

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CENTRO PRODUCTIVO SUARURO DEL MUNICIPIO DE ENTRE RÍOS

1. GENERALIDADES DEL PROYECTO

1.1. EL PROBLEMA

1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La agricultura en el Municipio de Entre Ríos se desarrolla principalmente en terrazas aluviales, valles y cabeceras de valles abarcando aproximadamente 9.300 hectáreas del mismo, cuyo sistema de producción agrícola encuentra su mayor representante en la zona del valle de Entre Ríos, es decir el Distrito 1. Manzaneda Mamami F. (2015). Trabajo dirigido “Gobierno Autónomo Municipal de Entre Ríos”. Universidad Mayor de San Andrés. La Paz.

La producción de la actividad agrícola del municipio tiene dos probables destinos: el autoconsumo y la venta. Aquella parte de la producción destinada a la venta puede estar destinada al mercado de productos agrícolas propiamente dicho o al de alimentos procesados.

- a) Cuando el volumen de producción es dirigido al mercado de productos agrícolas puede enfrentar dos coyunturas, una en la que los productos acceden al mercado y otra en la no lo hacen:
- En el caso de que los productos lleguen al mercado que coyunturalmente se caracteriza por estar saturado del producto (oferta mayor que la demanda), los productores enfrentan dos escenarios: el no poder vender toda su producción, la misma que por su perecibilidad se expone a un acelerado deterioro, y por otra parte, que la venda a un precio que no cubran sus costos de producción y genere pérdida.
 - En el otro extremo existe la posibilidad de que el producto no pueda llegar al mercado debido y a un conjunto de factores, tales como: inadecuados accesos viales, fenómenos naturales o inclemencias climáticas, problemas sociales, etc., que hacen que el producto no pueda salir de la unidad agrícola, impidiendo su comercialización.

- b) En el caso de que los productores agrícolas desearan incorporar valor agregado a su producción y dirigirla al mercado de alimentos procesados, éstos no cuentan con la capacitación técnica ni una estructura adecuada y menos los medios tecnológicos que les permitan un procesamiento adecuado.

Lo anteriormente descrito no contribuye a la administración eficiente de los volúmenes de producción resultante de la actividad agrícola del área de influencia del proyecto. Para ello el Gobierno Municipal Autónomo de Entre Ríos plantea la construcción de un Centro Productivo que, además de requerir un diseño arquitectónico adecuado, precisa de un diseño estructural el cual garantice la seguridad y estabilidad de manera óptima de la estructura de acuerdo a la Normativa Boliviana vigente del Hormigón Armado (CBH-87).

1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Por lo mencionado en el numeral anterior, la producción agrícola de la zona de influencia del proyecto se enfrenta al siguiente escenario problémico:

- Dada la saturación del mercado, el productor agrícola puede a no vender su producción o venderla a un precio demasiado bajo, lo cual se traduce en un mercado no seguro ni atractivo.
- La perecibilidad de los productos y factores ajenos al productor imposibilitan la llegada oportuna del producto al mercado.
- La falta de una estructura diseñada para el almacenamiento, procesamiento, logística técnica y administrativa y capacitación para el procesamiento de la producción agrícola.

En este escenario problémico, el Gobierno Autónomo Municipal de Entre Ríos plantea la construcción del Centro Productivo Suaruro.

¿De qué manera se puede garantizar que el Centro Productivo Suaruro del Municipio de Entre Ríos reciba, estructuralmente, todas las cargas o solicitudes correspondientes a su función y ubicación, a lo largo de su vida útil de manera segura y óptima?

1.1.3. SISTEMATIZACIÓN DEL PROBLEMA

El análisis de la problemática de este proyecto se basará en la matriz P.C.E.S. (Problema, Causa, Efecto y Solución) descrita en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1

MATRIZ P.C.E.S.

PROBLEMA	CAUSA	EFECTO	SOLUCIÓN
-La falta de un mercado seguro para los productos agrícolas del Distrito I del Municipio de Entre Ríos.	-La amplia oferta en el mercado de productos.	-Pérdida y/o disminución de las ganancias del productor.	- Diseño estructural del Centro Productivo Suaruro, mediante el cual el productor agrícola podrá industrializar, acopiar y procesar su producción con el uso de la tecnología, además de poder ser capacitado para el uso de la misma y en varios ámbitos.
-Dificultad de la movilidad del producto desde la unidad agrícola al mercado.	- Factores externos negativos, tales como: inadecuadas estructuras viales, desastres naturales, problemas sociales, etc.	-Pérdida total o parcial de la producción por descomposición de la misma.	
- La escasa capacitación y accesibilidad a mercados para la producción agrícola.	-Falta de una estructura que coadyuve al logro de una eficiente gestión integral de la producción agrícola.	-Disminución de la calidad de vida de los productores.	-Dotación de maquinaria y equipos de refrigeración a productores agrícolas, para el procesado, industrialización y almacenamiento de su producción.

Nota: Elaboración propia.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. GENERAL

Realizar el diseño estructural del Centro Productivo Suaruro del Distrito I del Municipio de Entre Ríos de la provincia O'Connor mediante la Norma Boliviana del Hormigón Armado vigente CBH-87 y la Norma Americana AISI S100-2007 (LRFD)

para el acero conformado; garantizando una estructura estable, segura y óptima ante todas las sollicitaciones consideradas.

1.2.2. ESPECÍFICOS

- Determinar el emplazamiento de la estructura mediante el levantamiento topográfico del terreno con estación total y GPS.
- Identificar las características geotécnicas del suelo del lugar de emplazamiento del proyecto mediante un estudio de suelos que abarque el reconocimiento del lugar, análisis granulométrico, límites plástico y líquido, clasificación del suelo y capacidad portante.
- Realizar el análisis de todas las cargas y sollicitaciones actuantes correspondientes a la ubicación y función de la estructura.
- Realizar el diseño estructural de las fundaciones de la estructura en función al estudio de suelos realizado.
- Efectuar el cálculo y diseño de la estructura idealizada con el software CYPECAD versión 2017.
- Estimar el costo aproximado del emplazamiento físico de la obra mediante el análisis de precios unitarios.
- Realizar un cronograma para la ejecución del proyecto mediante el software Microsoft Project y el análisis de ruta crítica CPM- PERT.
- Elaborar las especificaciones técnicas para la obra gruesa y fina del proyecto.

1.3. JUSTIFICACIÓN

1.3.1. ACADÉMICA

El proyecto “Diseño estructural del Centro Productivo Suaruro en el municipio de Entre Ríos” contribuye académicamente debido a que su desarrollo implica la profundización de los conocimientos adquiridos durante la formación profesional de la Carrera de Ingeniería Civil; fundamentalmente en lo relacionado a la mención Estructuras, a la vez que implica la generación de nuevos conocimientos, modelos y aplicación de normativas vigentes.

Además, la presente investigación y sus resultados contribuyen a la transferencia y divulgación científica y tecnológica a través de actividades tendientes a consolidar la

relación solidaria entre la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho y la sociedad en el marco de las actividades de extensión universitarias previstas en el Plan Estratégico Institucional 2019-2025. (Ver ANEXO 1).

1.3.2. TÉCNICA

El proyecto contempla el diseño estructural de un Centro Productivo el cual consiste en tres bloques que engloban, lo siguiente: un almacén de insumos, un depósito y cuarto de limpieza, una habitación para casilleros, un vestidor de hombres, un vestidor de mujeres, un taller de mantenimiento, un cuarto para el lavado de cubetas, un garaje, una zona de producción de mermeladas y ates, tres salas de control, una zona de producción de frutas, una cocina, un depósito, un comedor, una sala de capacitación, un área de carga, un cuarto de refrigeración, oficinas de contabilidad. administración, gerencia general, asesoría legal, una sala de reuniones, una sala de espera, un baño de hombres y un baño de mujeres, un patio, estacionamiento, etc.

El diseño estructural del Centro Productivo Suaruro plantea una propuesta de solución técnica que responda al diseño arquitectónico previamente definido y provisto por el municipio de Entre Ríos, siendo así una alternativa viable, eficiente, óptima y adecuada constructivamente. Para ello se utilizará el software CYPECAD 2017.

1.3.3. SOCIAL

Los Centros productivos están concebidos como instrumentos de fomento de la innovación y desarrollo tecnológico, en los cuales se pueda brindar capacitación, asistencia técnica, innovación y transferencia tecnológica dentro de diferentes ámbitos, siendo, parte del proyecto el agrícola.

De esta forma, el proyecto se constituye en un medio eficiente para mejorar la calidad de vida y oportunidades económicas de los productores agrícolas del Distrito I del Municipio de Entre Ríos. Puesto que este tipo de estructuras ofrecen un espacio técnicamente adecuado, donde el productor pueda acopiar, procesar y comercializar su producción además de poder ser capacitado para adquirir o perfeccionar conocimientos en su área de trabajo y sobre su desenvolvimiento en el mercado.

1.4. ANTECEDENTES DEL PROYECTO

1.4.1. ASPECTOS GENERALES

1.4.1.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto se encuentra ubicado en la comunidad Suaruro (Cantón Suaruro, Distrito Nro.1 del Municipio de Entre Ríos), en la provincia O'Connor, en el departamento de Tarija.

Figura 1. 1

Ubicación del proyecto



Nota: EDUCA. (Diciembre 29, 2005). Historia, Literatura, Educación de Bolivia, Mapas. <https://www.educa.com.bo/geografia/provincia-burnett-oconnor-mapa>.

Las coordenadas geográficas del lugar de emplazamiento del proyecto se obtuvieron mediante el programa Google Earth y se detallan en la Tabla 1.2:

Tabla 1.2.

Ubicación geográfica del proyecto

PUNTO	COORDENADAS GEOGRAFICAS	
	Latitud	Longitud
UBICACIÓN	21°31'21,5"S	63°59'14,9"O

Nota: Elaboración propia

1.4.1.2.DIVISIÓN POLÍTICA Y ADMINISTRATIVA

El Honorable Concejo Municipal de la Provincia O'Connor mediante Ordenanza Municipal N°28/2000 de fecha 15 de diciembre del 2000, a través del Artículo 1ro. aprueba la distritación del Municipio de la Provincia O'Connor, constituyéndose así seis distritos municipales.

Tabla 1.3.

Superficie/ Distrito Municipal de Entre Ríos- Tarija.

Distritos municipales	Superficie (km²)
Distrito 1	549,2
Distrito 2	1001,5
Distrito 3	1158,58
Distrito 4	1226,33
Distrito 5	904,1
Distrito 6	1566,29
TOTAL	6406

Nota: Elaboración propia con datos PDM 2001- Zonising- APDS.

1.4.1.3.POBLACIÓN

En la Tabla 1.4 Se puede ver las proyecciones de población del Municipio de Entre Ríos de acuerdo al Censo Poblacional 2012.

Tabla 1.4.

Proyecciones de población 2016-2020.

	2016	2017	2018	2019	2020
Entre Ríos	23599	23729	23857	23982	24107

Nota: Elaboración propia en base a datos del Instituto Nacional de Estadística.

1.4.2. ASPECTOS FÍSICOS NATURALES

1.4.2.1. ALTITUD

De acuerdo a estudios realizados en el “Trabajo Dirigido al Gobierno Autónomo Municipal de Entre Ríos”; se obtuvo la altitud de los seis distritos del municipio de Entre Ríos, los resultados se observan en la Tabla 1.5.

Tabla 1.5.

Altitud (msnm)/ Distrito.

Distritos	D-1	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6
Altitud (msnm)	1000-1600	1000-3500	500-2600	500-1500	500-1800	500-1500

Nota: Trabajo dirigido al Gobierno Municipal de Entre Ríos.

1.4.2.2. CONDICIONES CLIMÁTICAS

El municipio de Entre Ríos presenta una variabilidad climática considerable, la cual viene dada por una variación altitudinal del relieve que tiene influencia en la variación de la temperatura y distribución de la precipitación.

Los cambios climáticos abruptos son provocados por la dinámica que presentan los centros de alta y baja presión. La variabilidad climática y micro climática local es dada a la influencia del relieve lo que explica que, en laderas con orientación sur-sureste, se pueden esperar precipitaciones considerablemente mayores que en laderas de las mismas serranías con orientación noroeste.

Las estaciones climatológicas en el municipio de Entre Ríos se encuentran ubicadas en el Pajonal y Salinas (Termopluiométricas), Palos Blancos y Narvárez (Pluiométricas).

1.4.2.3. CLIMA

El Municipio de Entre Ríos cuenta con una adaptación de un mapa climático elaborado por ZONISIG (2.000), en base al modelo propuesto por Caldas- Lang. Esta adaptación cuenta con un cuadro que indica los tipos climáticos existente con su correspondiente superficie y el porcentaje que éste representa, además de la

caracterización de cada tipo climático y su zona del Municipio de Entre Ríos correspondiente.

Tabla 1.6.

Leyenda climática del Municipio de Entre Ríos.

DESCRIPCIÓN	SUPERFICIE	
	ha	%
Frío húmedo	3,985	0,6
Frío semihúmedo	24,312	3,8
Templado húmedo	3,957	0,6
Templado semihúmedo	286,267	45,2
Templado semiárido	148,371	23,2
Cálido semihúmedo	5,631	0,9
Cálido árido	165,096	25,8
TOTAL	640,618	100

Nota: Programa de Desarrollo Territorial Indígena 2016.

La descripción de cada tipo climático es la siguiente:

- Frío húmedo: Se presenta en el sector Oeste de la cuenca (3,985 ha, 0,6% de la superficie total), caracterizada por paisajes de montaña media a alta con disección fuerte a moderada, y altitudes que oscilan entre los 1.500 – 2.500 msnm, la temperatura promedio anual es de 16, 5° C, por su parte la precipitación media anual varía entre los 1.100 – 1.400 mm.
- Frío semihúmedo: Este tipo climático caracteriza el sector oeste del Municipio de Entre Ríos conformada generalmente por paisajes de serranías altas con disección fuerte, niveles altitudinales que varían entre 1.000 a 2.000 msnm, se desarrolla en 24,312 ha de superficie (3,8 % del área total). La temperatura media anual fluctúa entre 17 °C y lluvias anuales alrededor de los 800 mm.
- Templado húmedo: Se localiza al extremo sur del Municipio de Entre Ríos, concretamente al norte del río Tarija, sud del cerro Buey Muerto con 3,957 ha de superficie (0,6 % del territorio municipal), caracterizado por paisajes de serranías medias y parte de valles coluvio aluvial, alcanzando alturas de 501 a 1.500 msnm;

presenta un clima templado húmedo, con temperaturas entre los 21 °C y precipitaciones que oscilan entre los 1.300 a 1.400 mm por año.

