las tensiones en una cara de la rebanada, deben ser iguales al momento flector en esa misma cara:

$$\sum A_c * \sigma_{cy} + A_{s1} * \sigma_{s1} + A_{s2} * \sigma_{s2} = N * e$$

- c) **Ecuación de compatibilidad de deformaciones:** Relación lineal entre las deformaciones de las diferentes fibras de la sección.

Para plantear las ecuaciones es preciso que este previamente definida la ecuación constitutiva del hormigón, es decir, hay que decidir que método se va a utilizar, si el parábola – rectángulo (P-R) o el rectangular (R).

2.5.2.9.1. Vigas:

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. En el presente proyecto se trata de secciones rectangulares de hormigón armado sometidas

a solicitaciones normales en el estado límite último de agotamiento, por rotura o por exceso de deformaciones plásticas, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas. El método seleccionado para su cálculo es el diagrama rectangular.

Cálculo a flexión simple: Se empleara la tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión proporcionan los valores de la cuantía ω , en función del momento reducido μ :

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

b_w : Ancho de la sección.

d : Canto útil.

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$: Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$: Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).

M_d : Momento flector de agotamiento o de cálculo.

μ_d : Momento flector reducido de cálculo.

ω = Cuantía mecánica (Véase Anexo A-1).⁶

Se recomienda, sin embargo, por razones diferentes de las económicas, limitar la contribución del hormigón de tal modo que la profundidad de la zona comprimida valga menos de $0,45 d$ y no más.

De este modo el valor del momento reducido μ_{lim} es independiente del tipo de acero utilizado y su valor es:

$$\xi = 0,450 \quad \mu_{lim} = 0,252 \quad \omega = 0,310$$

Proceso de cálculo de la armadura longitudinal a tracción: Se presentan dos casos:

⁶ Véase: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 14.4 Tabla 14.3.

a) Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.

- 1) Se comienza por determinar μ_d y se verifica que esta sea menor al límite $\mu_d < \mu_{lim}$.
- 2) Con el valor de μ_d entrar en las tablas y determinar el valor de ω .
- 3) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

- 4) Las recomendaciones del código, ofrece los valores de las cuantías geométricas mínimas (ω_{min}) que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función al acero utilizado, con el objeto de cubrir los riesgos de fisuras por efecto de la retracción y variaciones de temperatura, la armadura de tracción debe tener un valor mínimo de:⁽¹⁾

$$\omega_{min} = \frac{A_s}{A_c} \quad A_{s\ min} = \omega_{min} * b_w * h$$

A_s : Área del acero (en tracción o en compresión).

A_c : Área del hormigón (área total, referida normalmente al canto útil).

ω_{min} : Cuantía geométrica mínima (Véase Anexo A-1 del presente proyecto).

Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados y se calcula la separación libre entre armaduras.¹⁽¹⁾

$$S = \frac{(b_w - 2 * \phi_{est} - N^{\circ} Hierros * \phi_{long} - 2 * r)}{N^{\circ} Hierros - 1}$$

⁽¹⁾ Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.1.7.3.

¹⁽¹⁾ Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 12.5.2.

b) Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura de compresión.

- 1) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dim}}{1 - \delta'} \qquad \omega_{s1} = \omega_{lim} + \omega_{s2}$$

ω_{lim} : Cuantía mecánica límite.

ω_{s1} : Cuantía mecánica para la armadura a tracción

ω_{s2} : Cuantía mecánica para la armadura a compresión

$\delta' = r/d$: Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r : Recubrimiento geométrico.

- 2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{\omega_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_{s2} = \frac{\omega_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

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

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

- 3) Calcular la armadura mínima: Del mismo modo que en el anterior caso.
4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

Cálculo de la armadura transversal: El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos, barras levantadas.

En virtud a todos los efectos favorables, el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura si:²⁽¹⁾

$$V_{cu} \geq V_d \qquad V_{cu} = f_{vd} * b_w * d \qquad f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

²⁽¹⁾ Versee: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.2.

V_{cu} : Cortante absorbido por el hormigón.

V_d : Cortante de cálculo del hormigón.

f_{vd} : Resistencia convencional del hormigón a cortante.

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima; así, para el estribo vertical es el 2 %, de la sección transversal de la pieza multiplicada por la separación entre planos de estribos (s).

$$\frac{A_{st \min} * f_{yd}}{s} \geq 0,02 * f_{cd} * b_w$$

Cuando el cortante real es mayor que el cortante que resiste la pieza $V_{cu} \leq V_d$, es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante residual, de la diferencia.

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

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{su} : Cortante resistido por la armadura transversal.

V_{ou} : Cortante máximo de agotamiento por compresión del alma.

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

$$A_{st} = \frac{V_{su} * s}{0,9 * d * f_{yd}}$$

Donde s es la separación entre planos de cercos ó estribos, debe cumplir la condición:

$$s_{t \max} < 0,75 * d < 300 \text{ mm}$$

Armadura de piel: En las vigas de canto igual o superior a 60 cm se dispondrán unas armaduras longitudinales de piel que por norma no se debe emplear diámetros

inferiores a 10 mm si se trata de acero ordinario y a 8 mm si se trata de acero ordinario con separación máxima entre barras de 30 cm y cuantía geométrica mínima en cada cara, referida al alma, igual a:

$$\frac{100 * A_{s\text{ piel}}}{b(2d - h)} \geq 0,05$$

2.5.2.9.2. Columnas.

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

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, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados. 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. ⁽¹⁾

Coefficientes de pandeo (*k*): Los coeficientes de pandeo para piezas aisladas son los siguientes:

Figura 14: Coeficientes de pandeo para piezas aisladas.

⁽¹⁾ Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.3.1.2.

Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos		Rotación impedida, traslación impedida				
		Rotación libre, traslación impedida				
		Rotación impedida, traslación libre				
		Rotación libre, traslación libre				

Fuente: JIMENEZ MONTOYA, *Hormigón Armado*, (14ª Ed.)

Esbeltez geométrica y mecánica: Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_o/h$ entre la longitud de pandeo l_o y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_o/i_c$ 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 solo (sección bruta).

Los valores límites para la esbeltez mecánica 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 $35 \leq \lambda < 100$, puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_g < 58$), debe aplicarse el método general.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_g > 58$).

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 que, 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, M_x, M_y). 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).⁽⁶⁾ 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 hormigón¹.

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 .

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.

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

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

⁽⁶⁾ Versee: “Hormigón Armado” (14ª edición). Tomo N°2

Dónde: h : Canto total en la dirección considerada

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:

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

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero, en kg / cm^2

c : Canto total medido paralelamente al plano de pandeo que se considerada, en cm .

l_o : Longitud de pandeo de la pieza, igual a $l_o = k \cdot l$, en cm .

Excentricidad total o de cálculo: La sección deberá ser dimensionada para una excentricidad total igual a:

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

Método general de cálculo: En el caso de piezas de sección variable, o de gran esbeltez o bien para estructuras especialmente sensibles a los efectos de segundo orden (por ejemplo, pórticos muy altos o flexibles frente a las acciones horizontales), puede ser necesario recurrir al método general de comprobación, en el que, al plantear las condiciones de equilibrio y compatibilidad de la estructura, se consideran los efectos de segundo orden provocados por las deformaciones. Estas deformaciones son evaluadas tomando en cuenta la fisuración, la influencia de las armaduras sobre la rigidez de la pieza y la fluencia.

Como se comprende fácilmente, su aplicación requiere el uso de ordenadores y programas especiales, siendo además un método de comprobación y no de dimensionamiento.

Cálculo de la Armadura Longitudinal: Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido:

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

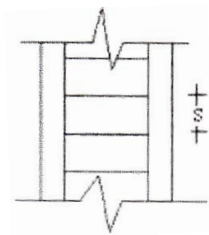
Axial reducido:

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

De los ábacos en rosetas se determina la cuantía mecánica ω (Véase Anexo A-1) ⁽⁶⁾.

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

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



El

diámetro del estribo será:

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

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

⁽⁶⁾ Verse: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 17.3-1.

2.5.2.9.3. Fundaciones.

El proyecto de la cimentación de un edificio debe ir acompañado por un estudio de terreno, en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia compacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad y agresividad; la situación del nivel freático; las posibles galerías y; las estructuras colindantes, etc.

Entre las acciones que se debe considerar en el cálculo de las cimentaciones están, en primer lugar, los esfuerzos (axil, momentos y cortantes) transmitidos por la estructura. Además está el peso propio de la cimentación, el del suelo y rellenos situados sobre la misma, el empuje de tierras y, si hay agua, el empuje hidrostático (subpresión).

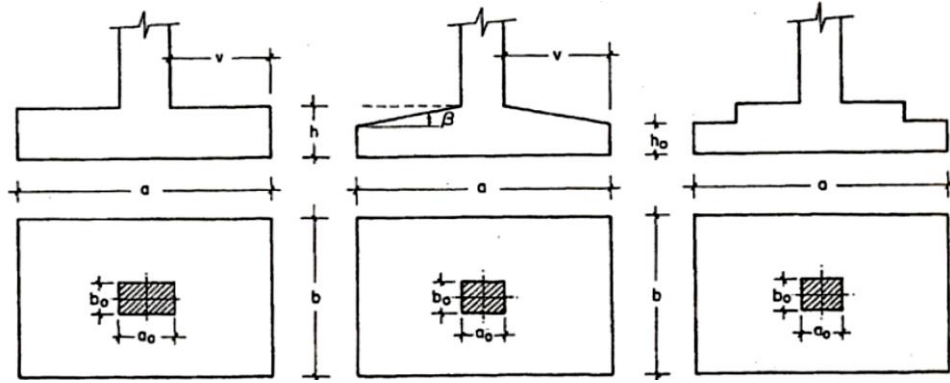
Es práctica habitual separar el cálculo de la cimentación del de la estructura soportada. Esta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado. Las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación para el análisis de esta y de su interacción con el suelo.

2.5.2.9.4. Zapatas aisladas:

En las zapatas de espesor variable, el canto en el borde debe ser $h_o \geq h/3$ y no menor que 25 centímetros. El ángulo de inclinación suele tomarse $\beta \leq 30^\circ$, que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco, con

lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

Figura 15: Formas típicas de zapatas aisladas.



Fuente: J. CALAVERA, *Cálculo de Estructuras de Cimentación*, (4ª Ed.).

Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada: Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno:

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

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. En principio, para el peso propio se podrá tomar un valor del orden del 10% de N .

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

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 &= \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} \end{aligned} \right\} k = \frac{4 * f_v d}{\gamma_f * \sigma_{adm}}$$

$$d_3 = \frac{2 * (b - b_0)}{4 + k}$$

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Determinación de las armaduras de tracción: En el caso de zapatas flexibles (aquellas en las que el mayor de sus vuelos cumple la condición $v > 2 * h$), la determinación de la armadura en tracción debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. Para ello puede usarse las tablas, ábacos y formulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0.15 * a_0$ y $0.15 * b_0$, respectivamente (Ilustración 21).

El momento de cálculo en la sección 1-1 (Ilustración a) en el caso más general de zapatas con carga excéntrica, es:

$$M_{cd} = b * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2 * \left[\frac{1}{2} * \sigma_{1d} + \frac{1}{3} * (\sigma_{max,d} - \sigma_{1d}) \right]$$

Las tensiones $\sigma_{max,d}$ y σ_{1d} se obtienen a partir de los esfuerzos mayorados del pilar, sin tener en consideración el peso propio de la zapata, usando el método tradicional elástico.

Si la carga sobre la zapata es centrada, el momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno $\sigma_1 = N/(a * b)$ (Ilustración b), es:

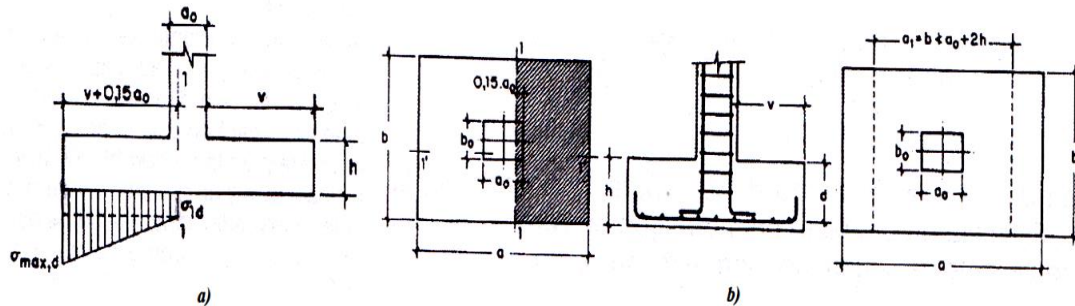
$$M_{cd} = \frac{\gamma_f * N}{2a} \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b * d$, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para d valores mayores que $1.5 * v$. En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

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

No debiendo adoptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01 ($\rho \leq 0,01$), por consideraciones de adherencia.

Figura 16: Formas típicas de zapatas aisladas.



Fuente: J. CALAVERA, *Cálculo de Estructuras de Cimentación*, (4ª Ed.).

2.5.2.9.5. Escaleras.

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

Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

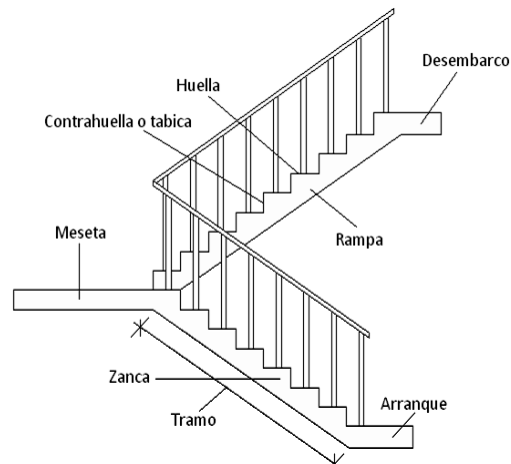
Debido a su inclinación y poca luz, éstas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando sólo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

Para el diseño se considera las cargas verticales actuando sobre la longitud en proyección horizontal y no en su verdadera longitud inclinada.

La obtención de la armadura longitudinal es análoga al de vigas, por otra parte se debe disponer de una armadura de distribución mínima colocada a lo largo del paso.