- Templado semihúmedo: Esta unidad climática caracteriza una amplia faja del Municipio de Entre Ríos, desde el extremo noroeste hacia el sud; representa un área de 289,267 ha (45,2% de la superficie total), caracterizando una serie de paisajes de montañas y serranías altas, colinas medias a bajas, además se encuentra paisajes de valles. Las altitudes oscilan entre los 500 – 2.500 msnm, la temperatura promedio anual es de 19 °C, por su parte la precipitación media anual varía entre los 900 – 1.800 mm.
- Templado semiárido: Este clima caracteriza una extensión de 148,371 ha (23,2 % del área total) en el extremo oeste, concretamente en las comunidades de Canaletas Centro, Piedra Larga, Trancas, sud de Hoyadas y centro este extendiéndose hacia el noroeste hasta la unión de los ríos Pilaya y Pilcomayo, constituida por paisajes de montañas altas, serranías y colinas medias a bajas, y llanuras de piedemonte; los rangos altitudinales varían desde los 501 a 3500 msnm, lo que determina temperaturas de 18 a 22 °C, mientras que la precipitación media anual varía entre los 500 y 1.100 mm.
- Cálido semihúmedo: Esta unidad climática caracteriza el extremo sud del Municipio de Entre Ríos con una superficie de 5,631 ha (0,9 % de la superficie total), constituida generalmente, por paisajes de colinas medias y valles coluvio aluvial, con altitudes que oscilan entre los 501 – 1000 msnm; la temperatura promedio anual es de 21,5 °C. Por su parte, la precipitación media anual varía entre los 1.100 – 1.200 mm.
- Cálido árido: Se expande por el sector este hacia el noroeste del Municipio formado generalmente por paisajes de serranías, colinas medias y llanuras de piedemonte, con niveles altitudinales que varían entre 500 a 1.500 msnm, se extiende en 165096 ha de superficie (25,8 % del área total). La temperatura media anual fluctúa entre 21 y 23 °C, mientras que la precipitación varía entre 500 a 800 mm.

Dado que Suaruro se encuentra ubicado en el Este del Municipio de Entre Ríos, éste cuenta con un clima templado semihúmedo.

1.4.2.4.VIENTOS

Suaruro normalmente tiene los vientos más fuertes en los meses de agosto a noviembre, y regularmente en la época lluviosa, las precipitaciones generalmente llegan precedidas por fuertes vientos.

En general, los vientos son relativamente moderados, de acuerdo a los datos registrados la velocidad media anual es de 6,5 km/hora, con una dirección Norte; mientras que en la época de mayor incidencia las velocidades oscilan desde 7,6 a 10,3 km/hora (agosto - noviembre). En la época de menor incidencia la velocidad media es de 4,5 a 6,7 km/hora (diciembre - julio), la velocidad máxima registrada es de 10,3 km/hora en el mes de septiembre.

Los vientos normales no causan ningún daño a la población, y ganado; sin embargo, ocasionalmente produce el acame a los cultivos de maíz. La dirección predominante es hacia el Norte, aunque como ya se ha señalado existen los surazos que tienen dirección de Sureste a Noreste.

1.4.3. ASPECTOS ECONÓMICOS

La principal actividad económica de las familias campesinas del Municipio de Entre Ríos es la agricultura en sus rubros principales como ser la producción del maíz con el 86%, luego está el maní con 5%, el cultivo de cítricos en 6%, sandía en 2% y en menor proporción los otros principales cultivos.

1.5. ALCANCE

1.5.1. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Para el desarrollo del presente proyecto, se considera analizar las siguientes alternativas sobre el diseño estructural del mismo:

- a) Cimentación
 - Zapata aislada
 - Zapata corrida
 - Losa de cimentación
- b) Estructura
 - Estructura de madera

- Estructura de acero
- Estructura de hormigón
- c) Losa
 - Losa maciza
 - Losa reticulada en dos direcciones
 - Losas aligeradas a base de vigueta y bovedilla unidireccional
- d) Muro
 - Muro de ladrillo
 - Muro de hormigón
- e) Cubierta
 - Cubierta metálica
 - Cubierta de madera
 - Cercha tipo Howe
 - Cercha tipo Pratt

Es así que analizando las alternativas y respetando el diseño arquitectónico previamente definido y provisto por el Municipio de Entre Ríos, se eligen las siguientes alternativas:

- a) Para la cimentación se opta por la utilización de zapatas aisladas y corridas de acuerdo a los resultados de los estudios de suelos y análisis de solicitaciones que se vayan a analizar posteriormente en la ingeniería del proyecto.
- b) Se opta por una estructura aporticada de hormigón armado, debido a que en comparación a las estructuras de madera éstas tienen mayor resistencia mecánica y física, además frente a las estructuras de acero que son de difícil acceso y elevado costo, las estructuras de hormigón armado pueden ser fabricadas con materiales de fácil acceso además de ser más económicas.
- c) Para la selección del tipo de losa se opta por losas aligeradas a base de vigueta y bovedilla en una dirección, debido a que los materiales para la elaboración de la misma son de fácil acceso además de requerir métodos constructivos sencillos.

- d) Se prefiere la utilización de muros de ladrillo por su bajo peso frente a los de hormigón, además de su facilidad de elaboración.
- e) De acuerdo a los planos arquitectónicos, la cubierta de la estructura debe ser de cerchas metálicas, en base a este parámetro la cubierta a diseñarse será metálica, el tipo de cercha a utilizarse se definirá en la idealización de la estructura, eligiendo así el más óptimo. Los perfiles a emplearse para la cubierta son de acero conformado.

1.5.2. RESULTADOS A LOGRAR

Mediante la elaboración del proyecto se pretende alcanzar:

- Recopilación y análisis de la información técnica sobre el lugar de emplazamiento, como es la topografía y planos arquitectónicos.
- Realizar un estudio de suelo para poder caracterizarlo mediante la obtención de sus propiedades físico- mecánicas y su capacidad portante.
- Formular el análisis de cargas.
- Determinar el tipo de cimentaciones que la estructura necesite.
- Realizar el diseño estructural con los respectivos planos estructurales para el Centro Productivo Suaruro del Municipio de Entre Ríos Distrito I.
- Elaborar las especificaciones técnicas con los métodos constructivos a utilizarse para los módulos: Actividades preliminares, obra gruesa y obra fina.
- Efectuar los cálculos métricos del proyecto para así elaborar precios unitarios y el presupuesto general del proyecto para los módulos: Actividades preliminares, obra gruesa y obra fina.
- Llevar a cabo la planificación y programación del proyecto tres módulos: Actividades preliminares, obra gruesa y obra fina.
- El desarrollo del presente proyecto no contempla el diseño de las instalaciones eléctricas, hidrosanitarias y gas.

1.5.3. APORTE ACADÉMICO

El aporte académico que el desarrollo del proyecto representa es:

“El análisis de segundo orden de los efectos de esbeltez en una columna esbelta mediante la amplificación de momentos para la columna más solicitada de los galpones que contiene el proyecto.”

El desarrollo del aporte académico se lo realizará mediante normativa ACI318S debido a que la normativa CBH87 no recomienda el uso de columnas esbeltas.

El aporte académico se limita a la obtención del volumen de hormigón armado para la columna esbelta analizada.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Un “Centro Productivo” es un espacio cuya función es la capacitación, asistencia técnica, innovación y transferencia tecnológica, dentro del ámbito artesanal, agroindustrial, manufacturero e industrial, en los procesos de producción, gestión y comercialización.

El proyecto comprende el diseño estructural de un Centro Productivo en la comunidad de Suaruro para beneficiar a los productores agrícolas del Distrito I del Municipio de Entre Ríos del departamento de Tarija.

El centro productivo cuenta con áreas para el almacenamiento de la producción agrícola, casilleros, vestidores y zonas que prevén la higiene de los trabajadores, un comedor, cocina con sus dependencias, áreas para la selección de la producción que posteriormente puede ser directamente vendida o procesada en la zona de producción de mermeladas y ates, además de contar con espacios destinados a la capacitación de los beneficiarios y las respectivas oficinas que este centro pueda contar. Vale mencionar que el proyecto contempla espacios para el ingreso de camiones que puedan transportar la producción y un estacionamiento de automóviles.

2.2. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

Un diseño arquitectónico implica un conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos utilizados para plasmar el diseño de una edificación, antes de ser construido.

Para el presente proyecto el diseño arquitectónico fue elaborado y proporcionado por el cuerpo técnico del Gobierno Municipal de Entre Ríos. Los documentos proporcionados son planos con vista en planta y cortes del Centro Productivo. (Ver Plano 1, 2 y 3).

2.3. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Un levantamiento topográfico es el conjunto de actividades que se realizan en el campo con el objeto de capturar la información necesaria que permita determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno, ya sea directamente o mediante un proceso de cálculo, con las cuales se obtiene la representación gráfica del terreno levantado, el área y volúmenes de tierra cuando así se requiere. “Es el proceso de medir, calcular, y dibujar para determinar la posición relativa de los puntos que conforman una

extensión de tierra”. Torres Nieto y Villate Bonilla. (2001). Topografía. Bogotá Colombia. Editorial Norma.

Existen diferentes tecnologías para llevar a cabo un levantamiento topográfico, en el presente proyecto se utiliza el GPS y la Estación Total.

2.3.1. SISTEMA DE POSICIONAMIENTO GLOBAL (GPS)

El GPS es el sistema que hace uso de un conjunto de satélites ubicados en el espacio agrupados en forma de constelaciones. Actualmente, se conocen las siguientes constelaciones: NAVSTAR (americano), GLONASS (ruso) y GALILEO (europeo).

2.3.2. ESTACIÓN TOTAL

Una estación total es el instrumento que integra en un solo equipo las funciones realizadas por el teodolito electrónico, un medidor electrónico de distancias y un microprocesador que realiza los cálculos necesarios para determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno. Permite la obtención promedio de mediciones múltiples angulares y de distancias, corrección electrónica de distancias, corrección electrónica de distancias por constantes de prisma, presión atmosférica y temperatura, correcciones por curvatura y refracción terrestre, reducción de la distancia inclinada a sus componentes horizontal y vertical, así como el cálculo de coordenadas de los puntos levantados.

Para realizar un levantamiento topográfico con una Estación Total, se debe posicionar y nivelar el equipo en un determinado punto, para luego orientarlo conociendo las coordenadas de dicho punto mediante el GPS. Para la medición de distancias el distanciómetro electrónico incorporado en la Estación Total calcula la distancia de manera indirecta en base al tiempo que tarda la onda electromagnética en viajar de un extremo a otro de una línea y de regreso.

En el campo una vez orientado y configurado debidamente el equipo en el punto deseado para medir la distancia a otro punto u obtener las coordenadas de otro punto, se debe situar en este nuevo punto deseado el reflector o prisma, sin que exista obstáculos visuales con la Estación Total.

Los prismas son circulares, de cristal óptico de alta calidad, fabricados observando estrictas tolerancias y viene acompañados de un conjunto de accesorios como porta prismas, soportes de prismas, bases nivelantes, trípodes, balizas o bastones para prismas.

2.4. ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos realizado es una exploración subsuperficial; es decir, es un proceso para la identificación de los estratos de depósitos que subyacen bajo una estructura propuesta y sus características físicas. El estudio de suelos permite conocer las características físicas, mecánicas y geológicas del suelo desde la secuencia litológica, las diferentes capas y su espesor, la profundidad del nivel del agua subterránea, hasta la capacidad de resistencia de un suelo o una roca.

Para la exploración subsuperficial se debe considerar las diferentes etapas que ésta implica, como ser la recolección de información preliminar, el reconocimiento y la investigación del emplazamiento.

- Recolección de información preliminar: Esta etapa incluye obtener información respecto al tipo de estructura que se construirá y su uso general. Para la construcción de edificios deben conocerse las cargas aproximadas y el espaciamiento de las columnas, así como el reglamento local de construcción y los requisitos para el sótano.
- Reconocimiento: implica hacer inspección visual del emplazamiento para obtener información sobre: la topografía general del emplazamiento, evidencia de deslizamientos de taludes y de grietas de contracción profundas y amplias a intervalos espaciados regularmente puede ser una indicación de un suelo expansivo, la estratificación del suelo en cortes profundos, el tipo de vegetación en el emplazamiento, el cual puede indicar la naturaleza del suelo, huellas de niveles altos de agua en edificios y estribos de puentes cercanos, los niveles del agua freática, los cuales se pueden determinar observando pozos cercanos, los tipos de construcciones vecinas y la existencia de grietas en paredes u otros problemas, la naturaleza de la estratificación y las propiedades físicas de suelos cercanos también se pueden obtener de reportes disponibles de la exploración del suelo de estructuras existentes.

- Investigación del emplazamiento: consiste en planear, efectuar sondeos de prueba y recolectar muestras del suelo a intervalos deseados para su observación subsiguiente y pruebas de laboratorio. La profundidad mínima aproximada requerida de los sondeos debe ser determinada. La profundidad se puede cambiar durante la operación de perforación, dependiendo del subsuelo encontrado. Para determinar la profundidad mínima aproximada de perforación, los ingenieros se basan en las reglas establecidas por la American Society of Civil Engineers (1972) que para edificios ligeros de acero o estrechos de concreto indica:

$$\frac{D_b}{S^{0,7}} = a$$

Donde:

D_b : profundidad de perforación

S: número de pisos

$a=3$ si “ D_b ” está en metros.

Para el espaciamiento de las perforaciones no existen reglas fijas. En la tabla 2.1 se indican algunas directrices generales. El espaciamiento se puede incrementar o disminuir, dependiendo de la condición del subsuelo.

Tabla 2.1.

Espaciamiento aproximado de las perforaciones.

Tipo de proyecto	Espaciamiento (m)
Edificios de muchos pisos	10-30
Plantas industriales de un piso	20-60
Carreteras	250-500
Subdivisión residencial	250-500
Presas y diques	40-80

Nota: Braja M., D. (2013). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (4a. Ed.). México. Cengage Learning.

Los estudios a realizarse para determinar las características del suelo son: granulometría, límites de Atterberg, clasificación de suelos y ensayo de penetración estándar.

2.4.1. GRANULOMETRÍA

La granulometría consiste en el análisis mecánico para determinación de la gama de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresados como un porcentaje del peso seco total (o masa). Existen dos métodos para encontrar la distribución de tamaño de partícula de suelo:

- Análisis de tamiz: para tamaños de partículas mayores de 0,075 mm de diámetro. Este consiste en agitar la muestra de suelo mediante un conjunto de tamices que tienen aberturas más pequeñas progresivamente. Los números estándar de tamiz y los tamaños de las aberturas son especificados en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2.

Tamaños estándar de tamices.

Malla No.	Abertura (mm)
4	4,75
6	3,35
8	2,36
10	2
16	1,18
20	0,85
30	0,6
40	0,425
50	0,3
60	0,25
80	0,18
100	0,15
140	0,106
170	0,088
200	0,075
270	0,053

Nota: Braja M., D. (2013). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (4a. Ed.). México. Cengage Learning.

Para llevar a cabo un análisis granulométrico, se debe primero secar al horno el suelo y luego romper todos los grumos en pequeñas partículas, para posteriormente agitar el suelo a través de una serie de tamices con aberturas de tamaño decreciente de arriba hacia abajo.

Después de tamizar el suelo, se determina la masa de suelo retenido en cada tamiz. Para el caso de suelos cohesivos, romper los terrones en partículas individuales puede ser complicado, por lo que es ideal mezclarlo con agua para formar una suspensión y después lavarse a través de los tamices. Las porciones retenidas en cada tamiz se recogen por separado y se secan al horno antes de medir la cantidad recogida en cada tamiz.

Para el cálculo de un análisis granulométrico, se debe determinar la masa de suelo retenida en cada tamiz, y la masa total de la muestra de suelo; luego sumar la masa acumulada de suelo retenida por encima de cada tamiz, determinar la masa de suelo que pasa cada tamiz y el porcentaje de suelo que pasa cada tamiz.

Una vez que se obtenga el porcentaje de suelo que pasa cada tamiz, los cálculos son representados en papel gráfico semilogarítmico con el porcentaje de suelo que pasa en la ordenada (escala aritmética) y el tamaño de la abertura del tamiz en la abscisa (escala logarítmica).

Esta representación gráfica de los resultados se conoce como curva de distribución de tamaño de partícula.

- Análisis de hidrómetro: para tamaños de partículas más pequeñas que 0.075 mm de diámetro. El análisis de hidrómetro se basa en el principio de la sedimentación de los granos del suelo en agua. Cuando una muestra de suelo se dispersa en agua, las partículas se depositan a diferentes velocidades, en función de su forma, tamaño y peso. Por simplicidad, se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas del suelo puede ser expresada por la ley de Stokes.

2.4.2. LÍMITES DE ATTERBERG

Los límites de Atterberg son ensayos de laboratorio normalizados que permiten obtener los límites del rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene en estado plástico. Con ellos, es posible tipificar el suelo en la Clasificación Unificada de Suelos (SUCS).

Para efectuar los límites de Atterberg se trabaja con todo el material menor que la malla #40 (0,42 mm). Esto quiere decir que no solo se trabaja con la parte fina del suelo (< malla #200), sino que se incluye igualmente la fracción de arena fina.

En sí, por una base arbitraria dependiendo del contenido de humedad, la naturaleza del comportamiento del suelo puede ser dividido en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido.

Existen diferentes factores que afectan la plasticidad de los suelos y las constantes de Atterbeg:

- Contenido de arcilla: un incremento en el porcentaje de arcilla produce un aumento en ambos límites de plasticidad en la escala de humedad y consecuente aumento en el número de plasticidad.
- Naturaleza de los minerales del suelo: los minerales que tienen una estructura laminar, muestran plasticidad cuando son pulverizados. El cuarzo y feldespatos no tienen una estructura laminar y, por lo tanto, no desarrollan plasticidad, como es el caso de las arenas.
- Composición química del coloide y contenido de materia orgánica.

2.4.3. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los suelos con propiedades similares pueden ser clasificados en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas y su comportamiento para la ingeniería.

Existen dos sistemas de clasificación de suelos: American Association of State Highway Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

2.4.3.1. SUCS

El Sistema Unificado de Clasificación se presenta en la Tabla 2.3 y clasifica los suelos en dos grandes categorías:

- Suelos de grano grueso que son de grava y arena en estado natural con menos de 50% que pasa a través del tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de G o S. G es para el suelo de grava o grava, y S para la arena o suelo arenoso.
- Suelos de grano fino con 50% o más que pasa por el tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de M, que es sinónimo de limo

inorgánico, C para la arcilla inorgánica y O para limos orgánicos y arcillas. El símbolo Pt se utiliza para la turba, lodo y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos que también se utilizan para la clasificación son:

W: bien clasificado P: mal clasificado L: baja plasticidad (LL<50)
H: alta plasticidad (LL>50)

Tabla 2.3.

Sistema unificado de clasificación de suelo.

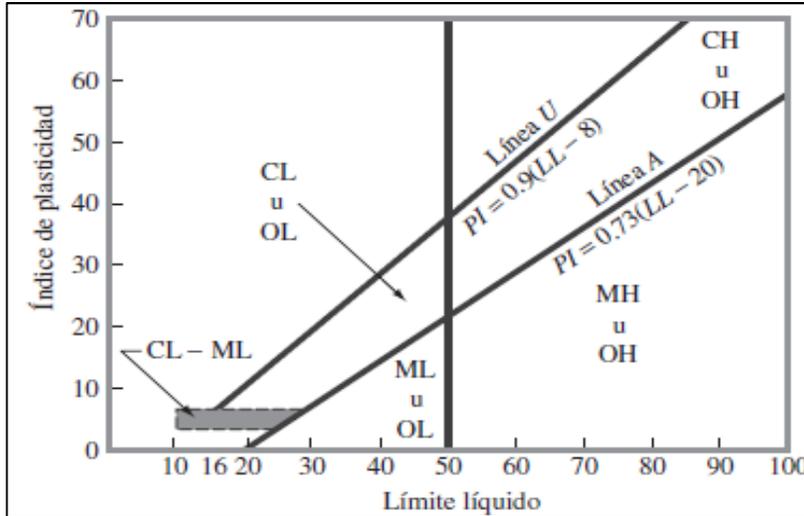
Criterio para la asignación de símbolos de grupo			Simbolos de grupo
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz número 200	Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz número 4	Gravas limpias $C_u > 4$ y $1 < C_c < 3^a$	GW
		Menos de 5% finas ^b $C_u > 4$ y $1 > C_c > 3^c$	GP
		Gravas con limos Más de 12% finas	GM GC
	Arenas 20% o más de la fracción gruesa para el tamiz número 4	Arenas limpias Menos de 5% finas ^b $C_u > 6$ y $1 < C_c < 5^c$	SW
		Arenas con limos Más de 12% finas ^d $PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (Figura 6)	SM
		Arenas con arcillas Más de 12% finas ^e $PI > 7$ o gráficos en o por encima de línea "A" (Figura 6)	SC
Suelos de arena fina 50% o más para el tamiz número 200	Limos y arcillas Límite líquido mayor que 50	Inorgánicos $PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (Figura 6) $PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (Figura 6)	CL ML
		Orgánicos Límite líquido menor que 50, $U_c > 0,75$, Ver figura 6 y zona O.	OL
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico Gráficos PI por debajo de línea "A" (Figura 6)	CL MH
		Orgánico Límite líquido menor que 50, $U_c > 0,75$; Ver figura 6; zona O	OH
Suelos altamente orgánicos	Materia orgánica principalmente, este oscura y orgánica		PT

^a Gravas con 5 a 12% de finas requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.
^b Arenas con 5 a 12% de finas requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.
^c $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$; $C_c = \frac{(D_{40})^2}{D_{10}D_{60}}$
^d Si 4-8PI% y gráficos en la zona arriba en la figura 6, se usa doble símbolo GC, GM o SC, SM.
^e Si 4-8PI% y gráficos en la zona arriba en la figura 6, se usa doble símbolo CL-ML.

Nota: Braja M., D. (2013). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (4a. Ed.). México. Cengage Learning.

Figura 2.1.

Gráfica de plasticidad.



Nota: Braja M., D. (2013). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (4a. Ed.). México. Cengage Learning.

2.4.4. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) permite obtener el número de golpes por pie de penetración (N), con el 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 llevan a laboratorio para efectuar los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio. La capacidad de carga admisible puede calcularse a partir de “N”, utilizando cualquiera de las teorías plenamente estudiadas o bien por fórmulas empíricas, también para efectuar el cálculo se debe considerar el tipo de suelo encontrado en la exploración. Además de la capacidad de carga admisible (presión admisible del suelo), la información de campo, los resultados de laboratorio y los cálculos que se realizan, permiten definir el tipo de cimentación y el nivel de desplante de la cimentación.

El procedimiento consiste en hincar un muestreador partido de 45 cm de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un martillo de 63,5 kg, que se deja caer libremente desde una altura de 76 cm, para penetrar cada 15 cm; cuando se haya penetrado la profundidad deseada, se debe detener el conteo registrando el número de

golpes necesarios El valor normalizado de penetración N para 30 cm, se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados.

Se dice que la muestra se rechaza si N es mayor de 50 golpes y/o no hay avance luego de 10 golpes.

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

Con el valor de N de campo se puede determinar: la capacidad portante del suelo, la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad, el coeficiente de balasto, el ángulo de fricción interna. Se debe realizar algunas correcciones que hacen variar ligeramente el valor de N_f de campo. El valor nuevo se le llama N corregido o estándar (N_s)

$$N_s = N_f + C_N + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4 + \eta_5$$

C_N = Corrección por sobre capa.

η_1 = Factor de ajuste = ER/ERs.

η_2 = Factor de ajuste por longitud de las barras de perforación.

η_3 = Factor de ajuste por el revestimiento del toma muestra.

η_4 = Factor de ajuste por el diámetro del toma muestra.

η_5 = Factor de ajuste por nivel freático.

Therzagui 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.

Tabla 2.4.

Relación de resistencia para las arcillas.

Nº	CONSISTENCIA DE LA ARCILLA	RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE
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

Nota: Braja M., D. (2013). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (4a. Ed.). México. Cengage Learning.

Además, existe las siguientes relaciones:

Tabla 2.5.

Relación de resistencia para las 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

Nota: Braja M., D. (2013). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (4a. Ed.). México. Cengage Learning.

El laboratorio de Suelos y Hormigones de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho tiene ábacos de relación de resistencias para diferentes tipos de suelos (Ver ANEXO 2).

2.5. HORMIGÓN ARMADO

El hormigón armado es el hormigón en masa reforzado con barras de acero. El hormigón en masa posee una buena resistencia a compresión, pero tiene muy escasa resistencia a tracción, es por eso que se lo refuerza con barras de acero. En conjunto resiste los distintos esfuerzos que generan las obras civiles.

2.5.1. HORMIGÓN

El hormigón es una roca artificial obtenida de la mezcla de cemento portland, agregados pétreos inertes, agua y algunas veces aditivos químicos para mejorar algunas o varias características del cemento, que endurece por reacción química exógena que se produce entre el cemento y el agua. Iriarte M. y Suarez R. (2012). Hormigón Estructural. Santa Cruz. Bolivia. SEICAMP.

2.5.1.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

2.5.1.1.1. RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN

La resistencia a compresión simple del hormigón es su característica más importante, la cual se obtiene mediante el ensayo de probetas, según métodos operatorios normalizados. “ f_{ck} ” es el valor que presenta un grado de confianza del 95%, es decir, que tiene una probabilidad de 0,95 de que se presenten valores

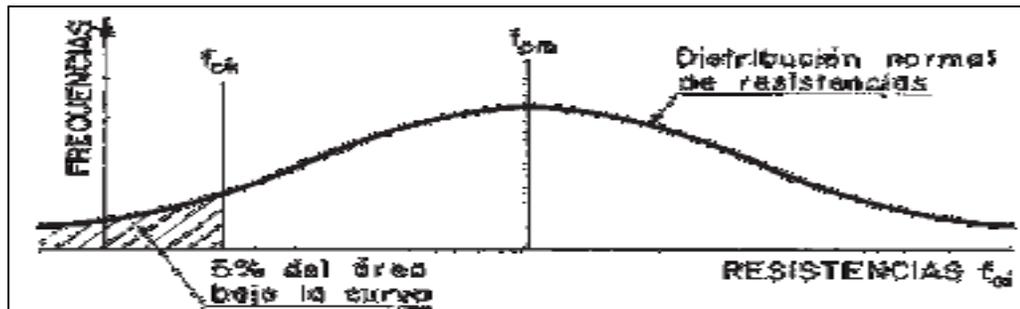
individuales de resistencia de probetas más altos que “ f_{ck} ”. La definición dada puede ser expresada por la siguiente ecuación y la figura 2.2:

$$f_{ck} = f_{cm}(1 - 1,64\delta)$$

Donde “ f_{cm} ” es la resistencia media y “ δ ” coeficiente de variación de resistencias.

Figura 2.2.

Definición de resistencia de característica (f_{ck}).



Nota: Jimenez Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (2009). Hormigón Armado. (15va. Ed.). Barcelona. Gustavo Gili.

La resistencia de proyecto, f_{ck} del hormigón, en ningún caso será inferior a 12,5 MPa.

2.5.1.1.2. RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A TRACCIÓN

Para obtener este valor existen tres formas: por flexotracción, por hendimiento y por ensayo directo de tracción axial. Si no se dispone de resultados de ensayos, podrá admitirse que la resistencia característica a tracción $f_{ct,k}$ viene dada en función de la resistencia a compresión de proyecto, f_{ck} .

$$f_{ct,k} = 0,21 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Donde “ $f_{ct,k}$ ” y “ f_{ck} ” están expresados en MPa.