En la siguiente Figura se pueden observar los elementos de una escalera.

Figura 17: Partes constitutivas de una escalera.



Fuente: *Elaboración Propia.*

2.5.2.9.6. Losas alivianada con viguetas de hormigón pretensado.

Las losas alivianadas son elementos estructurales unidireccionales. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

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

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

La 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 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, fabricado con tamaño máximo de agregado de 19 mm (3/4”), y debe vibrarse para asegurar su penetración en las cuñas.

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 mínimo 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/m , cumplirá la condición:

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

Dónde:

$A_{min} (\text{cm}^2/\text{m})$: Es la armadura de reparto.

h : Espesor de la losa de compresión (cm).

f_{sd} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (MPa).

2.5.3. Estrategia para la ejecución del proyecto.

Para una buena ejecución del proyecto, es necesario, hacer un buen estudio y una evaluación del proyecto. A manera de referencia se presentan las siguientes:

- Reconocimiento de cada una de las actividades del proyecto mediante las especificaciones técnicas.
- Determinar los precios unitarios para la elaboración del proyecto.
- Determinar el presupuesto general del proyecto.
- Planeamiento y cronograma respectivo para la ejecución del proyecto.

2.5.4. Especificaciones técnicas:

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

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales, herramientas y equipo.
- Método constructivo.
- Disposiciones administrativas.
- Medición y forma de pago.

2.5.5. 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.

Estos precios unitarios están compuestos por los siguientes parámetros:

a) **Costos directos:** El costo directo del precio unitario de cada ítem debe incluir todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad, en general, este costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad que se esté presupuestando. (Excavación, hormigón armado para vigas, replanteo, etc.).

- **Materiales:** Es el costo de los materiales puestos en obra. El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciada por el tipo de material y buscando al proveedor más conveniente. El precio a considerar debe ser el **puesto en obra**, por lo tanto, este proceso puede ser afectado por varios factores tales como: costo de transporte, formas de pago, volúmenes de compra, ofertas del momento, etc.

Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en lo que se refiere a los materiales es el rendimiento que tienen estos, es decir la cantidad de material que se necesita en una determinada actividad o ítem.

- **Mano de Obra:** La mano de obra es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone de diferentes categorías de personal tales como: capataces, albañiles, mano de obra especializada, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.

Los salarios de los recursos de mano de obra están basados en el número de horas por día, y el número de días por semana. La tasa salarial horaria incluye: salario básico, beneficios sociales, vacaciones, feriados, sobre tiempos y todos los beneficios legales que la empresa otorgue al país.

- **Maquinaria, equipo y herramientas:** es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando.

Este monto está reservado para la reposición del desgaste de las herramientas y equipos menores que son de propiedad de las empresas constructoras. Este insumo, es calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra que varía entre el 4% y el 15% dependiendo de la dificultad del trabajo.

- **Beneficios Sociales:** Las leyes sociales del país determinan el pago de beneficios sociales a todas las personas asalariadas que deben ser involucradas dentro del costo de mano de obra. Para el mismo se analizan los siguientes tópicos:

- Aporte Patronal.
- Bonos y Primas.
- Incidencia de la Inactividad.
- Cargas Sociales:
 - Incidencia de los Subsidios.
 - Implementos de Trabajo, Seguridad Industrial e Higiene.
 - Incidencia de la Antigüedad.
 - Otros.

- b) **Costos indirectos:** Los costos indirectos son aquellos gastos que no son fácilmente cuantificables como para ser cobrados directamente al cliente.

Los costos indirectos incluyen:

- **Gastos Generales e Imprevistos:** El porcentaje a tomar para gastos generales depende de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable y dependiendo del tipo de la obra, pliegos de especificaciones y las expectativas del proyectista.
- **Utilidad:** Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).

- **Impuestos:** En lo que se refiere a los impuestos, se toma el Impuesto al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes, muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es el del 14,94% sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.

El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el del 3,09% sobre el monto de la transacción del contrato de obra

2.5.6. Cálculos métricos.

Los cálculos métricos se reducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

2.5.7. Presupuesto.

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción al ser terminada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.5.8. Planeamiento y cronograma.

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

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las

actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que requiere tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

Tanto la planificación como la programación de una obra se realizan antes de comenzar el proyecto, y son herramientas importantes para poder controlar el mismo. Aunque a veces es necesario reprogramar y replantear.

Existen diversos tipos de técnicas de programación, unas son muy sencillas en su elaboración y fáciles de interpretar, pero tienen ciertas limitaciones. Otras son bastantes útiles pero complejas en su elaboración.

Las técnicas más comúnmente usadas en la programación de una obra son:

- Diagrama de Barras.
- Curvas de producción acumulada.
- Método de la Ruta Crítica (Critical Path Method, CPM).
- Red de precedencias.
- PERT (Program Evaluation Review Technique).
- Diagrama de Tiempo y espacio.

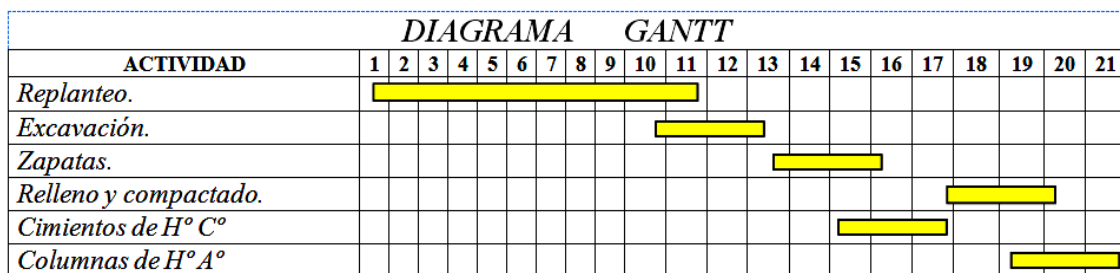
Para el presente proyecto se seleccionó la técnica del Diagrama de GANTT o Diagrama de Barras.

Diagrama de GANTT o Diagrama de Barras: En un desarrollo independiente de sistemas de administración de proyectos, Henry L. Gantt desarrolló un modo de representar gráficamente las actividades a lo largo de una escala de tiempo.

El gráfico de Gantt cubre las distintas funciones de la programación: asignación de recursos y determinación de la secuencia y cronología. A pesar de su sencillez constituye uno de los métodos de programación más completos y, sin duda, el más usado. El gráfico se confecciona a dos escalas: en la horizontal se mide el tiempo (en horas, días, semanas, etc); en la vertical, se ordenan los elementos que intervienen en la programación: máquinas, hombres, tareas, órdenes de trabajo, etc. El gráfico establece, de tal forma, una relación cronológica entre cada elemento productor o tarea. Las subdivisiones horizontales del espacio en el gráfico representan a la vez tres cosas: transcurso de una unidad de tiempo, trabajo programado para ese intervalo y trabajo realizado efectivamente en ese lapso. La inclusión simultánea de estos dos últimos aspectos (generalmente se lo hace mediante segmentos trazados en distintos colores o de diferente textura o forma) implica comparar lo programado con lo realizado, es decir controlar lo programado.

Es una representación secuencial rectilínea de las actividades de una obra.

Actividades	Unidad	Cantidad	1	2	3	4	5	6	7	8
Replanteo	Gbl.	1	x							
Excavación	m ³	50		x	x	x	x			
Cimientos	m ³	60			x	x	x	x	x	



El Gantt requiere de tres procesos para la construcción de su diagrama y estos son:

- Listado de actividades.
- Secuencia lógica de actividades.
- Duración de la actividad:

$$\text{Duración} = \text{Volumen} / \text{Rendimiento}$$

Dónde:

Volumen = Volumen de la Actividad.

Rendimiento = Rendimiento de mano de obra o equipo (cantidad de trabajo por unidad de tiempo).

CAPÍTULO III: INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1. Análisis Topográfico.

Topográficamente se considera al terreno como una superficie semi-plana con un desnivel inferior al 1%.

3.2. Análisis del Estudio de Suelos.

3.2.1. Generalidades.

El estudio de suelos, del proyecto “Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas”, ubicado en la comunidad del Valle de la Concepción de la provincia J.M. Avilés, se realizó con la finalidad de conocer las condiciones geotécnicas del subsuelo, enmarcadas en sus propiedades físico-mecánicas.

3.2.2. Objeto de Estudio.

El objetivo del estudio, es determinar las condiciones geotécnicas del subsuelo, que permitan proyectar el diseño de las fundaciones del proyecto “Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas”.

Para conseguir tal objetivo, se realiza el estudio geotécnico del suelo, cuya ejecución implica el desarrollo de las siguientes fases:

- a) Fase de campo, donde se efectúan las exploraciones del subsuelo y la toma de muestras necesarias.
- b) Fase de laboratorio, donde se ejecuta los ensayos de caracterización de suelos.
- c) Fase de Gabinete, donde se determinan las características físico-mecánicas del suelo, y su comportamiento frente a cargas externas.

El terreno de emplazamiento del proyecto no presenta ninguna colindancia de tipo estructural a sus alrededores pero si está ubicada a pocos metros de una vía carretera.

3.2.3. Estudio Geotécnico.

El estudio de mecánica de suelos se desarrolló en tres fases que se explican a continuación:

3.2.3.1. Fase de Campo.

La Fase de Campo se realizó mediante la siguiente técnica:

Para el estudio de las fundaciones, se han realizado pozos de exploración con equipo para Ensayos Normales de Penetración (SPT) previa inspección visual y elección adecuada de la ubicación de los pozos en función a la estructura a emplazar. La profundidad máxima alcanzada en las excavaciones ha sido de 2,50 metros.

Tabla 6: Profundidades de excavación.

PROYECTO	SONDEO	PROFUNDIDAD
Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas	POZO N°1	2,50 m
	POZO N°2	2,50 m

Fuente: Elaboración propia.

En la siguiente ilustración se muestra la ubicación de los pozos de exploración realizados en el terreno en estudio.

Se muestra la ubicación de los pozos en la (Figura 18).

3.2.3.2. Fase de Laboratorio.

En la fase de laboratorio se ejecutó la caracterización de las muestras de suelo extraídas de los pozos de sondeos mediante ensayos de laboratorios, que se realizaron en los “Laboratorios de Suelos y Hormigones de la UAJMS”. Los resultados y desarrollo se encuentran el ANEXO A.1.

3.2.3.3. Fase de Gabinete.

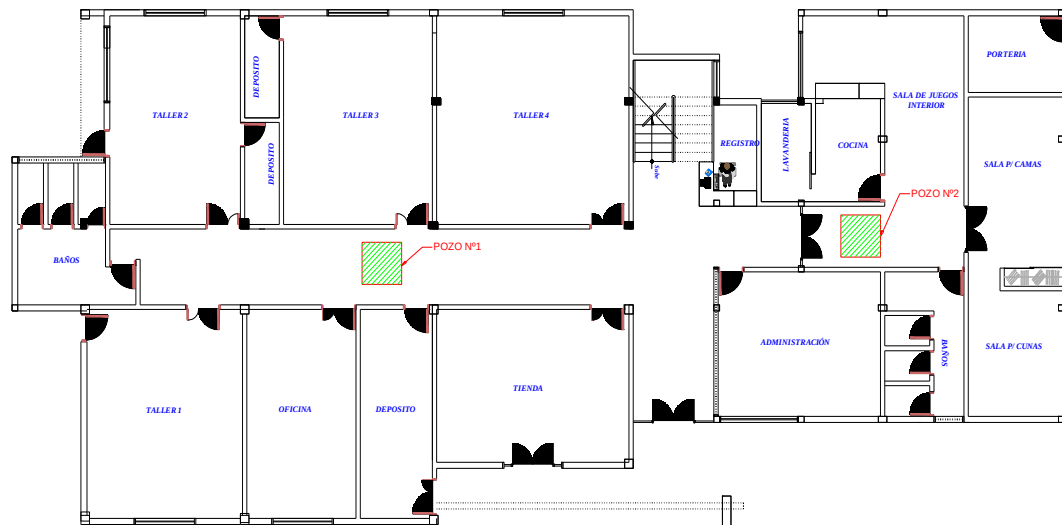
En la fase de gabinete se realizará la clasificación del suelo de acuerdo a las características determinadas en la etapa de laboratorio como así también la capacidad portante del suelo. Cuyo desarrollo se encuentra el ANEXO A.1.

3.3. Análisis del Diseño Arquitectónico.

El diseño arquitectónico del proyecto “CASA DE LA MUJER Y PROMOCIÓN DE INICIATIVAS PRODUCTIVAS”, fue proporcionado por la propia institución Subgobernación de Uriondo, cuyo diseño consiste en una edificación de dos niveles destinados a talleres de capacitación, ambientes de recreación y cuidado de niños, ambientes de administración, también cuenta con una sala de eventos con su respectivo escenario como así también ambientes para su correcto funcionamiento , en general todos los ambientes son amplios, de luces considerables, de acuerdo a sus finalidades.

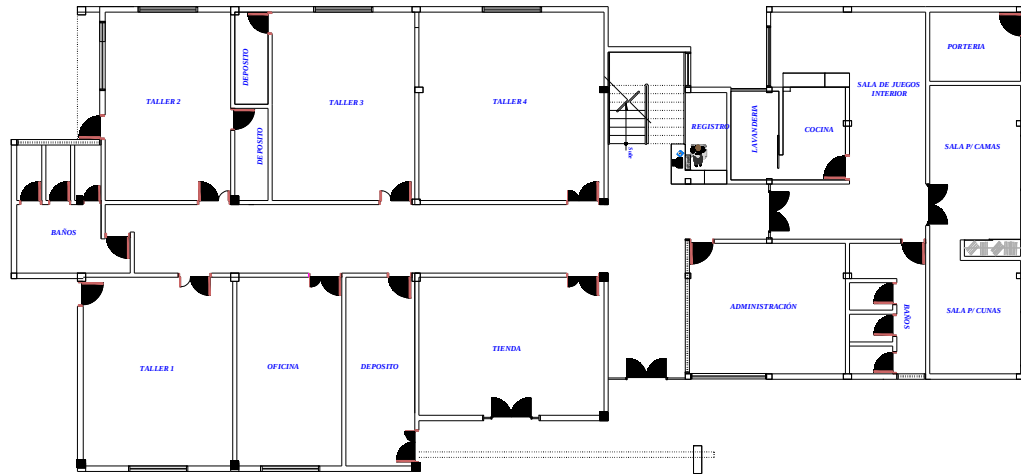
La planta se muestra a en la (Figura 19).