2.5.1.1.3. RESISTENCIA DE CÁLCULO

La resistencia de cálculo o diseño del hormigón (“ f_{cd} ” para compresión y “ $f_{ct,d}$ ” para tracción) es el valor de la resistencia características de proyecto correspondiente, dividida por un coeficiente de minoración “ γ_c ”.

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

Donde:

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

γ_c = coeficiente de minoración o coeficiente de seguridad del hormigón.

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

H12,5; H15; H17,5; H20; H25; H30; H35; H40; H45; H50; H55

A fin de no usar aceros de resistencia muy alta con hormigones de baja resistencia, la resistencia de proyecto del hormigón f_{ck} , no será menor que la indicada en la tabla siguiente, en función del tipo de acero según Tabla 2.6.

Tabla 2.6.

Resistencia del hormigón en función del tipo de acero.

Tipo de Acero	Solicitación	Valor mínimo de la resistencia de proyecto del hormigón a los 28 días, f_{ck} , en MPa	Tipo de hormigón
AH 215L	Estática	12,5	H 12,5
AH 400	Estática	15	H 15
	Dinámica	20	H 20
AH 500	17,5	17,5	H 17,5
	Dinámica	20	H 20
AH 600	Estática	20	H 20
	Dinámica	20	H 20

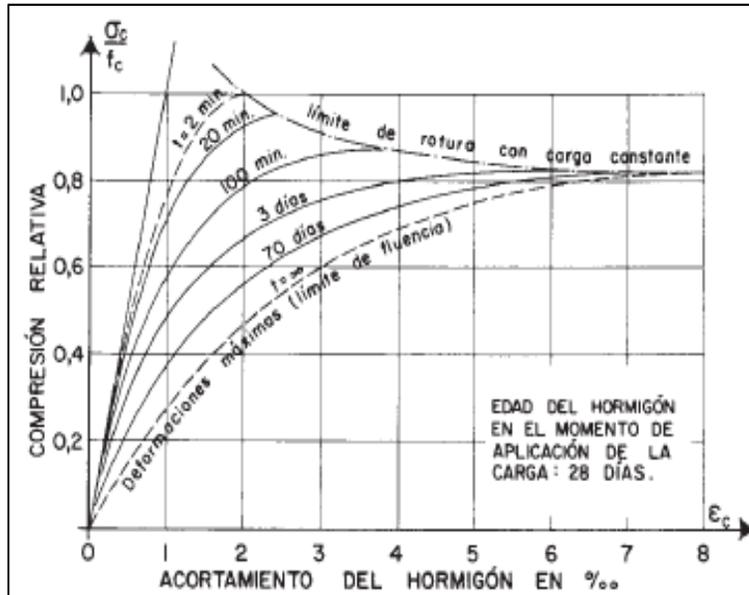
Nota: Jimenez Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (2009). Hormigón Armado. (15va. Ed.). Barcelona. Gustavo Gili.

2.5.1.1.4. DIAGRAMA TENSIÓN- DEFORMACIÓN

El diagrama real, tensión-deformación del hormigón presenta una parte inicial sensiblemente rectilínea y otra final parabólica, como se muestra en las figuras 2.3 y 2.4.

Figura 2.3.

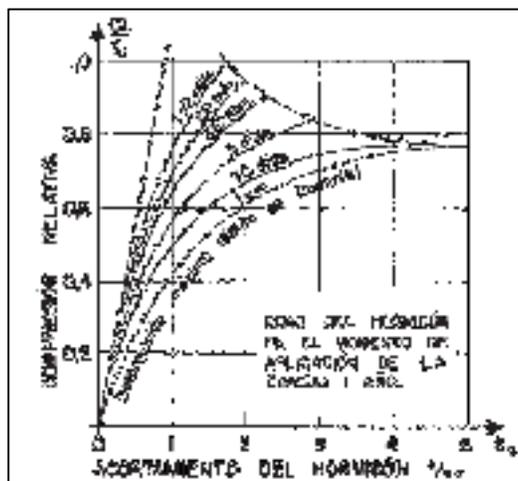
Diagramas $\sigma - \epsilon$ de un hormigón de 28 días de edad (los valores numéricos son meramente indicativos)



Nota: Jimenez Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (2009). Hormigón Armado. (15va. Ed.). Barcelona. Gustavo Gili.

Figura 2.4.

Diagramas $\sigma - \epsilon$ de un hormigón de un año de edad (los valores numéricos son meramente indicativos)



Nota: Jimenez Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (2009). Hormigón Armado. (15va. Ed.). Barcelona. Gustavo Gili.

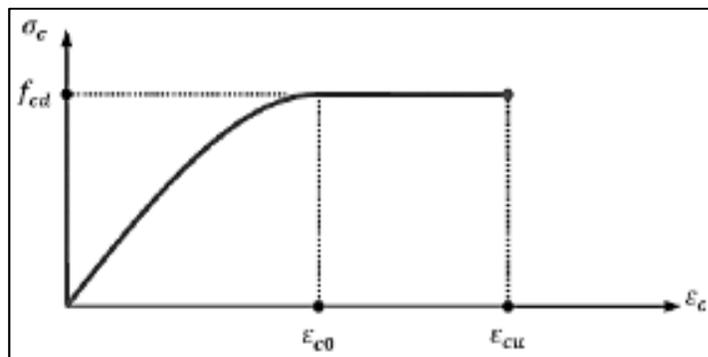
Por la naturaleza de los constituyentes y la velocidad de deformación, la abscisa correspondiente a la máxima ordenada está comprendida entre 2 por mil y 2,5 por mil, el acortamiento último ϵ_{cu} , oscila alrededor de 3,5 por mil y la tensión última σ_{cu} , está comprendida entre $0,75 f_c$ y $0,85 f_c$.

Dada la dificultad de la determinación del diagrama real, para la tensión deformación del hormigón a nivel de valores de cálculo, en la práctica se utiliza diagramas simplificados: diagrama parábola- rectángulo y diagrama rectangular.

- DIAGRAMA PARÁBOLA- RECTÁNGULO: es una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo, ver Figura 2.5.

Figura 2.5.

Diagrama de cálculo tensión- deformación.



Nota: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87. (1987). Bolivia. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

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 $0,85 f_{cd}$. La ecuación de la parábola es:

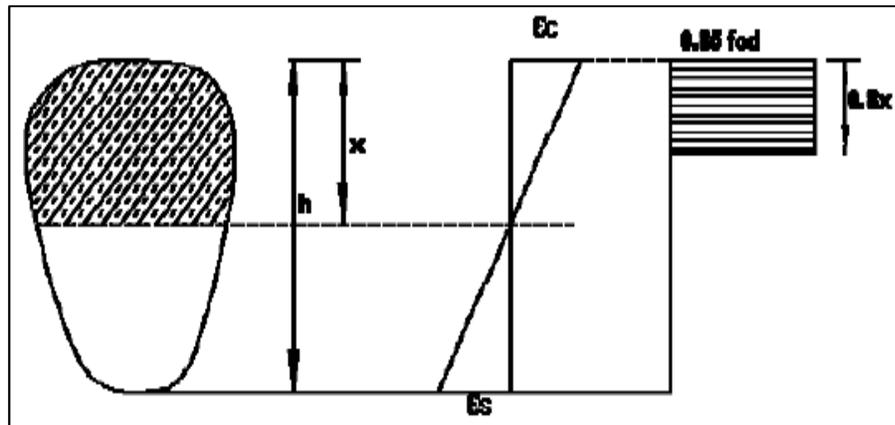
$$\sigma_c = 850 f_{cd} * \epsilon_c (1 - 250 \epsilon_c)$$

ϵ_c = expresado en fracción decimal.

- DIAGRAMA RECTANGULAR: Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a $0,80 x$, siendo “x” la profundidad del eje neutro y el ancho $0,85 “f_{cd}”$, ver figura 2.6.

Figura 2.6.

Diagrama rectangular del hormigón.



Nota: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87. (1987). Bolivia. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

2.5.2. ACERO

Las armaduras utilizadas en el hormigón armado deben ser de acero y pueden ser barras lisas, barras corrugadas o mallas electrosoldadas.

Los diámetros nominales en milímetros de las barras lisas y corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en cm^2 que se indican en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7.

Diámetro y áreas de aceros.

Diámetro en mm	4	6	8	10	12	16	20
Área en cm^2	0,13	0,28	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14
Diámetro en mm	25	32	40	50			
Área en cm^2	4,91	8,04	12,57	19,64			

Nota: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87. (1987). Bolivia. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

Las barras de acero a utilizarse no deberán presentar defectos superficiales, grietas ni sopladuras. Además, se prohíbe la utilización de barras lisas trefiladas como armaduras para hormigón armado, excepto como componentes de mallas electrosoldadas.

Entre las características mecánicas más importantes para la definición de un acero está la resistencia, el límite elástico, la relación entre los dos valores mencionados, el alargamiento y la aptitud al doblado-desdoblado. Las dos primeras características califican al acero desde el punto de vista resistente y las tres últimas desde el punto de vista de sus cualidades plásticas.

La resistencia, el límite elástico, la relación entre estos dos mencionados y el alargamiento se determinan mediante el ensayo de tracción.

2.5.2.1.BARRAS CORRUGADAS

Las barras corrugadas son de sección circular obtenida por fabricación de laminación en caliente, cuyo fin es el hormigón armado; es una barra con nervios longitudinales (a lo largo) y con resaltes perpendiculares o inclinados con respecto a su eje, los cuales tienen como propósito aumentar la adherencia del acero con el hormigón, debido a la mayor superficie de contacto desarrollada. Estas deben cumplir con las especificaciones que señalan el límite de fluencia, resistencia a la tracción y su alargamiento; las barras se identifican por su diámetro, que son expresadas en pulgadas o en milímetros, las longitudes más usuales son de 9 y 12 metros de largo.

Se considera como límite elástico f_y del acero, al valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0,2%; para la utilización como armaduras de Hormigón el acero debe cumplir lo siguiente:

- Carga unitaria de rotura del acero (f_s) comprendida entre 330 y 490 MPa.
- Límite elástico f_y igual o superior a 215 MPa.
- Alargamiento de rotura, en tanto por ciento. Medido sobre base de 5 diámetros, igual o superior a 23.
- Ausencia de grietas después del ensayo de doblado simple a 180°.
- Ausencia de grietas después del ensayo doblado - desdoblado a 90°.

Además, las barras deben cumplir las características mecánicas mínimas especificadas en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8.

Características mecánicas mínimas de barras corrugadas.

DESIGNACIÓN (1)	CLASE DE ACERO	LIMITE ELÁSTICO f_y , EN MPa NO MENOR QUE	CARGA UNITARIA DE ROTURA f_s , EN MPa NO MENOR QUE (2)	ALARGAMIENTO DE ROTURA, EN % SOBRE BASE DE DIÁMETROS NO MENOR QUE	RELACION f_s/f_y , EN ENSAYO NO MENOR QUE
AH 400 N	D.N.	400	520	16	1,29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1,10
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,20
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,10
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,10

(1) AH = acero para hormigón (DN=dureza natural. EF=estirado en frío)
(2) Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal
(3) Relación mínima, admisible, entre los valores de la carga unitaria de rotura y del límite elástico, obtenidos en cada ensayo.

Nota: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87. (1987). Bolivia. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

2.5.2.2.RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL ACERO

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

2.5.2.3.RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO

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

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

Donde f_{yk} = límite elástico del proyecto y γ_s = coeficiente de minoración.

2.5.2.4.MODULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL

Para todas las armaduras tratadas en la presente norma, como módulo de deformación longitudinal, se tomará:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

2.5.2.5.COEFICIENTE DE DILATACIÓN TÉRMICA

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomará igual al del hormigón, es decir: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$, por grado centígrado.

2.5.3. ADHERENCIA ENTRE EL HORMIGÓN Y EL ACERO

La adherencia hormigón- acero es la responsable del funcionamiento del hormigón armado estructural y cumple fundamentalmente dos objetivos:

- Asegurar el anclaje de las barras.
- Transmitir las tensiones tangentes periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

2.5.4. DISPOSICIÓN DE LAS ARMADURAS

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

Las armaduras longitudinales tienen por objeto, bien absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o a tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se disponen para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para zunchar las zonas de hormigón comprimido y asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

2.5.4.1. DOBLADO DE LAS ARMADURAS

Las barras del hormigón armado deben doblarse con radios más amplios de los utilizados en dicho ensayo, para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona del codo.

Las operaciones de doblado deben efectuarse en frío y a velocidad moderada.

2.5.4.2. 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 éste es capaz de movilizar toda su capacidad mecánica sin peligro para el hormigón.

Un anclaje adecuado es fundamental para el buen comportamiento frente a la rotura de los elementos de hormigón armado, ya que de él depende que las barras puedan trabajar a la tensión necesaria.

2.5.4.3. EMPALME DE ARMADURAS

Los empalmes de las barras pueden efectuarse mediante: solapo, soldadura o manguito u otros dispositivos.

Se deben evitar los empalmes de las armaduras; de ser necesarios, conviene que queden alejados de las zonas en que las armaduras trabajen a su máxima carga.

De igual manera, se recomienda alejar entre sí los empalmes de las distintas barras de una misma armadura, de modo que sus centros queden separados, en la dirección de las barras.

2.6. IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La idealización de la estructura consiste en considerar una estructura formada por elementos ideales, que facilitan su análisis y cálculo. De esta manera es que los nudos o nodos se consideran como punto, cuando se sabe que cualquier nudo tiene un volumen que representa el encuentro de una viga y una columna. De la misma forma, se considera a las vigas y columnas como barras lineales, sin espesor, aunque se asignen un peso y características geométricas (momento de inercia, altura, etc.). Las losas pasan a ser láminas de espesor infinitesimal, cuando en realidad tienen espesor. Los apoyos son rígidos (o con empotramiento total, que no existe en ningún caso) o móviles (que se da en los apoyos de puentes, aunque siempre existe un coeficiente de roce inicial con un valor que puede ser más o menos apreciable).

A los materiales también se los considera ideales: el acero es totalmente elástico; el hormigón (en el caso del hormigón armado) lo acompaña perfectamente en sus deformaciones. El producto final resulta de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis con las debidas limitaciones.

2.7. DISEÑO ESTRUCTURAL

El objetivo final del diseño estructural es proveer una estructura segura y económica para satisfacer una necesidad específica. Para lo cual es fundamental conocer la capacidad

resistente de la estructura y así servir sin fallas durante su vida útil, además de incorporar consideraciones de orden económico, debido a que siempre puede haber soluciones alternativas, y para cada una de ellas un óptimo, o costo mínimo, al que se procura llegar. Riddell, R., & Hidalgo, P. (2020). Diseño estructural. Ediciones UC.

Durante el diseño estructural se contemplan las siguientes etapas:

- Estructuración, la cual comprende la definición de la forma, o tipo estructural, incluyendo el material a usar; prevaleciendo así aquella que satisfaga todas las condiciones de seguridad y funcionalidad del proyecto, teniendo el mínimo costo.
- Análisis, comprende la modelación de la estructura y el cálculo de deformaciones y esfuerzos internos de sus elementos,
- Dimensionamiento, o también llamado diseño de elementos, el cual requiere la consideración del tipo de sollicitación (carga axial, flexión, corte, torsión), el comportamiento del elemento frente a tal sollicitación incidiendo en el material a usar y el nivel de seguridad que se adoptará. El diseño no es exclusivamente de un problema de resistencia, ya que esto puede ser controlado por las condiciones de serviciabilidad.

2.7.1. ESTADOS LÍMITE

Una estructura para funcionar y cumplir su función de servicio correctamente debe reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad.

Para ello se habla de Estados Límite, que son aquellas situaciones que la estructura no debe rebasar. Los Estados Límite pueden clasificarse en:

- Estados Límite Últimos (ELU), son los que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura. Lo más importante del material que constituye la estructura es:
 - Equilibrio, caracterizado por la pérdida de estabilidad estática (vuelco, deslizamiento, subpresión, etc.). Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural completo.
 - Agotamiento, caracterizado por el agotamiento resistente de una o varias secciones críticas, sea por rotura o por deformación plástica excesiva. Se estudia respecto a la sección del elemento estructural.

- Pandeo o inestabilidad, sea de una parte o del conjunto de la estructura. Se estudia respecto al elemento estructural o a toda la estructura.
 - Fatiga, caracterizado por la rotura de uno o varios materiales de la estructura, debida al efecto de la fatiga bajo la acción de cargas repetidas. Se estudia respecto a la sección.
 - Anclaje, caracterizado por el cedimiento de un anclaje. La pérdida del anclaje produce un fallo del elemento estructural, fallo que puede prevenirse mediante disposiciones de ejecución adecuadas
- Estados Límite de Servicio (ELS, también llamados Estados 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 dependen de la función que deba cumplir. En estructuras de hormigón armado, los más importantes son los de:
- Deformación, caracterizado por alcanzarse un determinado movimiento (flechas, giros) excesivo 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, en 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 producción en la estructura de vibraciones indeseables de una determinada amplitud o frecuencia. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.
- Estado Límite de Durabilidad (ELD), que corresponde a la duración de la estructura (vida útil). Está relacionado con la necesidad de garantizar una duración mínima (vida útil) de la integridad de la estructura.

2.7.2. ACCIONES

Una acción es cualquier causa capaz de producir estados tensionales en una estructura, en sí es un conjunto de fuerzas concentradas y repartidas y deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente.

Las acciones pueden clasificarse según:

- Su naturaleza: acciones directas o indirectas, siendo las directas fuerzas concentradas o distribuidas y que producen tensiones de forma directa, mientras las indirectas no son fuerzas, sino deformaciones impuestas, capaces de engendrar tensiones si la pieza no puede tomar libremente dichas deformaciones
- Causen o no una aceleración significativa en la pieza o estructura: acciones dinámicas o estáticas. En general, las acciones se consideran estáticas y su posible efecto dinámico se puede tener en cuenta, simplifícadamente, aumentando su magnitud mediante la aplicación de coeficientes apropiados.
- Su variación en el tiempo: en acciones permanentes, variables o accidentales. Las acciones permanentes, G , son aquéllas que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición, como el peso propio de la estructura, la carga muerta y el empuje de tierras; existen también acciones permanentes de valor no constante, G^* , que son aquéllas que actúan en todo momento, pero con valor variable, tales como la retracción y las cargas provocadas por la fluencia. Las acciones variables, Q , varían frecuentemente respecto a su valor medio: cargas de tráfico o de uso, viento, nieve, temperatura, etc. Por último, las acciones accidentales, A , son aquéllas que, siendo de gran importancia, tienen muy baja probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura: impactos, explosiones, avalanchas, tornados, etc.
- Variación en el espacio: en acciones fijas y libres. Las acciones fijas se aplican siempre en la misma posición como el peso propio y las libres cuya posición puede variar como las cargas de uso.

2.7.2.1. HIPÓTESIS DE CARGA

La estructura puede estar en diferentes situaciones (persistente, transitoria o accidental) y dentro de cada una de ellas se pueden producir diferentes combinaciones de acciones (rara, frecuente, cuasipermanente). A su vez, dentro de cada combinación, que matemáticamente se expresa mediante una expresión sumatoria, se pueden producir numerosas hipótesis de carga, todas ellas como consecuencia del desarrollo de la expresión matemática de la combinación.

- En Estados Límites Últimos: la Instrucción española establece las siguientes combinaciones de acciones, todas ellas poco frecuentes:

- o En situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum Y_G * G_K + \sum Y_G * G_K^* + Y_Q * Q_{K1} + Y_Q \sum Q_{r0}$$

Donde:

$\sum Y_G G_K$ = Acciones permanentes G con sus valores característicos ponderados.

$\sum Y_G G_K^*$ = Acciones permanentes no constantes G* con sus valores característicos ponderados.

$Y_Q Q_{K1}$ = Acción variable determinante Q con su valor característico ponderado.

$Y_Q \sum Q_{r1}$ = Acciones variables Q con sus valores representativos de combinación ponderados, $\psi_0 Q_k$.

Los valores de los coeficientes de ponderación γ , según la Instrucción española⁴, son los siguientes:

$\gamma_G = 1$ si el efecto de G_k es favorable, y a 1,35 si es desfavorable.

$\gamma_{G^*} = 1$ si el efecto de G^*_k es favorable, y a 1,5 si es desfavorable.

$\gamma_Q = 0$ si el efecto de Q es favorable, y a 1,5 si es desfavorable.

- o En situaciones accidentales:

$$\sum Y_G * G_K + \sum Y_G * G_K^* + A_K + Y_Q * Q_{r1} + Y_Q \sum Q_{r2}$$

Donde:

A_K = Acción accidental con su valor característico.

$Y_Q Q_{r1}$ = Acción variable determinante Q con su valor representativo frecuente ponderado.

$Y_Q \sum Q_{r1}$ = Acciones variables Q con sus valores representativos cuasipermanentes ponderados.

Los valores de los coeficientes de ponderación γ , según la EHE⁵, son igual a 1 en todos los casos excepto si la sobrecarga es favorable, en cuyo caso su valor es 0.

- En Estados Límites de Servicio: la Instrucción española establece las tres combinaciones siguientes, con carácter general:
 - Poco frecuente: $\Sigma G_k + \Sigma G^*_k + Q_{k1} + \Sigma Q_{r0}$
 - Frecuente: $\Sigma G_k + \Sigma G^*_k + Q_{r1} + \Sigma Q_{r2}$
 - Cuasipermanente: $\Sigma G_k + \Sigma G^*_k + \Sigma Q_{r2}$

2.7.3. BASES DE CÁLCULO

El proceso general de cálculo prescrito para la Norma Boliviana del Hormigón CBH87, corresponde al método de los estados límites. Si se trata de reducir a un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio (o sea, que ya no es capaz de cumplir la función para la que fue construida).

La comprobación, para un cierto estado límite, consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes, siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

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 sí, el proceso de cálculo es el siguiente:

- Obtención del efecto S_d (solicitud actuante) de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.
- Obtención de la respuesta R_d (resistencia de la estructura), correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.

- El criterio de aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

2.7.3.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

En los métodos de cálculo desarrollados en la Norma Boliviana del Hormigón CBH87, la seguridad se introduce a través de coeficientes: de minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia de acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

2.7.3.1.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA E.L.U.

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y el hormigón y de ponderación para las acciones según el nivel de control adoptado y los daños previsibles se establecen en la tabla 2.9.

Tabla 2.9.

Coefficiente de seguridad para los estados límites últimos.

Coeficientes de Seguridad para	Nivel de control	Valor del coeficiente de seguridad			
		Acción desfavorable		Acción favorable de carácter	
				Permanente	Variable
Acero: γ_s	Reducido	1,2			
	Normal	1,15			
	Intenso	1,1			
Hormigón: γ_c	Reducido	1,7			
	Normal	1,5			
	Intenso	1,4			
Acciones: γ_f (3)	Reducido	Daños previsibles (4)		0,9	0
		A	1,7		
		B	1,8		
	C	-			
	Normal	A	1,5		
		B	1,6		
		C	1,8		
	Intenso	A	1,4		
		B	1,5		
		C	1,7		

(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto mayor a 15 MPa.

(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.

(3) Se podrá reducir el valor de γ_f en un 5 %, cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, se consideren todas las solicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien, con el mayor detalle, los anclajes, nudos, apoyos, enlces, etc.

(4) Daños previsibles:

A) Obras cuyo fallo sólo puede ocasionar daños mínimos y exclusivamente materiales (silos, canales de riego, obras provisionales, etc.).

B) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños de tipo medio (puentes, edificios de vivienda, etc.).

C) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños muy importantes, (teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc.).

Nota: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87. (1987). Bolivia. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

2.7.3.1.2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA E.L.S.

Se adoptan los siguientes coeficientes de seguridad:

Coefficiente de minoración del hormigón γ_c y acero $\gamma_s = 1$.

Coefficiente de ponderación de las acciones:

- Acciones de carácter variable, con efecto favorable, cuando puedan actuar o dejar de hacerlo $\gamma_s = 0$. En los demás casos $\gamma_c = 1$.

2.7.4. CÁLCULO EN ESTADOS LÍMITES

Para el cálculo en estados límites se debe tener en cuenta:

- El teorema de Bernoulli: Las secciones inicialmente planas, permanecen planas al ser sometidas a la sollicitación. Esta hipótesis es válida para piezas en las que la relación de la distancia entre puntos de momento nulo, al canto total, l_0/h , sea superior a 2.
- Se supone una adherencia total del acero y el hormigón, es decir, que no existe deslizamiento entre ambos materiales.
- Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.
- Se admite que el acortamiento unitario máximo del hormigón es igual a:
 - 0,0035, en flexión simple o compuesta, recta o esviada.
 - 0,002, en compresión simple.
- El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0,010.
- En el agotamiento, los dominios de deformación relativos al hormigón y al acero, según las distintas sollicitaciones, son los indicados a continuación.

2.7.4.1. DOMINIOS DE DEFORMACIÓN

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres puntos, A, B o C definidos en la figura 2.7.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios:

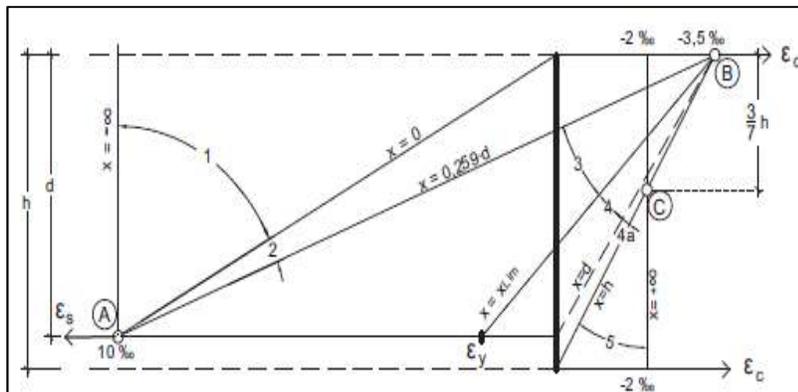
- Dominio 1: Tracción simple o compuesta: toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.

- Dominio 2: Flexión simple o compuesta: el acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.
- Dominio 3: Flexión simple o compuesta: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3.5$ por mil. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.
- Dominio 4: Flexión simple o compuesta: las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3.5 por mil.
- Dominio 4.a: Flexión compuesta: todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.

Dominio 5: Compresión simple o compuesta: ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{cu} = 2$ por mil.

Figura 2.7.

Diagrama de pivotes.



Nota: Jimenez Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (2009). Hormigón Armado. (15va. Ed.). Barcelona. Gustavo Gili.

2.7.4.2.FLEXIÓN

2.7.4.2.1. FLEXIÓN SIMPLE

El dimensionamiento es mediante métodos simplificados o adimensionales construidos a partir del método P-R.

La tabla 2.10 corresponde a secciones rectangulares sometidas a flexión simple (dominios 2 y 3). En el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión, la tabla proporciona directamente los valores de la ω , en función del μ . Donde μ = momento de agotamiento, μ = Momento reducido, v = Axil reducido y ω = Cuantía mecánica.

Tabla 2.10.

Tabla universal para flexión simple.

ξ	μ	ω	
0,0816	0,03	0,0308	D O M I N I O 2
0,0953	0,04	0,0414	
0,1078	0,05	0,052	
0,1194	0,06	0,0627	
0,1306	0,07	0,0735	
0,1413	0,08	0,0844	
0,1518	0,09	0,0953	
0,1623	0,1	0,1064	
0,1729	0,11	0,1177	
0,1836	0,12	0,1291	
0,1944	0,13	0,1407	
0,2054	0,14	0,1524	
0,2165	0,15	0,1643	
0,2277	0,16	0,1762	
0,2391	0,17	0,1884	
0,2507	0,18	0,2008	
0,2592	0,1872	0,2098	
0,2636	0,19	0,2134	
0,2796	0,2	0,2263	
0,2958	0,21	0,2395	
0,3123	0,22	0,2529	
0,3292	0,23	0,2665	
0,3464	0,24	0,2804	
0,3639	0,25	0,2946	
0,3818	0,26	0,3091	
0,4001	0,27	0,3239	
0,4189	0,28	0,3391	
0,4381	0,29	0,3546	
0,45	0,2961	0,3643	
0,4577	0,3	0,3706	
0,478	0,31	0,3869	
0,4988	0,32	0,4038	
0,5202	0,33	0,4211	
0,5423	0,34	0,439	
0,5652	0,35	0,4576	
0,589	0,36	0,4768	
0,6137	0,37	0,4968	
0,6168	0,3712	0,4993	

Nota: Jimenez Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (2009). Hormigón Armado. (15va. Ed.). Barcelona. Gustavo Gili.