Figura 18: Ubicación de pozos.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 19: Planta baja “Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas”

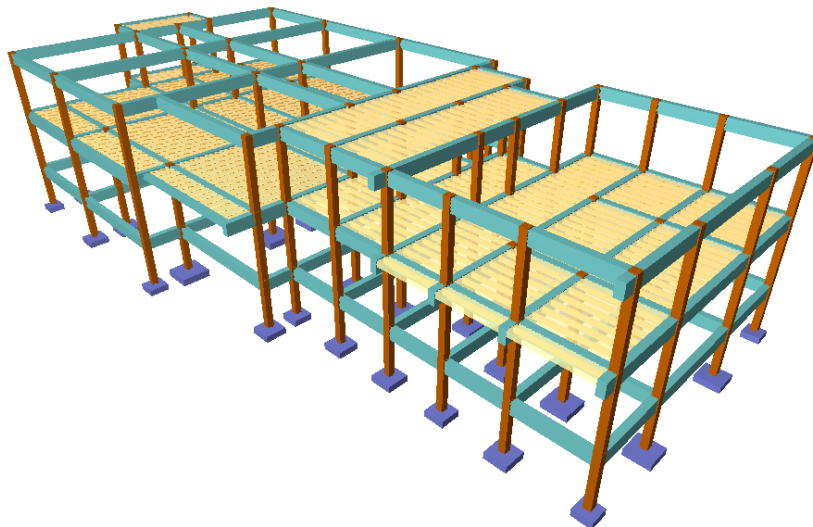


Fuente: *Elaboración propia.*

3.4. Modelo estructural.

El modelo estructural del presente proyecto, se compone por un sistema de losas aligeradas unidireccionales, sustentada por vigas peraltadas como elementos de borde, columnas rectangulares y muros como elementos verticales de soporte, zapatas en las fundaciones.

Figura 20: Modelo estructural.

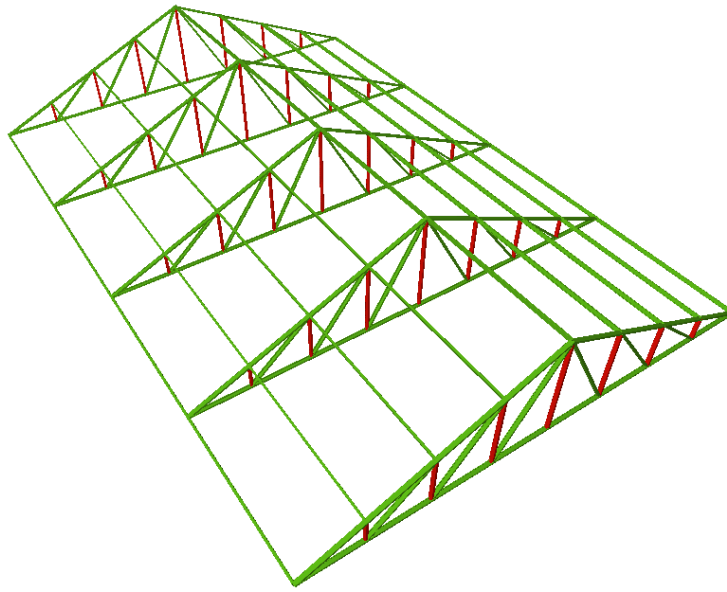


Fuente: *Elaboración propia.*

3.4.1. Modelo de la Estructura de Sustentación de la Cubierta.

La cubierta se plantea como una estructura de acero compuesta por celosías (Tipo Pratt) de perfiles costaneros conformados en frío con una separación entre celosías de 3,20 m. como elementos longitudinales se tienen correas de perfiles costaneros, que transmitirán las cargas a las vigas, los apoyos de las vigas celosías serán definidos de tal manera que permitan contemplar los efectos térmicos de los materiales.

Figura 21: Modelo de cubierta metálica.



Fuente: *Elaboración propia.*

3.4.2. Modelo de la Estructura de Sustentación de la Edificación.

El modelo estructural de la estructura de sustentación de la edificación se compone de columnas, vigas y entrepisos.

Columnas: Se plantean de secciones rectangulares (30cmx30cm), con vinculación exterior y luz de cálculo de 3,20m.

Vigas: Fueron planteadas vigas peraltadas de secciones rectangulares, que funcionaran como elementos de sustentación de la losa unidireccional, con luces de cálculo que varían entre de 3,05m a 6,80 m.

Entrepisos: Los entrepisos se plantean como losas planas aligeradas unidireccionales conformados por viguetas pretensadas, con espesores de 25 cm.

3.4.3. Modelo de las Estructuras Complementarias.

Escaleras: Estas se plantean como losas inclinadas en las rampas y horizontales en los descansos, con vinculaciones fijas en las uniones con las losas y en las uniones con los apoyos intermedios.

3.4.4. Modelo de las Fundaciones.

Las fundaciones se plantean como zapatas aisladas centradas, cuya profundidad de fundación será de 2,50m, donde el nivel de fundación proyectado presenta una resistencia admisible de 2,30 kg/cm².

3.5. Normativas

Hormigón Armado: Para el diseño de los elementos de hormigón armado se usará la normativa CBH-87 Código Boliviano del Hormigón.

Acero Estructural: Para el diseño de los elementos de acero se utilizará el Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Acero de Sección Abierta Conformados en Frío CIRSOC-303 que está basada en la normativa AISI-LRFD 96 Normativa norteamericana para construcciones en acero conformado en frío. (Diseño por factores de Carga y Resistencia).

3.6. Materiales

Los materiales usados en el diseño de los diferentes elementos estructurales corresponden a materiales presentes comercialmente en nuestro medio, y que se enmarcan dentro de las especificaciones y limitaciones de las normativas mencionadas anteriormente.

3.6.1. Hormigón

Para todos los elementos de hormigón armado se empleará un hormigón con las siguientes características.

Tabla 7: Características físico mecánicas del hormigón.

Resistencia Característica	Peso Específico	Módulo de Elasticidad	Nivel de Control	Factor de Minoración
210 kg/cm ²	2500 kg/m ³	304.318,91 kg/cm ²	Normal	1,50

Fuente: *Elaboración propia.*

3.6.2. Acero de Refuerzo

Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón se usara acero AH-500 con las siguientes características:

Tabla 8: Características físico mecánicas del acero de refuerzo.

Límite de Fluencia	Límite de Ruptura	Nivel de Control	Factor de Minoración	Peso Específico	Módulo de Elasticidad
5000kg/cm ²	5500kg/cm ²	Normal	1,15	7850kg/m ³	2000000 kg/cm ²

Fuente: *Elaboración propia.*

3.6.3. Acero Estructural

Para todos los elementos de acero de la cubierta metálica se usara acero ASTM A-36 con las siguientes especificaciones:

Tabla 9: Características físico mecánicas del acero estructural.

Límite de Fluencia	Peso Especifico	Módulo de Elasticidad	Módulo de Poisson
2530kg/cm ²	7850kg/m ³	2000000 kg/cm ²	0,30

Fuente: *Elaboración propia.*

3.7. Cargas Consideradas en el Diseño

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso se desarrollan en el ANEXO 2, a continuación se muestra una tabla resumen de las cargas consideradas en el diseño.

Tabla 10: Cargas actuantes sobre la estructura metálica.

ESTRUCTURA DE ACERO		
Cargas Permanentes	Peso Propio	Para cada Elemento
	Cubierta (Calamina N°28)	3,57 kg/m ²
	Peso Cielo Falso	25,00 kg/m ²
Sobrecargas de Uso	Carga Viva (Mantenimiento)	58,00 kg/m ²
	Presión de Viento (+)	B: -48,00 kg/m ² S: -42,00 kg/m ²
	Presión de Viento (-)	B: -25,70 kg/m ² S: -19,60 kg/m ²
	Carga de Granizo	180,00 kg/m ²

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 11: Cargas actuantes sobre la estructura de hormigón.

ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO		
Cargas Permanentes	Peso Propio	Para cada Elemento
	Sobrepiso y Acabados	140,00 kg/m ²
	Muro de Ladrillo Interno (e=12 cm)	169,89 kg/m ²
	Muro de Ladrillo Exterior (e=12 cm)	217,89 kg/m ²

	Muro de ladrillo p/Parapeto (e=12cm)		167,89 kg/m ²
	Muro Sobre Losa		140,00 kg/m ²
Sobrecarga de Diseño	Carga Viva	Salón de Eventos	500,00 kg/m ²
		Oficinas	400,00 kg/m ²
		Aulas, Talleres	300,00 kg/m ²
		Pasillos	400,00 kg/m ²
		Baños	300,00 kg/m ²
		Escaleras	500,00 kg/m ²
	Carga de Granizo		180,00 kg/m ²

Fuente: *Elaboración propia.*

3.8. Análisis y Diseño Estructural.

El análisis estructural del modelo se lo realizó mediante ordenador, calculando las solicitaciones de acuerdo a un cálculo espacial en tres dimensiones, por métodos matriciales de rigidez.

3.8.1. Combinaciones de Carga.

Para realizar las combinaciones de carga se tienen los siguientes factores de carga derivados de la norma en aplicación para el diseño y se muestran a continuación:

Estructura de cubierta: $U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W)$

Acción de viento: $U = 1,2 D + 1,0W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$

Dónde:

U: Carga última

D: Cargas muertas

L: Cargas vivas

Lr: Cargas vivas en techos

S: Cargas de nieve

R: Carga inicial de lluvia o hielo

W: Carga de Viento

E: Sismo

3.8.2. Estructura de Sustentación de la Cubierta.

El análisis de la estructura de sustentación de la cubierta se realizó mediante ordenador de acuerdo al modelo estructural planteado, los resultados de las solicitaciones se desarrollan posteriormente

3.8.2.1. Diseño de Correa.

El diseño de las correas se realizó tomando en cuenta las especificaciones y limitaciones de la norma adoptada para el diseño, tanto en cargas como en materiales. Las correas fueron modeladas tomando en cuenta las dimensiones comerciales de los elementos de acero, además de las vinculaciones exteriores que tendrán. La correa más solicitada se idealizó como una viga de un tramo de 3,20 m de longitud con dos apoyos, uno fijo y uno móvil que permitirá la dilatación del elemento ante los efectos térmicos.

Perfil de Diseño: Para el diseño en estados límites últimos se verificó la sección costanera C 100x50x15x2mm cuyas características geométricas son:

Tabla 12: Propiedades geométricas correa C 100x50x15x2.

Longitud de la línea media	L=	21,68	cm
Área de la sección	A=	4,34	cm ²
Distancia entre el centroide y el alma	x=	1,63	cm
	ξ=	28,97	-
Momento de inercia respecto al eje x	I_x=	69,24	cm ⁴
	ξ=	35,72	-
Momento de inercia respecto al eje y	I_y=	14,98	cm ⁴
Distancia entre el C.C y la línea central del alma	m=	2,42	cm
Distancia entre el centroide y C.C.	X_o=	4,04	cm
Constante torsionante de St. Venant	J=	0,06	cm ⁴

	$\xi=$	24209,76	-
Constante de Alabeo	$C_w=$	341,64	cm ⁶
Módulo de la sección respecto a x	$S_x=$	13,85	cm ³
Módulo de la sección respecto a y	$S_y=$	4,57	cm ³
Radio de giro respecto a x	$r_x=$	4,00	cm
Radio de giro respecto a y	$r_y=$	1,86	cm
Radio de giro polar	$r_o=$	5,98	cm

Fuente: *Elaboración propia.*

Resistencia de diseño a flexión en eje fuerte x-x

-Verificación relaciones de esbeltez:

Ala	$b/t < 60$	$21 < 60$	Verifica B.1.1. (a)
Labio	$d/t < 60$	$6 < 60$	Verifica B.1.1. (a)
Alma	$h/t < 200$	$46 < 200$	Verifica B.1.2

-Determinación anchos efectivos de elementos comprimidos para resistencia.

Elemento 1 "Labio"	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$	$0,31 < 0,673$	$b_e = b$ (Labio efectivo)
Elemento 2 "Pliegue"	Todo efectivo por ser el pliegue de la sección transversal		
Elemento 3 "Ala"	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$	$0,42 < 0,673$	$b_e = b$ (Ala efectiva)
Elemento 4 "Alma"	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$	$0,33 < 0,673$	$b_e = b$ (Alma efectiva)

La sección de considera totalmente efectiva.

Resistencia de diseño

-Resistencia al pandeo lateral torsional (art. C.3.1.2.1 (b))

$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{S_f (k_y L_y)^2}$	$F_e = 17533 \text{ kg/cm}^2$
$F_e \geq 2,78 F_y$	Por tanto: $F_c = 2528 \text{ kg/cm}^2$
$Md = \phi b S_c F_c$	$Md = 215,09 \text{ kg} - m$

Resistencia de diseño a flexión en eje débil y-y

-Verificación relaciones de esbeltez:

Ala:	b/t < 60	46<500	Verifica B.1.1. (a)
Labio:	h/t < 200	21<200	Verifica B.1.2.

-Determinación anchos efectivos de elementos comprimidos para resistencia.

Elementos 2, 4 y 5	Todos totalmente efectivos por ser pliegues o estar traccionados		
Elemento 1 "Ala"	(a) Con inicio de la fluencia en ala traccionada		
	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$	0,618<0,673	be=b(Labio efectivo)
	b) Con tensión de fluencia en fibra extrema del ala comprimida		
	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$	0,85<0,673	be=ρ.b(Ala parcial efectiva)
Elemento 3 "Alma"	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$	0,06<0,673	be=b(Alma efectiva)

La sección de considera totalmente efectiva.

Resistencia de diseño

-Para viga lateralmente arriostrada en forma continua (art. C.3.1.1(a))

Procedimiento I. En base a la iniciación de la fluencia	
$Md = \phi b S_{eyt} Fy$	$Md = 109,92 \text{ kg} - m$
Procedimiento II. En base a la reserva de capacidad flexional inelástica	
$Md = \phi b MnII$	$Md = 137,35 \text{ kg} - m$

-Resistencia de diseño al corte en eje x-x (art. C.3.2.1)

$Vdx = \phi v A_w Fv$	$Vd = 2672,68 \text{ kg}$
-----------------------	---------------------------

-Resistencia de diseño al corte en eje y-y (art. C.3.2.1)

$Vdy = \phi v A_w Fv$	$Vd = 2421,83 \text{ kg}$
-----------------------	---------------------------

Verificaciones.

Diseño al corte en eje y-y (artículo C.3.2)

Verificación a corte (Eje fuerte)

$Vdx = 2652,28 \text{ kg}$	$Vux = 159,58 \text{ kg}$	$Vdx \geq Vux$ "VERIFICA"
----------------------------	---------------------------	---------------------------

Verificación a corte (Eje débil)

$Vdy = 2421,62 \text{ kg}$	$Vuy = 16,48 \text{ kg}$	$Vdy \geq Vuy$ "VERIFICA"
----------------------------	--------------------------	---------------------------

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN (artículo C.3.2)

-Verificación a flexión (Eje fuerte)

$Mdx = 315,20 \text{ kg} - m$	$Mux = 133,68 \text{ kg} - m$	$Mdx \geq Mux$ "VERIFICA"
-------------------------------	-------------------------------	---------------------------

-Verificación a flexión (Eje débil)

$Mdy = 137,35 \text{ kg} - m$	$Muy = 3,46 \text{ kg} - m$	$Mdy \geq Muy$ "VERIFICA"
-------------------------------	-----------------------------	---------------------------

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN DISIMÉTRICA (artículo C.5)

$\frac{M_{ux}}{M_{dx}} + \frac{M_{uy}}{M_{dy}} \leq 1$	$0,449 \leq 1$	VERIFICA
--	----------------	----------

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN Y CORTE COMBINADOS (artículo C.3.3)

-Esfuerzos últimos a un cuarto de la luz

$M_{ux1} = 100,23 \text{ kg} - m$	$V_{ux1} = 79,74 \text{ kg}$
$M_{uy1} = 2,55 \text{ kg} - m$	$V_{uy1} = 8,16 \text{ kg}$

-Flexión y Corte en eje x-x (art. C.3.3)

$\left(\frac{M_{ux}}{M_{dx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{ux}}{V_{dx}}\right)^2 \leq 1$	$0,102 \leq 1$	VERIFICA
--	----------------	----------

-Flexión y Corte en eje y-y (art. C.3.3)

$\left(\frac{M_{uy}}{M_{dy}}\right)^2 + \left(\frac{V_{uy}}{V_{dy}}\right)^2 \leq 1$	$0,0004 \leq 1$	VERIFICA
--	-----------------	----------

VERIFICACIÓN EN ESTADO DE SERVICIO (Deformaciones) (artículo A.4.4)

-Dimensiones de correa

$$L_{x \text{ corr}} = 335 \text{ cm}$$

$$L_{y \text{ corr}} = L_b = 84 \text{ cm}$$

-Estados límites de servicio

$$q_{sx} = 116,04 \text{ kg/m}$$

$$q_{sy} = 37,83 \text{ kg/m}$$

-Flecha total admisible (Tabla A-L.4.1. CIRSOC 301)

$$f_{adm} = L/200$$

-Momentos de inercia para el cálculo de deformaciones

Para la flexión alrededor de x-x

$$I_{xs} = I_x = 69,24 \text{ cm}^4$$

Para la flexión alrededor de y-y

$$I_{ys} = I_y = 14,98 \text{ cm}^4$$

Flechas en la correa:

$$f_x = \frac{5 q_{sx} I_{xs}^4}{384 E l_x} = 1,3487 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 q_{sy} I_{xy}^4}{384 E l_y} = 0,0008 \text{ cm}$$

Flecha total

$$F = 1,35 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,67 \text{ cm}$$

3.8.2.2. Diseño de cubierta metálica en celosía.

El diseño de la viga celosía se lo realizo de manera que se pueda cubrir el claro del ambiente, está formada por cordones superiores y cordones inferiores unidos con diagonales y montantes, las vinculaciones interiores de cada elemento se considera articulada por razones de incertidumbre y seguridad, ya que las piezas estarán unidas mediante soldadura, las vinculaciones exteriores del elemento en su conjunto será

articulado en uno de los extremos y móvil en el otro, esto pensando en los efectos térmicos y de dilatación del sistema estructural.

Las verificaciones se realizaron para los elementos más solicitados tanto para cordones superiores, cordones inferiores y diagonales

3.8.2.2.1. Diseño de cordones, montantes y diagonales.

Las comprobaciones de diseño se las realizo para el elemento compuesto entre los nodos N25-N24 que es el elemento más solicitado.

3.8.2.2.1.1. Diseño en Estados Límites Últimos.

3.8.2.2.1.1.1. Perfil de Diseño.

Para el diseño es estados límites últimos se verifico con la sección costanera de 80x40x15x2mm para los montantes y diagonales cuyas características geométricas son:

Tabla 13: Propiedades geométricas C 80x40x15x2.

Longitud de la línea media	L=	17,68	cm
Área de la sección	A=	3,54	cm ²
Distancia entre el centroide y el alma	x=	1,36	cm
	ξ=	17,12	-
Momento de inercia respecto al eje x	Ix=	35,25	cm ⁴
	ξ=	22,31	
Momento de inercia respecto al eje y	Iy=	8,07	cm ⁴
Distancia entre el C.C y la línea central del alma	m=	2,03	cm
Distancia entre el centroide y C.C.	Xo=	3,40	cm
Constante torsionante de St. Venant	J=	0,05	cm ⁴
	ξ=	13613,22	-
Constante de Alabeo	Cw=	131,48	cm ⁶

Módulo de la sección respecto a x	Sx=	8,81	cm ³
Módulo de la sección respecto a y	Sy=	3,18	cm ³
Radio de giro respecto a x	rx=	3,16	cm
Radio de giro respecto a y	ry=	1,51	cm
Radio de giro polar	ro=	4,88	cm

Fuente: *Elaboración. propia.*

-Verificación relaciones de esbeltez:

Ala	$b/t < 60$	$16 < 60$	Verifica B.1.1. (a)
Labio	$d/t < 60$	$6 < 60$	Verifica B.1.1. (a)
Alma	$h/t < 200$	$36 < 200$	Verifica B.1.2

-Tensión de pandeo elástico flexional alrededor del eje y-y

$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k_y l_y}{r_y}\right)^2}$	$F_{ey} = 3628,86 \text{ kg/cm}^2$	(Ec. C.4.1-1)
---	------------------------------------	---------------

-Tensión de pandeo elástico flexotorsional alrededor del eje x-x

$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k_x l_x}{r_x}\right)^2}$	$\sigma_{ey} = 15851,5 \text{ kg/cm}^2$	C.3.1.2.1-7
$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2} \left(G J + \frac{\pi^2 E C_w}{(k_t L_t)^2} \right)$	$\sigma_t = 2836,03 \text{ kg/cm}^2$	C.3.1.2.1-9
$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_{ex} \sigma_t} \right]$	$F_e = 2666,35 \text{ kg/cm}^2$	C.4.2-1

-Determinación de Fn

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$	$\lambda_c = 0,97 \leq 1,5$	Ec. C.4-4
--------------------------------------	-----------------------------	-----------

$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y$	$F_n = 1700,27 \text{ kg/cm}^2$	C.4-2
-----------------------------------	---------------------------------	-------

-Determinación anchos efectivos de elementos comprimidos para resistencia.

Elemento 1 "Labio"	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$	0,255<0,673	be=b(Labio efectivo)
Elemento 2 "Pliegue"	Todo efectivo por ser el pliegue de la sección transversal		
Elemento 3 "Ala"	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$	0,285<0,673	be=b(Ala efectiva)
Elemento 4 "Alma"	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$	0,547<0,673	be=b(Alma efectiva)

-Determinación del área efectiva

El área efectiva para la tensión F_n resulta:

$$A_e = 3,537 \text{ cm}^2$$

-Resistencia de diseño a compresión axil

$P_d = \phi P_n = \phi_c A_e F_n$	$P_d = 5111,94 \text{ kg}$	C.4-1
-----------------------------------	----------------------------	-------

-Verificación estado límite último

$P_u = 1021,76 \text{ kg}$	$P_u \leq P_d$	VERIFICA
$P_d = 5111,94 \text{ kg}$		

Para el diseño es estados límites últimos se verifico con la sección costanera de 100x50x15x2mm para el cordón inferior y superior cuyas características geométricas son:

Tabla 14: Propiedades geométricas C 100x50x15x2.

Longitud de la línea media	L=	21,68	cm
Área de la sección	A=	4,34	cm ²
Distancia entre el centroide y el alma	x=	1,63	cm
	ξ=	28,97	
Momento de inercia respecto al eje x	I_x=	69,24	cm ⁴
	ξ=	35,72	
Momento de inercia respecto al eje y	I_y=	14,98	cm ⁴
Distancia entre el C.C y la línea central del alma	m=	2,42	cm
Distancia entre el centroide y C.C.	X_o=	4,04	cm
Constante torsionante de St. Venant	J=	0,06	cm ⁴
	ξ=	24209,76	
Constante de Alabeo	C_w=	341,64	cm ⁶
Módulo de la sección respecto a x	S_x=	13,85	cm ³
Módulo de la sección respecto a y	S_y=	4,57	cm ³
Radio de giro respecto a x	r_x=	4,00	cm
Radio de giro respecto a y	r_y=	1,86	cm
Radio de giro polar	r_o=	5,98	cm

Fuente: *Elaboración propia.*

-Verificación relaciones de esbeltez:

Ala	$b/t < 60$	$21 < 60$	Verifica B.1.1. (a)
Labio	$d/t < 60$	$6 < 60$	Verifica B.1.1. (a)
Alma	$h/t < 200$	$46 < 200$	Verifica B.1.2

-Tensión de pandeo elástico flexional alrededor del eje y-y

$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k_y l_y}{r_y}\right)^2}$	$F_{ey} = 4751,88 \text{ kg/cm}^2$	(Ec. C.4.1-1)
---	------------------------------------	---------------

-Tensión de pandeo elástico flexotorsional alrededor del eje x-x

$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k_x l_x}{r_x}\right)^2}$	$\sigma_{ex} = 21964,8 \text{ kg/cm}^2$	C.3.1.2.1-7
$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2} \left(G J + \frac{\pi^2 E C_w}{(k_t L_t)^2} \right)$	$\sigma_t = 3324,17 \text{ kg/cm}^2$	C.3.1.2.1-9
$F_e = \frac{1}{2 \beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 \beta \sigma_{ex} \sigma_t} \right]$	$F_e = 3092,59 \text{ kg/cm}^2$	C.4.2-1

-Determinación de Fn

$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$	$\lambda_c = 0,9 \leq 1,5$	Ec. C.4-4
$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y$	$F_n = 1795,92 \text{ kg/cm}^2$	C.4-2

-Determinación anchos efectivos de elementos comprimidos para resistencia.

Elemento 1 "Labio"	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$	0,262<0,673	be=b(Labio efectivo)
Elemento 2 "Pliegue"	Todo efectivo por ser el pliegue de la sección transversal		
Elemento 3 "Ala"	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$	0,352<0,673	be=b(Ala efectiva)
Elemento 4 "Alma"	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} < 0,673$	0,718<0,673	be=b(Alma parcial)

-Determinación del área efectiva

El área efectiva para la tensión Fn resulta:

$$Ae = 4,275 \text{ cm}^2$$

-Resistencia de diseño a compresión axil

$Pd = \varphi Pn = \varphi c Ae Fn$	$Pd = 6525,26 \text{ kg}$	C.4-1
-------------------------------------	---------------------------	-------

-Verificación estado límite último

$Pu = 5687,97 \text{ kg}$	$Pu \leq Pd$	VERIFICA
$Pd = 6525,26 \text{ kg}$		

3.8.2.3. Diseño de uniones.

Todos los elementos de la viga celosía: cordón superior, cordón inferior, diagonal, tendrán uniones soldadas, la verificación de estas uniones se realiza a continuación teniendo solo la verificación de una unión.

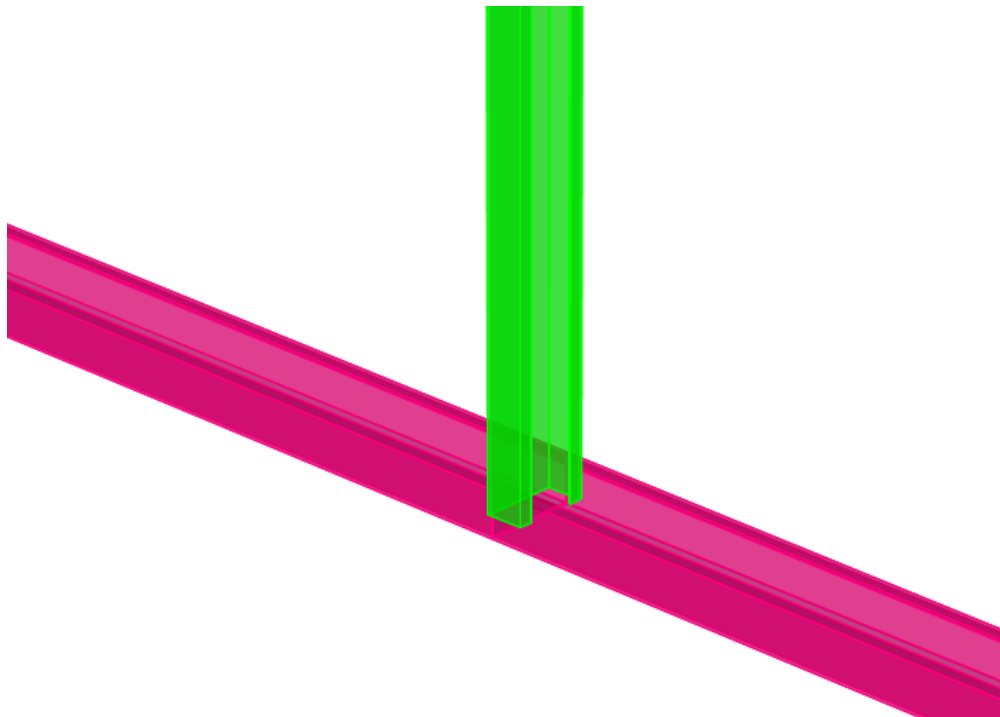


Ilustración 1: Diseño de unión por soldadura.