2.7.4.2.2. FLEXIÓN COMPUESTA

Los casos de flexión compuesta pueden reducirse a uno de flexión simple, tomando como momento el que produce el esfuerzo normal respecto a la armadura de tracción, $M_d = N_d \cdot e$.

La capacidad mecánica de la armadura de tracción necesaria en flexión compuesta se define como:

$$U = A * f_{yd} - N_d$$

Donde:

$A * f_{yd}$ = corresponde a flexión simple con momento M_d .

Para el cálculo de secciones rectangulares sometidas a flexión compuesta, con excentricidades grandes, se utiliza la tabla 2.10, como se indica a continuación, tomando en cuenta las siguientes notaciones, en las que todos los parámetros se refieren al canto útil d :

$$\begin{array}{cccc} \mu_d = \frac{N_d \cdot e}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}, & \mu = \frac{N_u \cdot e}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}, & \omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}, & \xi = \frac{x}{d} \\ v_d = \frac{N_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}}, & v = \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{cd}}, & \omega' = \frac{A' \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}, & \delta' = \frac{d'}{d} \end{array}$$

Donde:

N_u = Esfuerzo normal de agotamiento.

N_d = Esfuerzo normal de cálculo.

e = Excentricidad referida a la armadura de tracción.

- Para $\mu_d \leq 0,296$: la sección no necesita armadura de compresión y entrando en la tabla 23 con el valor de μ_d , se encuentra ω . La cuantía mecánica de la armadura de tracción es:

$$\omega' = \omega - v_d$$

Y la capacidad mecánica correspondiente vale:

$$U' = A * f_{yd} = (\omega - v_d) * b * d * f_{cd}$$

- Para $\mu_d > 0,2961$, es necesario colocar armadura de compresión. Las cuantías mecánicas necesarias son:

$$\omega' = \frac{\mu_d - 0,2961}{1 - \delta'}, \quad \omega = \omega' + 0,364 - v_d$$

Y las capacidades mecánicas correspondientes:

$$U' = A' \cdot f_{yd} = \omega' \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}, \quad U = A \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

2.7.4.3.DISEÑO A CORTANTE

Toda sección de un elemento, según un plano “P” cualquiera, sobre la que las acciones exteriores originen tensiones tangenciales “V”, debe ser atravesado por armaduras transversales (de cosido), convenientemente ancladas a ambos lados de aquel plano P, calculadas según la expresión siguiente:

$$A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d} \cdot \text{sen } \alpha \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) \geq \tau_d \cdot b$$

Donde:

b = ancho del elemento

A_α = sección por unidad de longitud según el plano “P”, de cada grupo de armaduras transversales que atraviesan el plano “P” y forman un ángulo “ α ” con el mismo ($A_\alpha = A/s$).

s = espaciamiento de las armaduras

θ = ángulo de inclinación de las compresiones

$f_{y\alpha,d}$ = resistencia de cálculo de las armaduras transversales, inclinadas con el ángulo “ α ”, no mayor de 420 MPa

τ_d = tensión tangencial de cálculo en el plano “P”, por unidad de longitud, correspondiente al ancho V_d/b

Por otra parte, para asegurar que no se produce el agotamiento por compresión del hormigón, deberá comprobarse, por unidad de longitud:

$$\frac{V_d}{b} = \tau_d < 0,6 \cdot f_{cd} \cdot \sin^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta)$$

Salvo en el caso de losas, la inclinación de la armadura de esfuerzo cortante sobre el eje longitudinal de la pieza, no debe ser inferior a 45°.

Las comprobaciones relativas al estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante real de cálculo V_{rd} dado por la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{cd}$$

Donde:

V_d = valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores.

V_{cd} = valor de cálculo de la componente paralela a la sección de la resultante de tensiones normales tanto de tracción como de compresión sobre las fibras longitudinales de hormigón, en piezas de sección variable.

El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión oblicua del alma o por agotarse su resistencia a tracción oblicua. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente.

V_{u1} = esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

V_{u2} = esfuerzo cortante de agotamiento por tracción oblicua en el alma.

Los esfuerzos cortantes resistentes de cálculo V_{u1} y V_{u2} determinan respectivamente las dimensiones del alma (limitación de la compresión en las bielas inclinadas) y las armaduras de esfuerzo cortante.

- El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón en el alma, se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot (1 + \cotg \alpha) \cdot b \cdot d \leq 0,45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

En el caso de armadura transversal formada por estribos normales al eje de la pieza, dicha expresión se reduce a:

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{yd} \cdot b \cdot d$$

- El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción oblicua en el alma, vale:

$$V_{u2} = V_{su} + V_{cu}$$

Donde:

V_{su} = contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante, siendo:

$$V_{su} = \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha d} \cdot 0.9 \cdot d (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

Donde:

$$A_{\alpha} = A/S$$

V_{cu} = contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante. En general se toma:

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

Donde:

d = canto útil de la sección

b_w = ancho del alma de la viga

f_{cv} = resistencia virtual del cálculo del hormigón a esfuerzo cortante dada en MPa por la expresión:

$$f_{cv} = 0,131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Donde:

f_{ck} = la resistencia característica del hormigón a compresión también en MPa

La comprobación correspondiente a V_{u2} se efectúan para una sección situada a una distancia del borde del apoyo directo igual al canto útil de la pieza hacia el centro de la luz; y la armadura necesaria que resulte, se lleva hasta el apoyo.

Si la sección considerada el ancho del alma no es constante, se adoptará como b_w el menor ancho que presente la sección en una altura igual a los tres cuartos del canto útil contados a partir de la armadura de tracción.

Además, la separación s_t entre cercos o estribos deberá cumplir las condiciones:

$$s_t \leq 30 \text{ cm};$$

$$s_t \leq 0,85d;$$

$$s_t \leq 3b;$$

La cuantía mínima:

$$\sum \frac{A_{45} \cdot f_{yd}}{\text{sen} \alpha} \geq 0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_{ww} \cdot t$$

Donde:

b_w = ancho del alma.

t = longitud cualquiera de la pieza en la que se toma $A\alpha$ (barras inclinadas más estribos).

En el caso de que se hayan levantado barras como armadura transversal, éstas irán siempre acompañadas por estribos cerrados, los cuales deberán absorber al menos la tercera parte del valor V_{su} .

Para el aprovechamiento de los cercos o estribos a esfuerzo cortante deberá verificarse:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,9 \cdot A_{st} \cdot f_{td}$$

2.7.4.4. DISEÑO A TORSIÓN

El comportamiento a torsión de una pieza prismática depende de la forma de su sección, de las disposiciones de las armaduras y de la resistencia de los materiales. Además, incluyen las otras componentes de sollicitación “N”, “V” y “M” que actúan simultáneamente.

Las prescripciones se refieren a piezas en las que la torsión produce fundamentalmente tensiones tangenciales en su sección, lo que ocurre en las secciones convexas macizas o huecas y en algunas otras.

No son aplicables a las secciones no convexas de pared delgada en las que la torsión produce tensiones normales y tangenciales.

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

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

El Estado Límite de Agotamiento por torsión puede alcanzarse, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del hormigón o por agotarse la resistencia a tracción de las armaduras dispuestas. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$T_d \leq T_{u2}$$

$$T_d \leq T_{u3}$$

El esfuerzo torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se deduce de la siguiente expresión:

$$T_{u1} = 0,36 * f_{cd} * A_e * h_e : \quad \text{con } f_{cd} = 250 \text{ Kg /cm}^2$$

El esfuerzo torsor que pueden resistir las armaduras transversales viene dado por:

$$T_{u2} = \frac{2 * A_e * A_t}{s} * f_{yt,d}$$

El esfuerzo torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales se puede calcular mediante:

$$T_{u3} = \frac{2 * A_e}{u_e} * A_t * f_{yi,d}$$

Donde:

T_d =Momento torsor de cálculo en la sección.

T_{u1} =Máximo momento torsor que pueden resistir las bielas comprimidas de hormigón.

T_{u2} =Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras transversales.

T_{u3} =Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales.

A_e =Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz.

A_1 =Área de la sección de una de las barras de los cercos que constituyen la armadura transversal.

s =Separación longitudinal entre cercos o barras de la armadura transversal.

$f_{t,d}$ =Resistencia de cálculo del acero de la armadura A_t .

A_l =Área de las armaduras longitudinales.

$f_{y,l,d}$ =Resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal A_l .

u_e =Perímetro de la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo A_e .

Las armaduras de torsión se suponen constituidas por una armadura transversal formada por cercos cerrados situados en planos normales a la directriz de la pieza.

2.7.4.5.DISEÑO A PUNZONAMIENTO

El punzonamiento puede ser debido a una carga o a una reacción concentrada sobre un área pequeña llamada área cargada de una placa o una zapata.

El estado límite último se caracteriza por la formación de un cono truncado de punzonamiento cuya directriz es el contorno del área y cuyas generatrices están inclinadas sobre el plano de la placa en un ángulo comprendido entre 30° y 45°. Para las zapatas el ángulo de inclinación es de 45°.

Como según queda expuesto, el punzonamiento se presenta en placas o zapatas, las prescripciones correspondientes a dicho estado límite se incluyen al tratar los citados elementos estructurales

2.7.4.6.DISEÑO A PANDEO

Vale mencionar las siguientes definiciones:

- Estructuras intraslacionales, aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.
- Estructuras traslacionales, aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos no pueden ser despreciados desde el punto de vista de estabilidad del conjunto.
- Pilares aislados, los pilares isostáticos, o los de pórticos en los que puede suponerse que la posición de los puntos donde se anula el momento de segundo orden no varía con el valor de la carga.
- Longitud de pandeo “ l_0 ”, la distancia entre puntos de inflexión de la deformada. Dada por la siguiente fórmula:

$$l_0 = l * \alpha$$

El valor de alfa es adoptado según sección 20.6.2. del Libro de Jimenez Montoya

- Esbeltez mecánica de un pilar de sección constante, el cociente entre la longitud de pandeo l_0 del pilar y el radio de giro “ r ” de la sección total de hormigón.

$$\lambda = \frac{l_0}{r} \quad r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

- Esbeltez geométrica, el cociente entre la longitud de pandeo l_0 y la dimensión paralela al plano de pandeo considerado, ya sea “ b ” ó “ h ”.

$$\lambda_g = \frac{l_0}{h}$$

- Excentricidad, la distancia a la que actúa la solicitación normal respecto del centro de gravedad y está constituida por:
 - o Excentricidad inicial o de primer orden, no es menor que la excentricidad accidental, siendo igual a M_1/N_1 , donde M_1 es el momento exterior aplicado de primer orden y “ N ” la carga axial actuante.
 - o Excentricidad accidental e_a , que toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal.
 - o Excentricidad ficticia e_{fic} , dimensión convencional para tomar en consideración los efectos de pandeo.

- Excentricidad por fluencia e_{fl} , deformación diferida a largo plazo que adicionalmente se produce debido a las cargas permanentes.
- Excentricidad equivalente e_o , valor representativo de la excentricidad de primer orden, cuando ésta tiene valores diferentes en los extremos de la pieza.
- Excentricidad total $e_{tot} = e_o + e_a + e_{fic} + e_{fl}$, valor con el que debe incorporarse la sollicitación normal para el diseño o verificación de la pieza.

Si:

- $\lambda < \lambda_{lim}$ la pieza puede considerarse corta, despreciándose los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo. Según la Instrucción española λ_{lim} está asociada a una pérdida de capacidad resistente menor del 10 % respecto del soporte considerado corto, y vale:

$$\lambda_{lim} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

Donde:

v = Axil reducido de cálculo que solicita al soporte.

$$v = \frac{N_d}{A f_{c,red}}$$

e_1 = Mayor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte. Se considera positiva si tiene el mismo signo que e_2 .

e_2 = Menor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte. Se considera positiva. Normalmente e_1 y e_2 son las excentricidades en los extremos. No se tomarán menores que la excentricidad accidental mínima ($h/2$ O 2 cm. Según la instrucción española)

Si la estructura es traslacional, se adopta $e_1/e_2=1$.

h = Dimensión del soporte en el plano de flexión considerado.

C = Coeficiente que depende de la disposición de armadura:

0,24 para armadura simétrica en las dos caras opuestas respecto al plano de flexión considerado,

0,2 para armadura igual en las cuatro caras,

0,16 para armadura simétrica en las caras laterales respecto al plano de flexión considerado.

- Para esbelteces mecánicas $\lambda_{\text{lim}} \leq \lambda < 100$ puede aplicarse el método aproximado de la Instrucción española explicado en la sección 20.6.5. de Jimenez Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (2009). Hormigón Armado. (15va. Ed.). Barcelona. Gustavo Gili.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (en sección rectangular, esbelteces geométricas $29 \leq \lambda g < 58$), debe aplicarse el método general descrito en la sección 20.6.8. de Jimenez Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (2009). Hormigón Armado. (15va. Ed.). Barcelona. Gustavo Gili. Para soportes de sección y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna, modelo detallado en la sección 20.6.6. de Jimenez Montoya o el de las curvaturas de referencia descrito en la sección 20.6.7. en el Jimenez Montoya.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (en sección rectangular, esbelteces geométricas $\lambda g > 58$).

2.8. EJECUCIÓN DEL PROYECTO

2.8.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Son las que definen la calidad de 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 comprobar las condiciones que deben cumplir, el proceso de ejecución previsto, las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción, los niveles de control exigidos para los

materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

2.8.2. PRECIOS UNITARIOS

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que determine el costo parcial de la misma.

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

- a) Costo de materiales.
- b) Costo de mano de obra.
- c) Desgaste de herramientas y o reposición de equipos.
- d) Gastos generales.
- e) Utilidad.