-Resistencia del metal de soldadura para el electrodo E70:

$E70 = 4820 \frac{kg}{cm^2}$	
$F_W = 0,6 E70 = 2892 \frac{kg}{cm^2}$	$F_{WS} = 0,707 w \phi_S F_W = 766,74 \frac{kg}{cm^2}$

-Resistencia del Metal Base:

$f_y = 2530 \frac{kg}{cm^2}$	$F_{Wb} = 0,9 f_y t_e \quad ; \quad t_e = 2mm$	$F_{Wb} = 455,40 \frac{kg}{cm^2}$
------------------------------	--	-----------------------------------

-Longitud de filete requerida:

$P_u = 1470 kg$	$L = \frac{P_u}{F_{Wb}}$	$L = \frac{P_u}{F_{Wb}} = 3,08 cm$
-----------------	--------------------------	------------------------------------

3.8.2.4. Diseño de uniones en apoyos

-Área de la placa base:

$P_u = 1470 kg$	$A = \frac{P_u}{\phi 0,85 f_c}$ $= 13,83 cm^2$	$N = 15 cm$
$f_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$		$B = 15 cm$
		$A = N B = 225 cm^2$

-Espesor de la placa base:

$m = 2,75 cm$	$t_{req} = m \sqrt{\frac{2 P_u}{0,90 f_y N B}} = 6,157 mm$	$t_{cm} = \frac{1}{4} in$
$n = 5,50 cm$		
$f_y = 2530 \frac{kg}{cm^2}$		$t_{mm} = 6,35 mm$

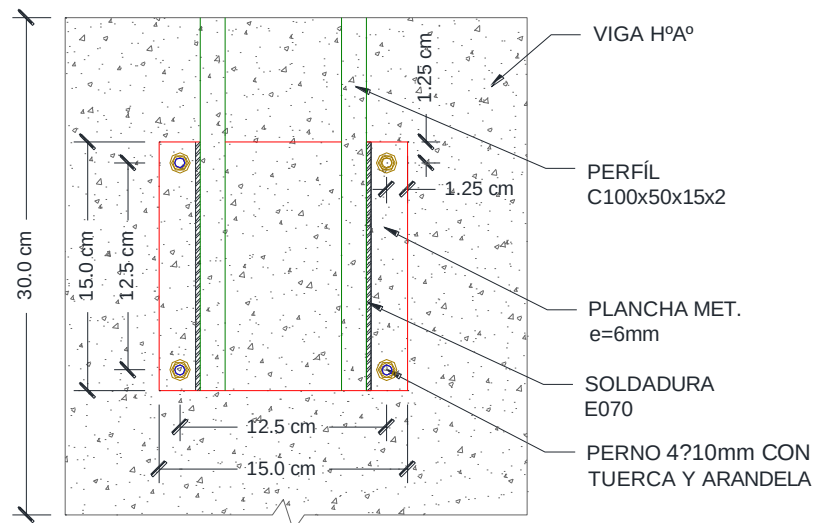
-Diámetro del Perno de Anclaje:

$T_u = 730 \text{ kg}$		$D = \sqrt{4 \frac{A_g}{\pi}} = 0,254 \text{ in}$
$\phi_t = 0,70$	$A_g = \frac{T_u}{\phi_t 0,75 f_u} = 0,326 \text{ cm}^2$	
$f_u = 3980 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		$D = \frac{3}{8} \text{ in} = 9,50 \text{ mm}$

-Longitud Anclaje:

$L_{\text{anclaje}} = \sqrt{\frac{4 D \sqrt{f_y}}{\pi}} = 2,312 \text{ cm}$	$L_{\min} = 12 D = 11,43 \text{ cm}$	$L_{\text{anclaje}} = 15 \text{ cm}$
---	--------------------------------------	--------------------------------------

Figura 22: Disposición de anclaje



Fuente: *Elaboración propia.*

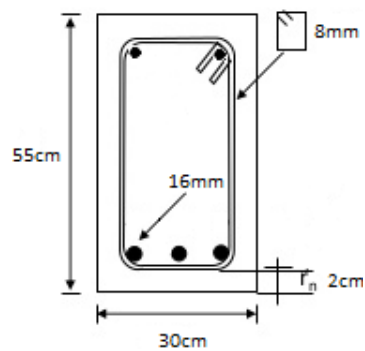
3.8.3. Estructura de Sustentación de la Edificación

De acuerdo con el modelo estructural se compone de elementos de hormigón armado, que fueron diseñados de acuerdo a las especificaciones y limitaciones de la normativa adoptada, de cada elemento estructural se tomó el de máximas solicitaciones para su verificación estructural.

3.8.3.1. Diseño Estructural de Vigas.

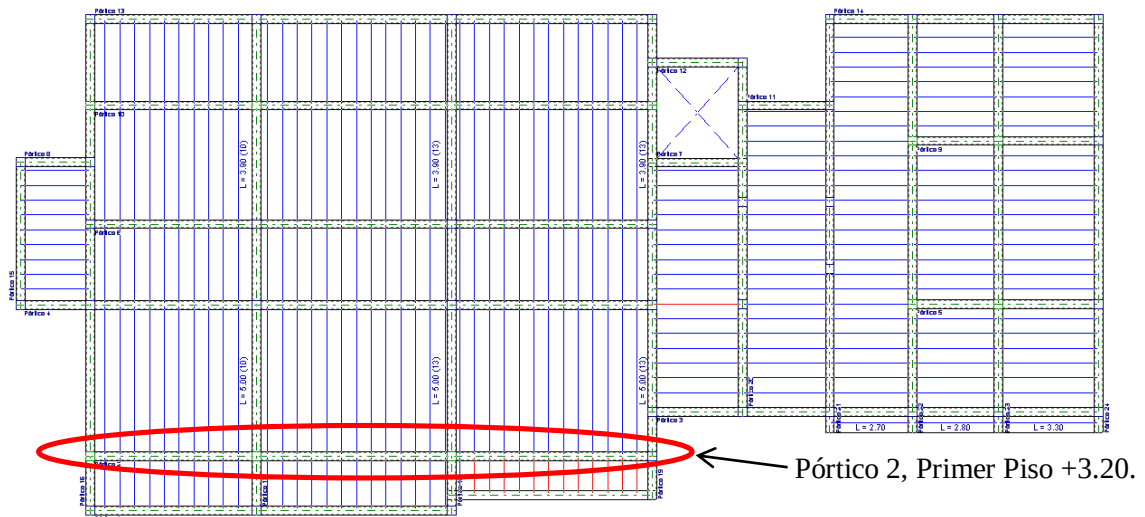
Las vigas se diseñarán a efectos de esfuerzos de flexión y cortante, serán vigas peraltadas, que se encontraran en los bordes de las losas y servirán como cierre de entrepiso y rigidizador de los pórticos. La viga analizada tiene las siguientes características geométricas:

Figura 23: Sección transversal de viga.



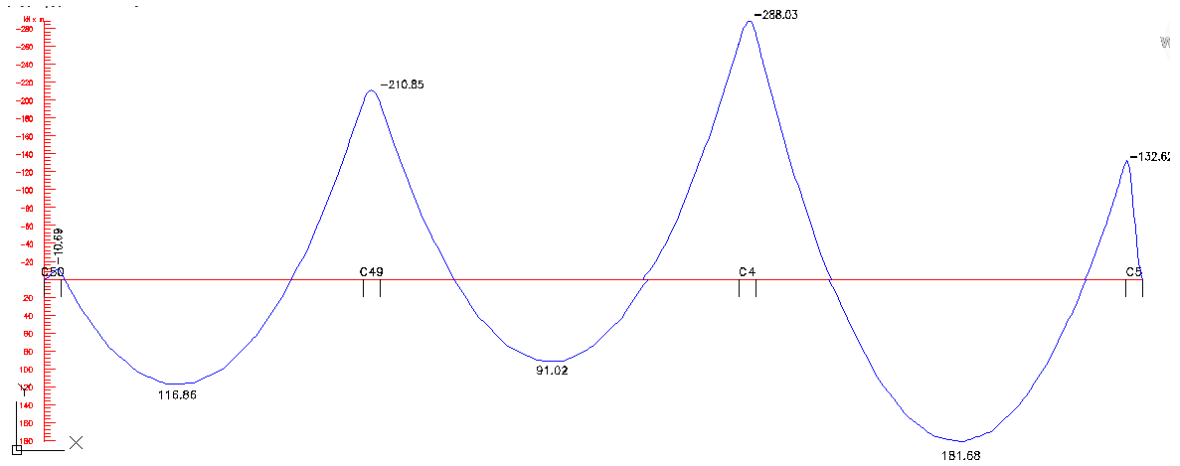
Fuente: *Elaboración propia.*

Figura 24: Ubicación de la viga más solicitada.



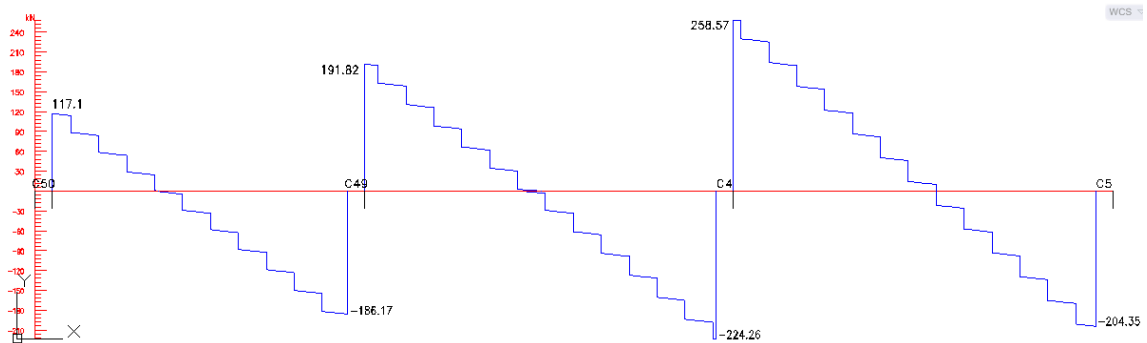
Fuente: *Elaboración propia.*

Figura 25: Envolvente de momentos flectores (KN m)



Fuente: *Elaboración propia.*

Figura 26: Envolvente de esfuerzos cortantes (KN).



Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 15: Esfuerzos en viga más solicitada

SOLICITACIONES MÁXIMAS TRAMO C4-C5	
Momento Máximo Positivo	181,68 KNm (1816,80 kg-m)
Momento Máximo Negativo	274,48 KNm (2744,80 kg-m)
Cortante Máximo	258,57 KNm (2585,70 kg-m)

Fuente: *Elaboración propia.*

Cálculo Armadura Positiva

-Momento de diseño (Md):

$$M_d = 1816800 \text{ kg cm}$$

-Momento deducido de cálculo (μ_d):

$b_w = 30 \text{ cm}$ $d = 51,40 \text{ cm}$	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}}$	$\mu_d = 0,1637$
---	--------------------------------------	------------------

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0,319$$

Se verifica:

$\mu_d \leq \mu_{lim}$	$0,1637 \leq 0,319$	<i>CUMPLE</i>
------------------------	---------------------	---------------

-Cuantía mecánica (W_s):

$$W_s = 0,1843$$

-Área de acero (A_s):

$A_s = W_s b_w d \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 9,15 \text{ cm}^2$
---	---------------------------

-Cuantía mecánica mínima (W_{min}):

$$W_{min} = 0,0028$$

-Armadura Mínima (A_{smin}):

$A_{smin} = W_s b_w h$	$A_{smin} = 4,62 \text{ cm}^2$
------------------------	--------------------------------

Se dispondrá:

$A_s \text{ adoptado} = 9,15 \text{ cm}^2 > 4,32 \text{ cm}^2$	$\therefore 5\phi 16\text{mm}$	<i>CUMPLE</i>
--	--------------------------------	---------------

Cálculo Armadura Negativa

-Momento de diseño (M_d):

$$M_d = 2744800 \text{ kg cm}$$

-Momento deducido de cálculo (μ_d):

$b_w = 30 \text{ cm}$ $d = 51,70 \text{ cm}$	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}}$	$\mu_d = 0,2445$
---	--------------------------------------	------------------

Se determina el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0,319$$

Se verifica:

$\mu_d \leq \mu_{lim}$	$0,2445 \leq 0,319$	<i>CUMPLE</i>
------------------------	---------------------	---------------

-Cuantía mecánica (W_s):

$$W_s = 0,2983$$

-Área de acero (A_s):

$A_s = W_s b_w d \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 14,90 \text{ cm}^2$
---	----------------------------

-Cuantía mecánica mínima (W_{min}):

$$W_{min} = 0,0028$$

-Armadura Mínima (A_{smin}):

$A_{smin} = W_s b_w h$	$A_{smin} = 4,32 \text{ cm}^2$
------------------------	--------------------------------

Se dispondrá:

$A_{sadoptado} = 14,90 \text{ cm}^2 > 4,32 \text{ cm}^2$	$\therefore 8\phi 16\text{mm}$	<i>CUMPLE</i>
--	--------------------------------	---------------

Calculo armadura transversal:

-Cortante de Diseño (V_d):

$$V_d = 22655,899 \text{ kg}$$

-Cortante de agotamiento por tracción en el alma:

$f_{vd} = 0,5 \sqrt{f_{cd}} = 5,916 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$V_{cu} = f_{vd} b_w d = 4732,86 \text{ kg}$
--	--

Se verifica la siguiente condición:

$V_d \leq V_u$	$22655,889 \text{ kg} \leq 9122,60 \text{ kg}$	<i>NO CUMPLE</i>
----------------	--	------------------

No se verifica la condición por lo que la viga si requiere de armadura transversal.

-Agotamiento por compresión oblicua del alma:

$V_{u1} = 0,30 f_{cd} b_w d$	$V_{u1} = 64764 \text{ kg}$
------------------------------	-----------------------------

-Cortante resistida por el acero:

$V_{su} = V_d - V_{cu}$	$V_{su} = 13533,304 \text{ kg}$
-------------------------	---------------------------------

Separación entre planos de armaduras transversales:

$S_t = \frac{0,90 d A_t f_{yd}}{V_{su}}$	$S_t = 13,70 \text{ cm}$
--	--------------------------

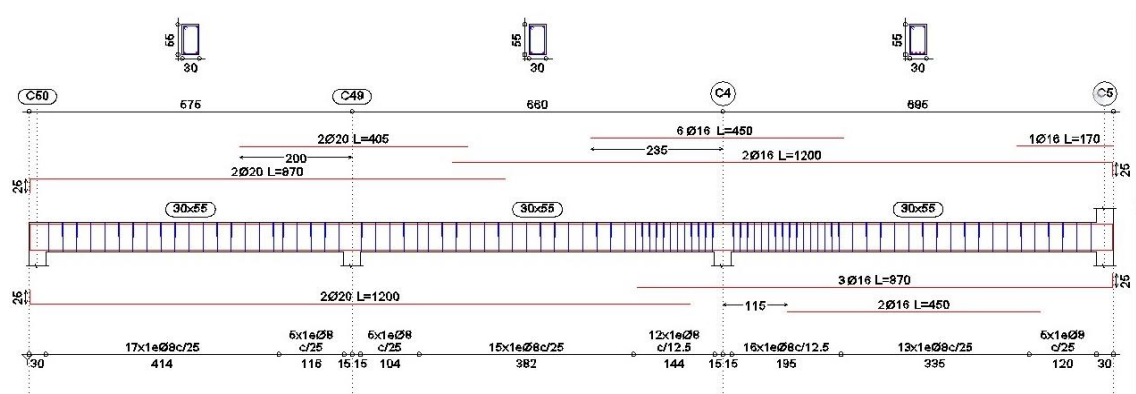
-Armadura Mínima:

$A_{st_min} = 0,02 b_w t \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_{st_min} = 2,10 \text{ cm}^2$
--	-----------------------------------

Se dispondrá:

$\phi 8\text{mm } c/12,5 \text{ cm} ; \quad \phi 8\text{mm } c/25 \text{ cm}$

Figura 27: Disposición de armaduras de refuerzo en viga.

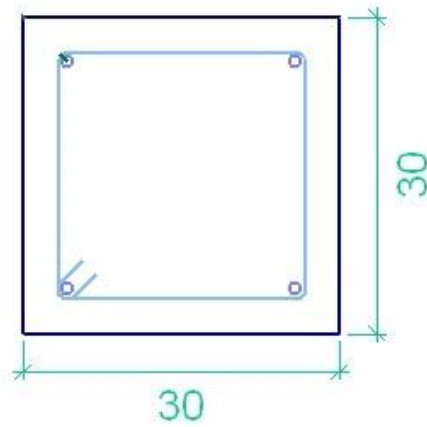


Fuente: *Elaboración propia.*

3.8.3.2. Diseño estructural de columnas.

Las columnas se diseñarán a efectos de esfuerzos de flexo-compresión y cortante, serán columnas de sección rectangulares. La columna que se verificara será la C15 en su tramo comprendido entre el nivel de planta baja y el nivel 0+3.20m, cuyas características geométricas son las siguientes:

Figura 28: Sección transversal de columna.



Fuente: *Elaboración propia.*

-Solicitaciones de diseño:

$N = 58253 \text{ kg}$	$M_{dx} = 1156 \text{ kg m}$	$M_{dy} = 500 \text{ kg m}$
------------------------	------------------------------	-----------------------------

-Esbeltez Geométrica - Comprobación a Pandeo:

Se hará uso del nomograma de pórticos intraslacionales.

$\Psi_A = 0,248$	$\Psi_B = 0,218$	$\alpha_1 = 0,248$
------------------	------------------	--------------------

Longitud de Pandeo:

$$l_{01} = \alpha_1 l_1 = 0,613 \cdot 3,20 = 1,962 \text{ m}$$

Verificación de condición en columna: Se verificará con la esbeltez geométrica para poder establecer si se trata de columnas cortas o largas, por lo tanto esto determinará para la resistencia de la sección transversal en la que actúa las fuerzas máximas de carga axial y momento. En general, una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en relación con su longitud.

$h_{xa} = 0,30 \text{ m}$ $h_{ya} = 0,30 \text{ m}$	Geométrica $\lambda_1 = \frac{l_{01}}{h_{xa}} = 6,54$	$\lambda_1 < 10$	<i>Se trata de una columna corta.</i>
	Mecánica $\lambda_1 = \frac{l_{01}}{r_{xa}} = 22,65$	$\lambda_1 < 30$	

Armadura Longitudinal:

-Capacidad mecánica del hormigón:

$U_c = f_{cd} h_{xa} h_{ya}$	$U_c = 126000 \text{ kg}$
------------------------------	---------------------------

-Esfuerzos reducidos de cálculo:

$N_{d1} = 58253 \text{ kg}$	$\nu = \frac{N_{d1}}{U_c}$	$\nu = 0,46$
$M_{xd1} = 1156 \text{ kg m}$	$\mu_x = \frac{M_{xd1}}{U_c b_{xa}}$	$\mu_x = 0,031$
$M_{yd1} = 500 \text{ kg m}$	$\mu_y = \frac{M_{yd1}}{U_c h_{ya}}$	$\mu_y = 0,013$

Mediante el ábaco de roseta se obtiene el siguiente valor de cuantía geométrica:

$$\omega = 0$$

-Armadura Longitudinal:

$U_{total} = \omega U_c = 0$	$A_s = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = 0$
------------------------------	--------------------------------------

-Armadura Mínima:

$A_{s\ min} = 0,0050\ b_{xa}\ h_{ya}$	$A_{s\ min} = 4,50\ cm^2$
---------------------------------------	---------------------------

Se dispone:

$4\phi 12mm$

Armadura Transversal:

-Resistencia virtual del cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$f_{vd} = 0,50\ \sqrt{f_{cd}}$	$f_{vd} = 5,916\ \frac{kg}{cm^2}$
--------------------------------	-----------------------------------

-Cortante resistente por el hormigón:

$V_{cu} = f_{vd}\ b_w\ d$	$V_{cu} = 4756,53\ kg$
---------------------------	------------------------

-Verificación de la condición:

$V_{d1} \leq V_{cu}$	$736\ kg \leq 4756,53\ kg$	<i>CUMPLE</i>
----------------------	----------------------------	---------------

-Armadura Mínima:

$A_{St\ min} = 0,020\ h_{xa}\ t\ \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_{St\ min} = 0,863\ cm^2$
---	-----------------------------

Se dispone:

$\phi 6mm\ c/15cm$

3.8.4. Diseño estructural de losa.

Los forjados de la estructura de sustentación son forjados con una tipología de losa aligerada, compuestas por viguetas pretensadas y polietileno como aligerante.

Las losas con viguetas pretensadas corresponderán a las siguientes características geométricas.

Tabla 16: Propiedades geométricas de vigueta.

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA VIGUETA		
Área	512,80	cm ²
Inercia	4151,70	cm ⁴
C1 (ancho inf)	11,20	cm
C2 (ancho sup)	5,80	cm
Inercia en dirección X	18266,30	cm ⁴

Fuente: *Elaboración propia.*

-Momento de diseño:

El momento de diseño calculado en función de los estados de carga es:

$$M_d = 1,57 \text{ kg m}$$

-Cálculo de armadura activa:

Con una tensión del Torón asumido de $P=5700 \text{ Kg}$

$d_{ps} = 0,0096 \text{ m}$ $A_{ps} = 7,2382 \times 10^{-5} \text{ m}^2$ $f_{adm} = 1330000 \frac{KN}{m^2}$	$P_t = A_{ps} f_{adm}$ $P_t = 96,27 \text{ KN}$	$P_t > P_i$ $96,27 \text{ KN} > 57 \text{ KN}$	CUMPLE
---	--	---	--------

-Cálculo del esfuerzo en el acero:

$f_{pu} = 19000 \frac{kg}{cm^2}$ $f_{cd} = 350 \frac{kg}{cm^2}$ $\beta_1 = 0,05$ $\gamma_p = 0,65$	$f_{ps} = f_{ps} \left(1 - \rho_p \frac{\gamma_p f_{pu}}{\beta_1 f_{cd}} \right)$	$f_{ps} = 17444,20 \frac{kg}{cm^2}$
---	--	-------------------------------------

-Cálculo de “a” distancia desde la fibra superior al centroide del diagrama rectangular:

$b = 0,50 \text{ m}$	$a = \frac{A_{ps} f_{ps}}{0,85 f_{cd} b}$	$a = 3,54 \text{ cm}$
----------------------	---	-----------------------

-Cálculo del momento último:

$d_p = 0,20 \text{ m}$ $a = 3,54 \text{ cm}$	$M_{u1} = \left[0,85 f_{cd} a b \left(d_p - \frac{a}{2} \right) 2 \right] \phi$	$M_{u1} = 230252,90 \text{ kg m}$
---	---	-----------------------------------

-Verificación para la necesidad de armadura pasiva:

$M_u = 157000 \text{ kg cm}$	$M_u = M_{u1} - M_{u2}$	$M_{u2} = 93252,86 \text{ kg m}$
------------------------------	-------------------------	----------------------------------

3.8.5. Diseño estructural de fundaciones.

La capacidad portante de terreno de fundación es:

$$\sigma_{adm} = 2,30 \frac{kg}{cm^2}$$

Diseño estructural de zapata centrada.

La zapata centrada tiene una geometría rectangular con las siguientes solicitaciones:

N (kg)	Mx (kg·m)	My (kg ·m)	Qx (kg)	Qy (kg)
2219,0	2,00	-70,00	2,00	-9,00
1351,0	7,00	-15,00	8,00	-20,00
1071,0	-5,00	-1,00	-7,00	-1,00

-Canto de la zapata:

-Punzonamiento:

$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 b_0}{4} + \frac{a b}{2 k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}}$	$d_1 = 31,065 \text{ cm}$	$\therefore h = 35 \text{ cm}$
--	---------------------------	--------------------------------

-Clasificación de la zapata:

$V_x = \frac{a + a_0}{2} = 102,50 \text{ cm}$	$V > 2 h$	<i>CUMPLE</i>
$V_y = \frac{b + b_0}{2} = 62,50 \text{ cm}$	$2 h = 2 * 30 = 60 \text{ cm}$	<i>ZAPATA FLEXIBLE</i>

Zapata Flexible.

-Esfuerzo máximo de tensión sobre el terreno:

$\sigma_{\text{máx}} = 2,22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{\text{adm}}$	<i>CUMPLE</i>
--	---	---------------

-Comprobación al vuelco:

Comprobación en dirección X:

$\gamma_{vx} = \frac{M_{\text{estab}_x}}{M_{\text{desest}_x}} = 250,23$	$\gamma_v > 1,50$	<i>CUMPLE</i>
---	-------------------	---------------

Comprobación en dirección Y:

$\gamma_{vy} = \frac{M_{estab_y}}{M_{desest_y}} = 150,87$	$\gamma_v > 1,50$	<i>CUMPLE</i>
---	-------------------	---------------

-Comprobación de tensiones en el terreno:

En el punto 1:

$\sigma_1 = \frac{N}{a\ b} \pm \frac{M_x}{a\ b^2} \pm \frac{M_y}{b\ a^2} = 1,99 \frac{kg}{cm^2}$	$\sigma_1 < \sigma_{adm}$	<i>CUMPLE</i>
--	---------------------------	---------------

En el punto 2:

$\sigma_2 = \frac{N}{a\ b} \pm \frac{M_x}{a\ b^2} \pm \frac{M_y}{b\ a^2} = 2,08 \frac{kg}{cm^2}$	$\sigma_2 < \sigma_{adm}$	<i>CUMPLE</i>
--	---------------------------	---------------

En el punto 3:

$\sigma_3 = \frac{N}{a\ b} \pm \frac{M_x}{a\ b^2} \pm \frac{M_y}{b\ a^2} = 2,046 \frac{kg}{cm^2}$	$\sigma_3 < \sigma_{adm}$	<i>CUMPLE</i>
---	---------------------------	---------------

En el punto 4:

$\sigma_4 = \frac{N}{a\ b} \pm \frac{M_x}{a\ b^2} \pm \frac{M_y}{b\ a^2} = 2,046 \frac{kg}{cm^2}$	$\sigma_4 < \sigma_{adm}$	<i>CUMPLE</i>
---	---------------------------	---------------

-Diseño a flexión en la dirección X:

$A_s = b_w \ \omega \ (h - r) \ \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 7,996 \ cm^2$
--	----------------------

-Armadura mínima:

$A_{s\ mín} = b_w \ \omega_{mín} \ (h - r)$	$A_{s\ mín} = 7,20 \ cm^2$
---	----------------------------

Se dispondrá:

5φ16mm c/30cm

-Diseño a Flexión en la dirección Y:

$A_s = b_w \omega (h - r) \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 7,996 \text{ cm}^2$
--	----------------------------

-Armadura mínima:

$A_{s \text{ mín}} = b_w \omega_{\text{mín}} (h - r)$	$A_{s \text{ mín}} = 7,20 \text{ cm}^2$
---	---

Se dispondrá:

5φ16mm c/30cm

-Comprobación de la Adherencia:

En dirección X:

$\tau_b = \frac{V_{dx}}{0,90 (h - r) n \pi \phi} = 0,3445 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$2 \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 53,924 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	<i>CUMPLE</i>
--	---	---------------

En dirección Y:

$\tau_b = \frac{V_{dy}}{0,90 (h - r) n \pi \phi} = 0,355 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$2 \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 53,924 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	<i>CUMPLE</i>
---	---	---------------

3.8.6. Estructuras complementarias.

3.8.6.1. Diseño estructural de escalera.

Cargas:

Peso propio: 375 Kg/m²

Peldañeado: 186 Kg/m²

Carga muerta: 200 Kg/m²

Sobrecarga de uso: 400 Kg/m²

Geometría:

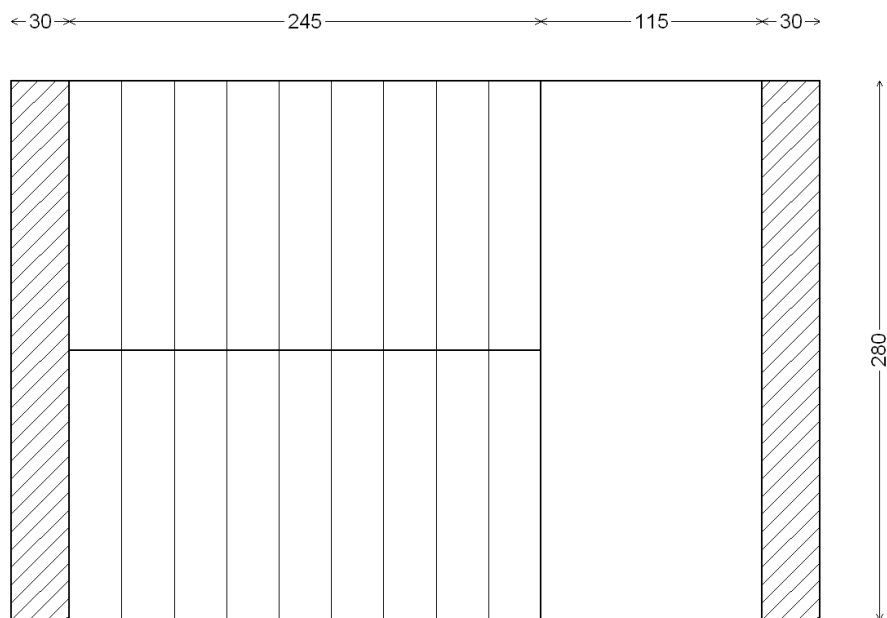
Espesor: 0.15 m

Huella: 0.272 m

Contrahuella: 0.178 m

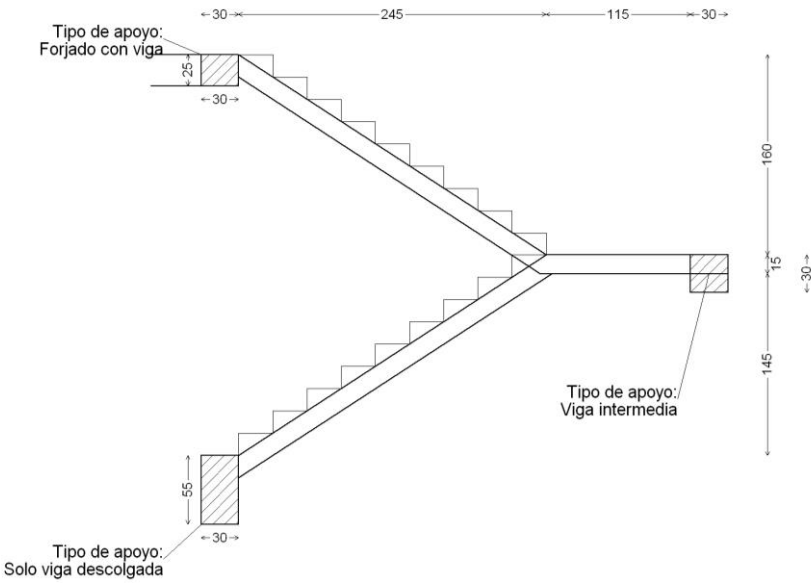
Peldañeado: Hormigonado con la losa

Figura 29: Vista en planta.



Fuente: *Elaboración propia.*

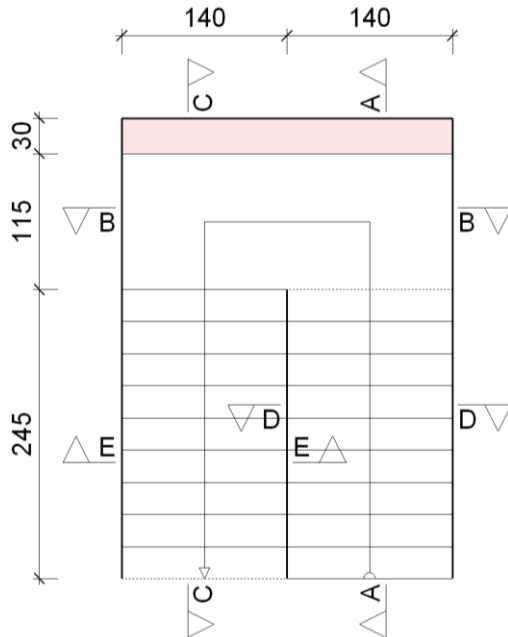
Figura 30: Sección acotada.



Fuente: *Elaboración propia.*

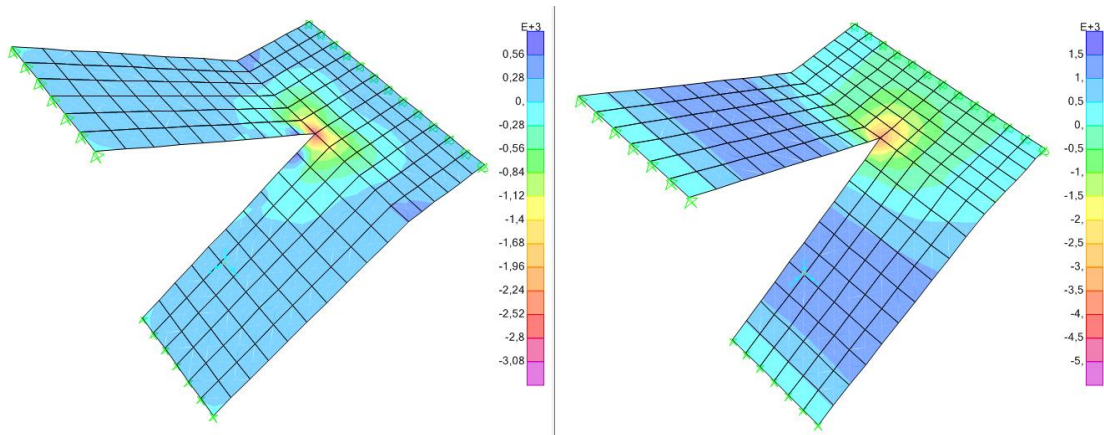
Solicitaciones de Diseño:

Figura 31: Secciones.



Fuente: *Elaboración propia.*

Figura 32: Esfuerzos de diseño en escalera (Ton-m/m).



Fuente: *Elaboración propia.*

Momentos Flectores (Kg-m/m)			
Sección	Tipo	Inferior	Superior
A-A	Longitudinal	1417,130	-205,548
B-B	Longitudinal	-0,908	- 981,030
C-C	Longitudinal	1417,130	-205,548
D-D	Transversal	89,240	-
E-E	Transversal	89,240	-

Tramo 1

Armadura Positiva:

$$M_d = 141713,00 \text{ kg cm/m}$$

-Momento reducido de cálculo (μ_d):

$b_w = 100 \text{ cm}$ $d = 12,50 \text{ cm}$	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}}$	$\mu_d = 0,0648$
--	--------------------------------------	------------------

-Cuantía mecánica (W_s):

$$W_s = 0,0682$$

-Área de acero (A_s):

$A_s = W_s b_w h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 3,27 \text{ cm}^2$
---	---------------------------

-Cuantía mecánica mínima (W_{min}):

$$W_{min} = 0,0018$$

-Armadura mínima (A_{smin}):

$A_{smin} = W_s b_w h$	$A_{smin} = 2,25 \text{ cm}^2$
------------------------	--------------------------------

Se dispondrá:

$A_{s_adoptado} = 3,27 \text{ cm}^2 > 2,25 \text{ cm}^2$	$\phi 10 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$	$CUMPLE$
---	---------------------------------------	----------

Calculo Armadura Negativa.

-Momento de diseño (M_d):

$$M_d = 20554,80 \text{ kg cm/m}$$

-Momento reducido de cálculo (μ_d):

$b_w = 100 \text{ cm}$ $d = 12,50 \text{ cm}$	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}}$	$\mu_d = 0,0094$
--	--------------------------------------	------------------

-Cuantía mecánica (W_s):

$$W_s = 0,0097$$

-Área de acero (As):

$A_s = W_s b_w h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$A_s = 0,47 \text{ cm}^2$
---	---------------------------

-Cuantía mecánica mínima (W_{min}):

$$W_{min} = 0,0018$$

-Armadura mínima (As_{min}):

$A_{s \min} = W_s b_w h$	$A_{s \min} = 2,25 \text{ cm}^2$
--------------------------	----------------------------------

Se dispondrá:

$A_{s \text{ adoptado}} = 2,25 \text{ cm}^2 > 0,47 \text{ cm}^2$	$\phi 8 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$	<i>CUMPLE</i>
--	--------------------------------------	---------------

3.8.7. Especificaciones Técnicas

Son las que definen la calidad de la obra que el contratante desea ejecutar por intermedio del contratista, en términos de calidad y cantidad.

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones deberá consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de observación previsto, las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, la instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción, los niveles de control exigidos para los materiales y la acción, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

3.8.8. Precio unitario.

En el presente proyecto se adoptó los siguientes valores para conformar los precios unitarios como también se respetaron los valores impuestos por ley.

Cargas sociales: 55%

Impuesto al valor agregado (IVA): 14,94%

Herramientas menores: 5%

Gastos generales: 10%

Utilidad: 10%

Impuesto a la transacción (IT): 3,309%

3.8.9. Presupuesto del Proyecto.

A continuación se muestra el detalle del presupuesto general del proyecto.

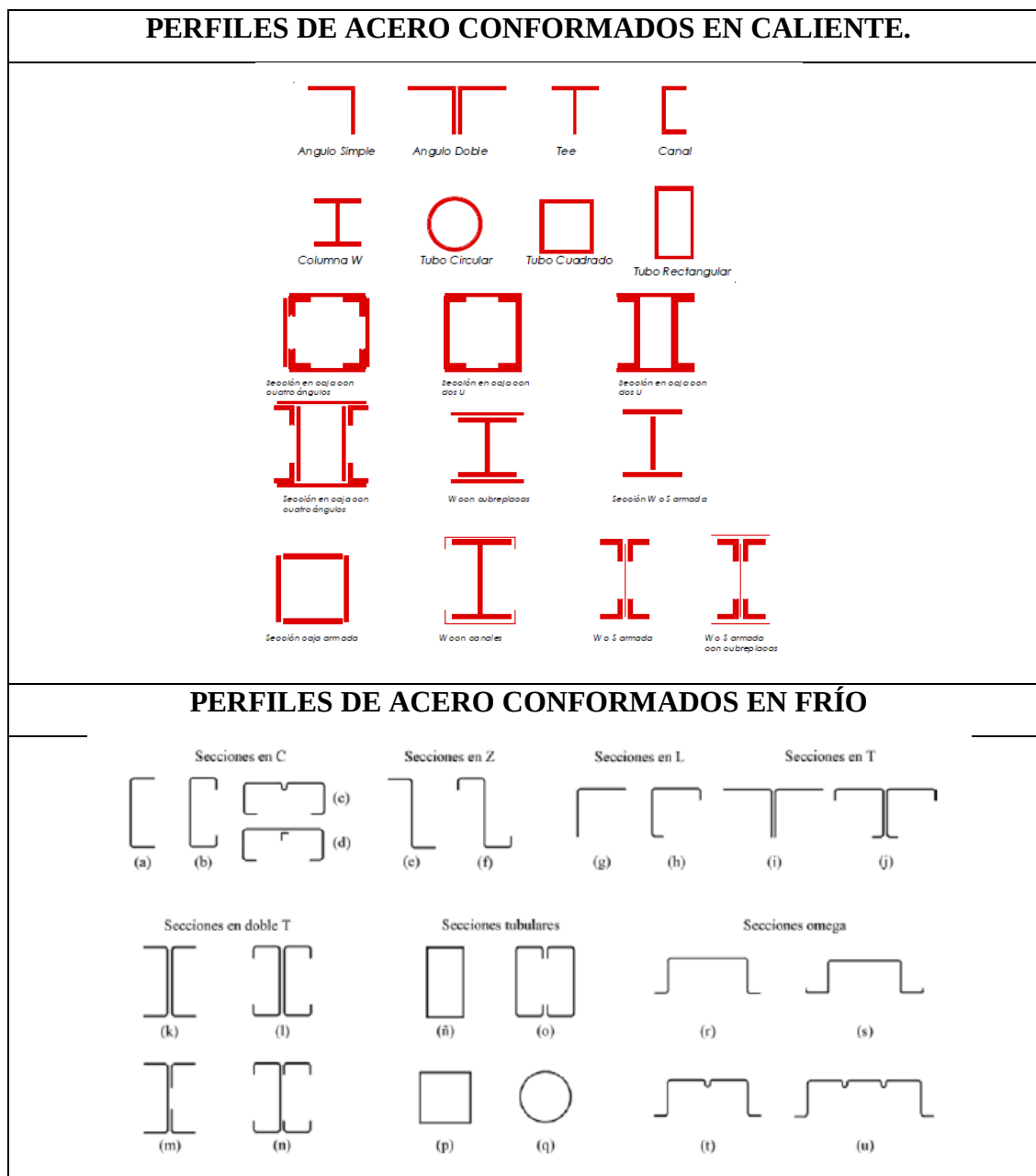
Nº	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	P. U.	COSTO
1	DESBROCE, LIMPIEZA	m ²	518,18	4,42	2289,97
2	TRAZADO Y REPLANTEO	m	518,18	4,42	6992,05
3	EXCAVACIÓN DE ZAPATAS (0-2,50 TERR.SEM.DURO) MAQ	m ³	142,08	34,10	4845,11
4	EXCAVACIÓN SOBRECIMENTOS TERR.BLANDO MAN	m ³	1,33	134,79	178,85
5	SOBRECIMIENTO DE H° A°	m ³	1,33	4325,95	5740,19
6	ZAPATAS DE HORMIGON ARMADO	m ³	17,46	3463,02	60448,67
7	CARPETA DE HORMIGON POBRE	m ³	5,68	63,01	358,07
8	RELLENO Y COMPACTADO CON MAQUINARIA	m ³	132,18	89,82	11871,78
9	COLUMNA DE H° A°	m ³	34,70	4542,73	157609,92
10	MURO LADRILLO CERAMICO 6H E=0.18 M	m ²	516,53	272,57	140787,44

Nº	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	P. U.	COSTO
11	MURO LADRILLO CERAMICO 6H E=0.12 M	m ²	427,10	247,28	105614,10
12	VIGA DE H° A°	m ³	130,61	3882,18	507051,38
13	LOSA ALIVIANADA h = 25 cm	m ²	590,85	378,18	223444,71
14	ACERO ESTRUCTURAL.	Kg	13015,72	18,52	241056,76
15	CUBIERTA DE CALAMINA GALV N°28	m ²	528,76	255,30	134993,36
16	CERCHA METALICA TIPO I	Pza	132,78	318,97	42351,76
17	CERCHA METALICA TIPO II	Pza	313,51	313,75	98362,07
18	CORREAS CERCHAS	m	32,85	177,49	5830,49
19	EMPEDRADO MAS CONTRAPISO	m ²	447,61	296,21	132588,09
20	PISO DE MOSAICO GRANITICO	m ²	886,72	1499,74	1329845,26
21	REVOQUE INTERIOR DE YESO	m ²	427,10	133,88	57180,02
22	REVOQUE EXTERIOR CEMENTO-CAL	m ²	516,53	244,42	126247,33
23	CIELO RASO BAJO LOSA	m ²	590,85	175,58	103741,38
24	RETIRO DE ESCOMBROS Y LIMPIEZA GRAL.	glb	1,00	338,81	338,81
TOTAL =				3.499.767,57	

CAPÍTULO IV: APOORTE ACADÉMICO DEL ESTUDIANTE.