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad conforma el precio total del ítem.

Se toma en cuenta como beneficios sociales el 60% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se adopta un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

A modo de referencia, la planilla de precios unitarios puede adquirir la siguiente forma mostrada en la figura 2.8.

Figura 2.8.

Modelo para el desarrollo del análisis de precios unitarios

FORMULARIO B 2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
Proyecto:		CASA DE LA MUJER SUBCONTRATO (C.M.18-JULIO-09)			
Actividad:		MURO LADRILLO 6 HUECOS E=12 CM			
Cantidad:		1,00	UNIDAD: m ²	MONEDA: Bs	
Descripción		Unid.	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1.- MATERIALES					
1	CEMENTO PORTLAND	kg	11,0000	1,120	12,3200
2	LADRILLO 6 HUECOS (24*15*12)	pza	24,0000	1,400	33,6000
3	ARENA COMUN	m ³	0,0500	130,000	6,5000
TOTAL MATERIALES:					62,4200
2.- MANO DE OBRA					
1	ALBAÑIL	hr	1,5000	18,750	28,1250
2	AYUDANTE	hr	1,7500	13,750	24,0625
SUBTOTAL MANO DE OBRA:					52,1875
CARGAS SOCIALES (60,00% de SUBTOTAL MANO DE OBRA)					31,3125
IMPUESTOS IVA (14,94% de SUBTOTAL MANO DE OBRA+CARGAS SOCIALES)					12,4749
TOTAL MANO DE OBRA:					96,9749
3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
HERRAMIENTAS (5,00% de TOTAL MANO DE OBRA)					4,7987
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:					4,7987
4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES (10,00% de 1 + 2 + 3)					16,3194
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:					16,3194
5.- UTILIDAD					
UTILIDAD (10,00% de 1 + 2 + 3 + 4)					16,8513
TOTAL UTILIDAD:					16,8513
6.- IMPUESTOS					
IMPUESTOS IT (3,00% de 1 + 2 + 3 + 4 + 5)					5,7278
TOTAL IMPUESTOS:					5,7278
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):					191,0921
PRECIO UNITARIO ADOPTADO:					191,09

Nota - El Proponente declara que el presente Formulario ha sido llenado de acuerdo con las especificaciones técnicas, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes, y es consistente con el Formulario B-1.

Nota: Elaboración propia.

2.8.3. CÓMPUTOS 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.

2.8.4. 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.

2.8.5. PLANIFICACIÓN Y CRONOGRAMA DE OBRA

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 esta lógica, puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

Para la planificación y programación del presente proyecto se emplea el método del análisis de la ruta crítica mediante el modelo matemático – lógico: CPM (método determinístico)- PERT (método probabilístico).

Además, del uso del programa Microsoft Project, que permite obtener la programación mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información, donde se muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo, pudiendo identificar las actividades que se desarrollan en forma paralela y en serie, es decir una tras otra.

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico del presente proyecto fue previamente definido y provisto por el Municipio Autónomo de Entre Ríos. La información provista es la siguiente y se encuentra en el plano 1, 2 y 3:

- 1 plano de vista en planta de la planta baja acotada, formato DWG.
- 1 plano de vista en planta de la planta alta acotada, formato DWG,
- 1 plano que consta de tres cortes transversales del proyecto entero, formato DWG.

En general se puede describir que el proyecto cuenta con tres bloques, un bloque destinado para oficinas y los otros dos bloques son los dos galpones destinados a la producción y almacenamiento.

- El bloque para oficinas está conformado en la planta baja por un vestidor para hombres y uno para mujeres, un espacio destinado para lavado de cubetas, un área de taller de mantenimiento, un cuarto de casilleros, un almacén de insumos, un depósito/ cuarto de limpieza, stand de productos, dos áreas de control, una cocina con su depósito y lavado de vajilla, un comedor amplio de 100,56 m² y un salón destinado para capacitaciones de 57,17 m². La planta alta cuenta con oficinas para el asesor, el gerente general, administración, contabilidad, una sala de espera y otra de reuniones, un baño para mujeres y otro para hombres y pasillos que suman una superficie de 127,13 m².
- Los galpones uno de 22,20 x 37,80 (m) y el otro de 19,20 x 22,20 (m) tienen particularidad de tener una altura de 8 m (tomando en cuenta la cubierta) y estar unidos a la cota 3,20 (desde la planta baja) por una estructura de hormigón armado que es destinada como oficina del jefe de producción.
Además, el galpón de 19,20 x 22,20 (m) tiene inmediatamente del mismo una estructura de hormigón armado de una sola planta destinada para un cuarto de refrigeración.

3.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El levantamiento topográfico fue realizado con equipo solicitado al Laboratorio de Topografía de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho. El área total del terreno donde se emplazará el proyecto es de 3966,86 m², de los cuales de acuerdo a los planos arquitectónicos 2148,4587 m² tendrán construcción. El terreno no presenta desniveles considerables, siendo el mayor de 3 cm, lo cual no implica un gasto extra.

En el ANEXO 3 se puede encontrar la carta de solicitud de préstamo de equipo al Laboratorio de Topografía de la Universidad Juan Misael Saracho. Además, el informe del trabajo de campo y gabinete del levantamiento topográfico.

3.3. ESTUDIO DE SUELOS

Para el estudio de suelos del proyecto primeramente se realizó una inspección previa del lugar y en base a los planos arquitectónicos y al punto 2.5. del capítulo II del presente proyecto, se determinó la ubicación de los pozos de estudio. Con la ubicación de los pozos definidas, para el desarrollo del estudio de suelos los dos pozos fueron excavados a cielo abierto a una profundidad de 2 metros y posteriormente a 4 metros por cambio de perfil estratigráfico. En cada pozo se realizó los ensayos de: Inspección y reconocimiento en campo, muestreo, Granulometría, Límites de Atterbeg, clasificación de suelos y el Ensayo de Penetración Estándar.

Pudiendo en resumen determinar las siguientes características:

- Pozo 1:
 - 2 metros de profundidad:
Resistencia admisible: 1,81 (kg/cm²)= 177,561 KPa
Suelos con contenido de arena fina y limos, poco o nada plástico.
 - 4 metros de profundidad:
Resistencia admisible: 3,06 (kg/cm²)= 300,186 KPa
Mezcla bien gradada, predomina piedra y grava, poco o casi no tiene material fino.
- Pozo 2:
 - 2 metros de profundidad:

Resistencia admisible: $1,71 \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 167,751 \text{ KPa}$

Suelos con contenido de arena fina y limos, poco o nada plástico.

- 4 metros de profundidad:

Resistencia admisible: $2,98 \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 292,338 \text{ KPa}$

Mezcla bien gradada, predomina piedra y grava, poco o casi no tiene material fino.

Adoptando como resistencia admisible para el diseño del proyecto: $1,71 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 167,751 \text{ KPa}$. Debido a que esta es la condición más desfavorable. (Ver ANEXO 4).

3.4. ANÁLISIS DE CARGAS

El resultado del análisis de cargas se encuentra organizado en las Tablas 3.1, 3.2 y 3.3. Siendo la Tabla 3.1 el resumen de cargas para la planta baja, la Tabla 3.2 presenta el resumen de cargas para la planta alta y la Tabla 3.3 el resumen de cargas de la cubierta. Vale aclarar, que en el análisis de carga no se desarrolló el peso propio de los elementos debido a que el software CYPECAD2017 lo considera automáticamente sin necesidad de tener que introducir ese valor. (Ver ANEXO 5).

Tabla 3.1.

Resumen del análisis de carga para la planta baja

CARGA	VALOR	
	Kg/m	KN/m
Qmuro exterior	686	6,86
Qmuro interior	400	4

Nota: Elaboración propia.

Tabla 3.2.

Resumen del análisis de carga para la planta alta

Tipo de carga	Elemento	Valor de carga	Unidad
Carga muerta	Recubrimiento, cerámica y acabados	1,138	KPa
	Muro exterior de ladrillo 6H (e=18 cm)	2,008	KPa
	Muro interior de ladrillo 6H (e=12 cm)	1,17	KPa
	Bloque de hormigón prefabricado	0,023	KPa
Sobrecarga de uso	Habitaciones, salas, etc.	1,962	KPa
	Escaleras, accesos, etc.	2,943	KPa
	Tanques de agua	2,943	KPa

Nota: Elaboración propia.

Tabla 3.3*Resumen del análisis de carga para la cubierta*

Tipo de carga	Elemento	Valor de carga	Unidad
Permanentes	Acero estructural	77,009	KN/m ³
	Cubierta de calamina #28	0,098	KPa
	Cielo falso de placas de yeso	0,245	KPa
Sobrecarga de mantenimiento (Lr)		0,893	KPa
Carga de viento a barlovento (W)		0,000353	KPa
Carga de viento a sotavento		0,392	KPa
Carga de granizo (S)		1,132	KPa

Nota: Elaboración propia.

3.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.**3.5.1. CONSIDERACIONES GENERALES.**

De acuerdo con la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, se tomarán en cuenta los siguientes valores en cuanto a características de los materiales y coeficientes de minoración de las resistencias.

3.5.1.1. HORMIGÓN ARMADO

- Resistencia Característica del hormigón (28 días) $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 = 24525 \text{ KPa}$.
- Factor de minoración para (Nivel de ejecución -control normal) $\gamma_c = 1,5$
- Módulo de elasticidad (E) = $210.000 \text{ kg/cm}^2 = 20601000 \text{ KPa}$
- Peso específico H°A° (γ) = $2500 \text{ kg/m}^3 = 24,525 \text{ KN/m}^3$
- Módulo de Poisson (μ) = 0,2
- Coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}$
- Coeficiente de mayoración de cargas $\gamma_f = 1,6$

3.5.1.2. ACERO DE REFUERZO

Para el refuerzo longitudinal y transversal de los elementos estructurales se usará el acero AEH500 cuyas características principales son las siguientes:

- Límite de fluencia o límite elástico $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 = 490500 \text{ KPa}$
- Límite de Ruptura = $5600 \text{ kg/cm}^2 = 549360 \text{ KPa}$
- Factor de minoración para (Nivel de ejecución -control normal) $\gamma_s = 1,15$
- Peso Específico = $7850 \text{ kg/m}^3 = 77,0085 \text{ KN/m}^3$

- Módulo de Elasticidad = $E_s = 2,1 \times 10^6 \text{ Kp/cm}^2 = 206010000 \text{ KPa}$

3.5.1.3. ACERO ESTRUCTURAL

En los elementos de acero estructural que componen la cubierta metálica se usará acero ASTM A-36 con las siguientes especificaciones:

- Esfuerzo mínimo de fluencia = $f_y = 36 \text{ klb/pulg}^2 = 250 \text{ Mpa} = 0,250 \text{ KPa}$
- Módulo de elasticidad = $E = 210.000 \text{ Mpa} = 210 \text{ KPa}$
- Peso específico = $77,01 \text{ KN/m}^3$

3.5.2. ANÁLISIS DE CARGAS.

De acuerdo con la Tabla 3.4, las sobrecargas de uso consideradas en el diseño estructural son:

- Área de habitaciones, salas, etc. = $200 \text{ kg/m}^2 = 1,962 \text{ KPa}$
- Escaleras y accesos = $300 \text{ kg/m}^2 = 2,943 \text{ KPa}$

Las cargas actuantes en la estructura se presentan en la siguiente tabla, el cálculo de las cargas muertas se detalla en el Análisis de Carga (véase ANEXO 5).

Tabla 3.4.

Cargas actuantes en la estructura

Tipo de carga	Elemento	Valor de carga	Unidad
Carga muerta	Recubrimiento, cerámica y acabados	1,138	KPa
	Muro exterior de ladrillo 6H (e=18 cm)	2,008	KPa
	Muro interior de ladrillo 6H (e=12 cm)	1,17	KPa
	Bloque de hormigón prefabricado	0,023	KPa
Sobrecarga de uso	Habitaciones, salas, etc.	1,962	KPa
	Escaleras, accesos, etc.	2,943	KPa
	Tanques de agua	2,943	KPa

Nota: Elaboración propia.

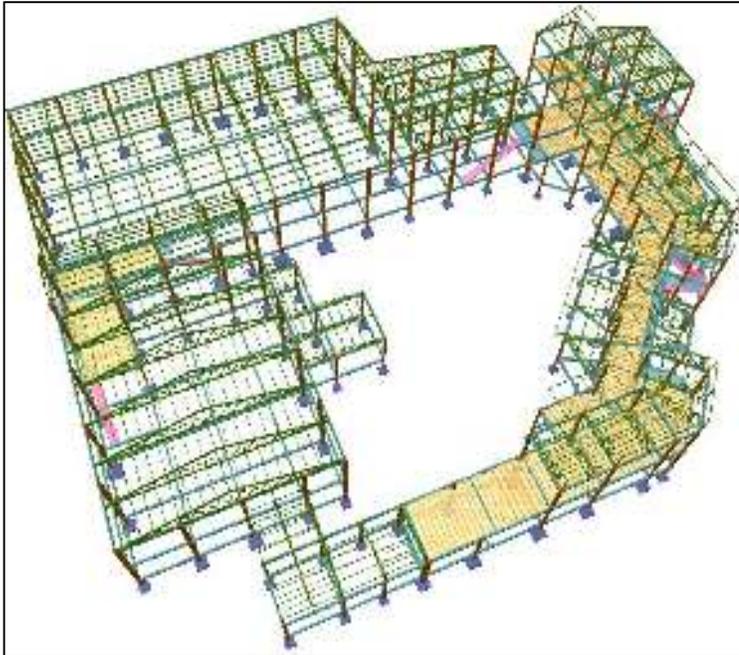
3.5.3. DISEÑO ESTRUCTURAL.

En el diseño de elementos estructurales se utilizará el software de diseño de estructuras CYPECAD (versión 2017). En los planos 4-16 se presentan los resultados del diseño

estructural. Las verificaciones de los elementos estructurales más solicitados se desarrollarán en el punto siguiente.

Figura 3.1.

Estructura aporticada de hormigón armado y cubierta metálica



Nota: Elaboración propia mediante software CYPECAD2017.

3.5.4. DISEÑO CUBIERTA METÁLICA DE ACERO CONFORMADO

Datos generales:

- NORMA AISI S100-2007 (LRFD)
- PROPIEDADES DEL ACERO:
 - Módulo de elasticidad longitudinal (E) = 203,000 KPa
 - Peso específico (γ) = 77,00 KN/m³
 - Límite de fluencia (fy) = 0,248 KPa
- ESPECIFICACIONES DE LA CALAMINA GALVANIZADA:
 - Longitud total (L) = 3,75 m
 - Ancho (A)= 0,9 m
 - Peso (W) = 0,068 KPa
- FACTORES DE CARGA:

Se usarán las combinaciones consideradas por el método LRFD.

$$U = 1,4 D$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0,5 L \text{ o } 0,8 W)$$

$$U = 1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 E + (0,5 L \text{ o } 0,2 S)$$

$$U = 0,9 D - (0,3 W \text{ o } 1,0 E)$$

Donde:

U = Carga ultima

S = Cargas de nieve

D = Cargas muertas

R = Carga inicial de lluvia o hielo

L = Cargas vivas

W = Viento

Lr = Cargas vivas en techos

E = Sismo

CARGA DEBIDO A LA CERCHA

Tabla 3.5.

Cargas debido a la cercha

DESCRIPCIÓN	SECCIÓN (mm)	LONGITUD (m)	PESO TEÓRICO (KN/m)	PESO TOTAL (KN)
Cuerda superior	2 TRL 100X50X3	22,464	0,172	3,855
Cuerda inferior	2 TRL 100X50X3	22,464	0,172	3,855
Diagonales	TC 50X3	22,500	0,029	0,659
Parantes	TC 50X3	27,720	0,029	0,812
			TOTAL	9,181

Nota: Elaboración propia.

- **ÁREA DE INFLUENCIA EN LA CERCHA**

Longitud entre cerchas (L) = 3,75 m

Longitudes cuerdas superiores (Lcs) = 22,464 m

Área (A) =	84,24	m ²
- PESO PROPIO DE LA CERCHA		
W =	0,109	KPa
- PESO PROPIO DE LAS CORREAS		
PESO TEÓRICO (P) =	0,045	KN/m
LONGITUD INCLINADA (Li) =	1,139	m
PESO PROPIO (W) =	0,04	KPa
- TOTAL CARGA MUERTA		
Wt =	0,22	KPa

SOBRECARGA DE DISEÑO

Para persona de mantenimiento:

$$L1 = 1,00 \text{ KPa}$$

Por granizo:

$$L2 = 1,35 \text{ KPa}$$

Asumimos la mayor:

$$L_t = 1,35 \text{ KPa}$$

- CORRECCIÓN DE CARGA DE GRANIZO POR PENDIENTE

$$Q_{eq} = L_t * \left(\frac{45^\circ - \alpha}{45^\circ} \right)$$

$$L_t = 1,35 \text{ KPa}$$

$$\alpha = 12,86 \text{ Grados}$$

$$Q_{eq} = 0,96 \text{ KPa}$$

Después de la corrección asumimos el mayor:

$$L_t = 1,00 \text{ KPa}$$

- CARGA DEBIDO AL VIENTO

$$\text{Velocidad del viento (V)} = 40 \text{ m/s}$$

$$\text{Presión debida al viento (W)} = 0,98 \text{ KPa}$$

$$\text{Angulo de inclinación } (\alpha) = 12,86 \text{ Grados}$$

$$\text{Angulo de inclinación } (\alpha) = 0,224449867 \text{ Radianes}$$

Sobrecarga de viento debido a Sotavento:

$$\text{Coeficiente eólico (C)} = -0,4$$

$$\text{Presión básica de viento (W)} = 0,98 \text{ KPa}$$

$$\text{SOBRECARGA (P)} = -0,3924 \text{ KPa}$$

Descomposición de la carga de sotavento:

Horizontal:

$\alpha = 0,2244$ Radianes
 $P = -0,3924$ KPa
 $P_x = -0,0873$ KPa

Vertical:

$\alpha = 0,2244$ Radianes
 $P = -0,3924$ KPa
 $P_y = -0,3826$ KPa

Sobrecarga de viento debido a Barlovento:

Coefficiente eólico (C) = -0,1
 Presión básica de viento (W) = 0,98 KPa
 SOBRECARGA (P) = -0,0981 KPa

Descomposición de la carga de Barlovento:

Horizontal:

$\alpha = 0,2244$ Radianes
 $P = -0,0981$ KPa
 $P_x = -0,0218$ KPa

Vertical:

$\alpha = 0,2244$ Radianes
 $P = -0,0981$ KPa
 $P_y = -0,0956$ KPa

ANÁLISIS DE CARGAS VERTICALES**Tabla 3.6.***Combinación de cargas para sotavento*

Combinación de cargas a sotavento	Carga muerta "D" KPa	Sobrecarga "Lr" KPa	Carga de viento "W" KPa	Carga crítica "U" KPa
U=1,4D	0,11	1	-0,38	0,1501
U=1,2D+ 0,5Lr	0,11	1	-0,38	0,6287
U=1,2D+ 1,6Lr + 0,8W	0,11	1	-0,38	1,4226
U=1,2D+ 1,3W + 0,5Lr	0,11	1	-0,38	0,1314
U= 1,2 D	0,11	1	-0,38	0,1287
U= 0,9D- 0,3W	0,11	1	-0,38	0,2113

Nota: Elaboración propia.

Se asume una carga crítica de:

$$U = 1,4226 \text{ KPa}$$

Tabla 3.7.*Combinación de cargas para barlovento*

Combinación de cargas a barlovento	Carga muerta "D" KPa	Sobrecarga "Lr" KPa	Carga de viento "W" KPa	Carga crítica "U" KPa
U=1,4D	0,11	1	-0,1	0,1501
U=1,2D+ 0,5Lr	0,11	1	-0,1	0,6287
U=1,2D+ 1,6Lr + 0,8W	0,11	1	-0,1	1,6522
U=1,2D+ 1,3W + 0,5Lr	0,11	1	-0,1	0,5044
U= 1,2 D	0,11	1	-0,1	0,1287
U= 0,9D- 0,3W	0,11	1	-0,1	0,1252

Nota: Elaboración propia.

Tabla 3.8.*Carga debido a la cumbrera*

CARGA DEBIDO A LA CUMBRERA				
Largo (m)	Ancho (m)	Área (m ²)	Peso (KPa)	Carga puntual en nudo (KN)
3,75	0,4	1,5	0,068	0,102

Nota: Elaboración propia.

Revisar ANEXO 6, donde se encuentra las tablas de las cargas verticales todos los nudos.

ANÁLISIS DE CARGAS HORIZONTALES

Del análisis de cargas solo se usa:

$$U = 1,3 W$$

PARA SOTAVENTO:

$$P_x = 0,087 \text{ KPa}$$

$$U = 0,114 \text{ KPa}$$

PARA BARLOVENTO:

$$P_x = 0,022 \text{ KPa}$$

$$U = 0,028 \text{ KPa}$$

Revisar ANEXO 6, donde se encuentra las tablas de las cargas horizontales todos los nudos.

Reacciones en los apoyos:

APOYO EMPOTRADO 1

$R_y = 230,72 \text{ KN}$

$R_z = 100,24 \text{ KN}$

$M_x = 22,2 \text{ KN}\cdot\text{m}$

APOYO EMPOTRADO 2

$R_y = 230,42 \text{ KN}$

$R_z = 100,92 \text{ KN}$

$M_x = 22,53 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Fuerzas de diseño:

Para tracción:

$F_t = 47,58 \text{ KN} \quad \text{DIAGONAL}$

Para compresión:

$F_c = 242,06 \text{ KN} \quad \text{CUERDA INFERIOR}$

VERIFICACIÓN DEL ELEMENTO SOLICITADO A TRACCIÓN

PROPIEDADES DEL MATERIAL:

$F_y = 0,248 \text{ KPa} \quad \text{Esfuerzo de fluencia}$

$F_u = 0,408 \text{ KPa} \quad \text{Esfuerzo ultimo de tensión del acero estructural}$

$E = 203,000 \text{ KPa} \quad \text{Módulo de elasticidad}$

Se realiza la verificación para la barra más solicitada a tracción

$P_u = 47,58 \text{ KN} \quad \text{Fuerza axial en tensión}$

$L = 0,63 \text{ m} \quad \text{Longitud de la barra}$

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN EN ESTUDIO

$\text{Canto } h \text{ del alma (d)} = 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$

$\text{Canto } b \text{ del ala (} b_w \text{)} = 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$

$\text{Espesor del alma (} t_f \text{)} = 2 \text{ mm} = 0,002 \text{ m}$

$\text{Espesor del ala (} t_w \text{)} = 2 \text{ mm} = 0,002 \text{ m}$

$\text{Radio de acuerdo interior (a)} = 2 \text{ mm} = 0,002 \text{ m}$

$\text{Área de sección (A)} = 3,73 \text{ cm}^2 = 0,000373 \text{ m}^2$

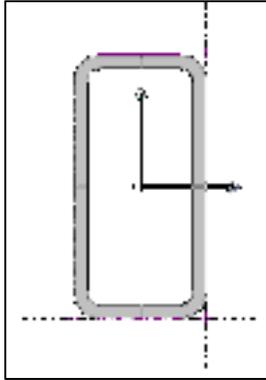
$\text{Inercia a flexión "X" (} I_x \text{)} = 14,11 \text{ cm}^4 = 0,0000001411 \text{ m}^4$

$\text{Inercia a flexión "Y" (} I_y \text{)} = 14,11 \text{ cm}^4 = 0,0000001411 \text{ m}^4$

$\text{Inercia a torsión (} I_t \text{)} = 22,61 \text{ cm}^4 = 0,0000002611 \text{ m}^4$

Figura 3.2.

Sección transversal perfil tubular



Nota: Elaboración propia.
Se debe satisfacer:

$$N_t = \frac{P_u}{P_n} \leq 1$$

$$P_u = 47,58 \text{ KN}$$

$$P_n = \phi * F_y * A$$

$$P_n = 83,254 \text{ KN}$$

$$\phi = 0,9$$

Entonces:

$$P_n = 83,2536 \text{ KN} \geq P_u = 47,58 \text{ KN} \quad \text{VERDADERO}$$

VERIFICACIÓN DEL ELEMENTO SOLICITADO A COMPRESIÓN

PROPIEDADES DEL MATERIAL:

$$F_y = 0,248 \text{ KPa} \quad \text{Esfuerzo de fluencia}$$

$$F_u = 0,408 \text{ KPa} \quad \text{Esfuerzo último de tensión del acero estructural}$$

$$E = 203,000 \text{ KPa} \quad \text{Módulo de elasticidad}$$

Se realiza la verificación para la barra más solicitada a compresión

$$P_u = 242,06 \text{ KN} \quad \text{Fuerza axial en tensión}$$

$$L = 0,511 \text{ m} \quad \text{Longitud de la barra}$$

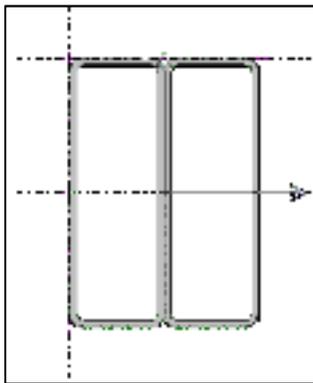
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN EN ESTUDIO

$$\text{Canto } h \text{ del alma (d)} = 100 \text{ mm} = 0,1 \text{ m}$$

Canto b del ala (bw) =	100 mm=	0,1 m
Espesor del alma (tf) =	4 mm=	0,004 m
Espesor del ala (tw) =	4 mm=	0,004 m
Radio de acuerdo interior (a) =	4 mm=	0,004 m
Área de sección (A) =	21,88 cm ² =	0,00219 m ²
Inercia a flexión "X" (Ix) =	267,24 cm ⁴ =	0,00000267 m ⁴
Inercia a flexión "Y" (Iy) =	226,09 cm ⁴ =	0,00000226 m ⁴
Inercia a torsión (It) =	225,60 cm ⁴ =	0,00000226 m ⁴

Figura 3.3.

Sección transversal perfil tubular doble



Nota: Elaboración propia.
Se debe satisfacer:

$$N_t = \frac{P_u}{P_n} \leq 1$$

$$P_n = \phi * A_e * F_n$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$\lambda_c = 0,331990573$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\lambda^2}$$

$$E = 203,000 \text{ KPa}$$

$$\lambda = 29,84 \text{ Dirección "Y" del perfil}$$

$$F_e = 2,250091488 \text{ KPa}$$

$$F_n = (0,658^{\lambda C^2}) * F_Y$$

$$F_n = 0,2368192217 \text{ MPa} \quad \phi = 0,85$$

Por lo tanto:

$$P_n = 440,4363886 \text{ KN} \geq P_u = 242,06 \text{ KN} \quad \text{VERDADERO}$$

VERIFICACIÓN DE LAS CORREAS EN FLEXIÓN ASIMÉTRICA

CARGAS ACTUANTES:

Peso de la calamina:	W = 0,068	KPa
Peso de la correa COSTANERA	W = 0,04	KPa
Sobrecarga de uso:	Lr = 1,00	KPa
Sobre carga de viento:		
Sotavento:	Ps = -0,392	KPa
Barlovento:	Pb = -0,098	KPa
Ángulo de inclinación de la cubierta:	$\alpha = 12,86$	Grados
	$\alpha = 0,224449867$	Radianes
Separación entre correas:	S = 0,511	m
Longitud de las correas:	L = 3,75	m

Figura 3.4.

Descomposición de cargas en correas



Nota: Elaboración propia.

DESCOMPOSICIÓN DE CARGAS:

CARGAS MUERTAS:

$D = 0,216 \text{ KPa}$

$D_x = 0,048 \text{ KPa}$

$D_y = 0,211 \text{ KPa}$

CARGA DE VIENTO:

SOTAVENTO: **BARLOVENTO:**

$W = -0,392 \text{ KPa}$ $W = -0,0981 \text{ KPa}$

$W_x = -0,087 \text{ KPa}$ $W_x = -0,022 \text{ KPa}$

$W_y = -0,38 \text{ KPa}$ $W_y