Como parte académico se propuso un análisis técnico - económico entre perfiles de acero de sección abierta conformados en frío y perfiles de acero conformados en caliente.

Figura 33: Perfiles de acero.



Fuente: *Elaboración propia.*

Para el análisis se consideran los siguientes aspectos:

- Análisis de miembro más solicitado a compresión; flexión biaxial o disimétrica.
- Análisis del peso de las estructuras

4.1. Análisis de miembro más solicitado a compresión.

A continuación se muestra el resumen de resultados obtenidos:

Conformados en frío	
LFRD	ASD
$Pu \leq Pd = \Phi_c A_e F_n$ $5.686,519 \text{ Kgf} \leq 6.524,484 \text{ Kgf}$ $ratio = \frac{Demanda}{Capacidad} = \frac{5.686,519}{6.524,484}$ $= 0,872$	$Pa \leq Pd = \frac{A_e F_n}{\Omega_c}$ $3.852,440 \text{ Kgf} \leq 4.264,369 \text{ Kgf}$ $ratio = \frac{Demanda}{Capacidad} = \frac{3.852,440}{4.264,369}$ $= 0,905$
Conformados en caliente	
LFRD	ASD
$Pu \leq Pd = \Phi_c A_e F_n$ $6.019,199 \text{ Kgf} \leq 9.401,645 \text{ Kgf}$ $ratio = \frac{Demanda}{Capacidad} = \frac{6.019,199}{9.401,645}$ $= 0,64$	$Pa \leq Pd = \frac{A_e F_n}{\Omega_c}$ $4.074,579 \text{ Kgf} \leq 6.255,253 \text{ Kgf}$ $ratio = \frac{Demanda}{Capacidad} = \frac{4.074,579}{6.255,253}$ $= 0,651$
Análisis	
En cuanto a los conformados en frío se observa que el aprovechamiento del elemento supera un 85% tanto en diseño por LRFD como ASD considerando que se adoptó la	

sección más óptima. Con respecto que a los perfiles conformados en caliente estos tienen un aprovechamiento mayor al 60% en ambos métodos de diseño.

4.2. Análisis de miembro más solicitado a flexión biaxial o disimétrica.

Conformados en frío	
LFRD	ASD
$\frac{Mux}{Mdx} + \frac{Muy}{Mdy} \leq 1$ $0,433 \leq 1$	$\frac{Mux}{Mdx} + \frac{Muy}{Mdy} \leq 1$ $0.331 \leq 1$
$F \leq f_{adm}$ $1,654 \text{ cm} \leq 1,657 \text{ cm}$ $ratio = \frac{Demanda}{Capacidad} = \frac{1,65}{1,67} = 0,987$	
Conformados en caliente	
LFRD	ASD
$\frac{Mux}{Mdx} + \frac{Muy}{Mdy} \leq 1$ $0,754 \leq 1$	$\frac{Mux}{Mdx} + \frac{Muy}{Mdy} \leq 1$ $0.627 \leq 1$
$F \leq f_{adm}$ $1,475 \text{ cm} \leq 1,675 \text{ cm}$ $ratio = \frac{Demanda}{Capacidad} = \frac{1,475}{1,675} = 0,881$	
Análisis	
En elementos sometidos a este tipo de sollicitación el estado de servicio es el más preponderante ya que si no se cumple este aspecto la sección es insuficiente aunque este cumpla el estado límite último. Se observa que el elemento está siendo	

aprovechado en más del 80% en estado de servicio y prácticamente un máximo de 75% en el estado límite último. Por otro lado en los perfiles conformados en caliente vemos que tienen un aprovechamiento mayor a los conformados en frío.

4.3. Análisis del peso de las estructuras.

La tabla resume a continuación:

Conformados en frío	Conformados en caliente
<i>Peso de cerchas = 539,5 kg</i>	<i>Peso de cerchas = 630,40 kg</i>
<i>Peso de correas = 414,63 kg</i>	<i>Peso de correas = 447,068 kg</i>
<i>Peso total estructura = 954,130 kg</i>	<i>Peso total estructura = 1.077,468 kg</i>
Análisis	
Se observa que los perfiles conformados en frío son ligeramente más livianos en relación a los conformados en caliente, estos alivianan su peso en un 11,45% con relación a los perfiles conformados en caliente tomando netamente la estructura de sustentación de la cubierta, dejando de lado el peso de cubierta como tal.	

4.4. Análisis económico.

Las cubiertas contemplan el mismo tipo de perfil, el análisis del costo se lo hizo por la particularidad de construcción entre ambos, con mano de obra calificada.

En este apartado se analiza netamente el costo de los perfiles y la soldadura para poder obtener un resultado netamente práctico para el análisis que se está realizando.

La construcción o manufactura de la estructura de sustentación de cubierta con perfiles conformados en frío resulta la de menor costo en un porcentaje del 7,74% con relación al costo que tuvo la estructura con perfiles conformados en caliente.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
				Actividad N°	16
Actividad :	CERCHA METÁLICA TIPO I			Cantidad :	132,78
Unidad :	m²	Moneda		Bs	
Descripción		Unidad	Cantidad o Rendimiento	Precio Unitario	Precio total
1 Materiales					
1	C 100X50X15X2	m	1,04	55,83	58,06
2	C 80X40X15X2	m	0,32	47,17	15,09
3	Electrodos	Kg	0,60	60,00	36,00
Total Materiales					109,158
2 Mano de Obra					
1	Especialista	hr	3,00	18,25	54,75
2	Ayudante	hr	3,00	12,00	36,00
3					
Cargas Sociales 55% del sub total M. O.					49,91
Impuestos IVA M.O. = 14,94% (del Sub Total de M. O. + Cargas Sociales)					63,47
Total Mano de Obra					204,13
3 Equipo, Maquinaria y Herramientas					
1	Equipo de Soldadura	hr	0,40	17,00	6,8
2					
Herramientas Menores 5 % de la mano de obra					10,21
Total Equipo, Maquinaria y Herramientas					17,01
4 Gastos Generales y Administrativos					
Gastos Generales 10% (1+2+3)					33,03
5 Utilidad					
Utilidad 10% (1+2+3+4)					36,33
6 Impuestos					
Impuestos I. T. 3,09% (1+2+3+4+5)					12,35
			Total Ítem Precio Unitario		412,01

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
				Actividad N°	16
Actividad :		CERCHA METÁLICA TIPO I		Cantidad :	132,78
Unidad :		m²	Moneda		Bs
Descripción		Unidad	Cantidad o Rendimiento	Precio Unitario	Precio total
1 Materiales					
1	Tubo Rect. 80X40X2	m	1,36	74,17	100,87
2	Electrodos	Kg	0,60	60,00	36,00
3					
Total Materiales					136,871
2 Mano de Obra					
1	Especialista	hr	3,00	18,25	54,75
2	Ayudante	hr	3,00	12,00	36,00
3					
Cargas Sociales 55% del sub total M. O.					49,91
Impuestos IVA M.O. = 14,94% (del Sub Total de M. O. + Cargas Sociales)					63,47
Total Mano de Obra					204,13
3 Equipo, Maquinaria y Herramientas					
1	Equipo de Soldadura	hr	0,40	17,00	6,8
2					
Herramientas Menores 5 % de la mano de obra					10,21
Total Equipo, Maquinaria y Herramientas					17,01
4 Gastos Generales y Administrativos					
Gastos Generales 10% (1+2+3)					35,80
5 Utilidad					
Utilidad 10% (1+2+3+4)					39,38
6 Impuestos					
Impuestos I. T. 3,09% (1+2+3+4+5)					13,39
				Total Ítem Precio Unitario	446,58

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Como se indica en los objetivos planteados se llegó a cumplir de manera satisfactoria la realización del diseño estructural de la “Casa de la Mujer y Promoción de Iniciativas Productivas”
- Con la construcción de este proyecto se mejorara el intercambio cultural en la provincia Avilés.
- Para el diseño de la estructura de sustentación aporticada se utilizó el paquete computacional CYPECAD 2015, se verifico la cuantía de los elementos más solicitados en forma manual, donde se concluye que los resultados tienen alguna ligera variación pero siempre en favor de la seguridad de la estructura.
- Las columnas no fueron verificadas al pandeo, debido a que se tratan de columnas cortas las cuales tienen una esbeltez mecánica menor a 36, todas son de sección cuadrada, cumpliendo todas las recomendaciones de la Normativa de Hormigón Armado, como ser diámetros mínimos, separación entre estribos, recubrimientos, disposición de las armaduras.
- Se utilizó losa alivianada, debido a que presentan ciertas ventajas como ser:
 1. Aligeramiento y por tanto reducción del peso de la estructura.
 2. Reducción de materiales y mano de obra.
 3. De fácil colocación y manejo.
- Las vigas de mayor dimensión obtenidas del cálculo estructural son de 30cmx55cm, presentándose tres plantas en toda la estructura (planta baja y primera planta y azotea), Para las vigas de planta baja las dimensiones son de 30x55 cm y los sobre cimientos de 20x30cm, cumpliendo todas con los criterios para el dimensionamiento de vigas de hormigón armado.
- Las fundaciones propuestas para la estructura son zapatas aisladas ya que no existe colindancia con otras estructuras alrededor del proyecto en estudio.

- En cuanto a la estructura metálica de sustentación de cubierta se tubo las siguientes consideraciones en su diseño:

En el análisis de cargas para viento se presentaron dos situaciones, la primera con una succión a barlovento y sotavento por lo que minimizan la carga de la estructura ésta condición de carga sirvió para poder diseñar los elementos de sujeción de la estructura metálica a la estructura de hormigón (anclajes) por la tendencia al arrancamiento de la estructura metálica, en la segunda una combinación de compresión a barlovento y succión a sotavento, esa situación sirvió para el análisis de la combinación más desfavorable.

Luego de haber realizado el diseño de las dos alternativas propuestas, N° 1 “cercha de acero con perfiles conformados en frío”, y la alternativa N°2 “cercha de acero con perfiles conformados en caliente” para el presente estudio de las alternativas la N°1 (perfiles conformados en frío) se tiene un alto aprovechamiento de sus propiedades mecánicas (resistencia) y geométricas (deformación), también resulta una estructura más liviana y la más económica.

Con el desarrollo este Aporte Académico se ha pretendido brindar al proyectista en acero conformado en frío y sus derivados como los perfiles de acero conformados en caliente, una base técnica que les permita realizara sus proyectos con propiedad y una clara base de sus diseños. Existen manuales de diseño en acero confirmado en frío como los colombianos, en este trabajo se pretendió desarrollar el tema en general dando las herramientas para el diseño en perfiles conformados en frío, además de una recopilación de las principales especificaciones del código AISI.

- En cuanto a los cálculos realizados de los Tipos de cerchas con ambas alternativas, N° 1 “cercha de acero con perfiles conformados en frío”, y la N°2 “cercha de acero con perfiles conformados en caliente” se puede concluir que los resultados obtenidos a través de los métodos LRFD y ASD en cuanto a la

eficiencia de trabajo que se encuentra en un rango mayor de 1-2 % de diferencia con respecto al método LRFD , teniendo en cuenta que el método LRFD proporciona un margen de seguridad más uniforme y confiable bajo diferentes condiciones de carga. Es decir, LRFD permite que el factor de seguridad sea más preciso para diferentes tipos de carga y combinaciones de las mismas en cuanto al método ASD ocurre lo contrario.

- Se tiene un área construida de 518,18 m², y un costo total del proyecto de 3.499.767,57 Bs, con una duración de 168 días calendario.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un nuevo estudio de suelos para, evaluar la capacidad de carga de la cimentación, para constatar los resultados de ensayos de suelos obtenidos para la elaboración del presente proyecto.
- No se cuenta con una mano de obra del todo especializada en la ejecución de cerchas de acero con perfiles conformados en frío en nuestro país, por esta razón es que se recomienda ejecutar un estricto control de calidad.
- En la etapa de la construcción de estructuras metálicas con perfiles laminados en caliente se recomienda cumplir las especificaciones del reglamento AISC para que de esta manera se pueda conseguir una buena construcción y el funcionamiento de la estructura.
- Para una ejecución de cubierta metálica con perfiles laminados en caliente se recomienda emplear personal técnico especializado y calificado.
- Al realizar la ejecución de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas, se recomienda cumplir con los requerimientos que indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado
- En la construcción se recomienda seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones.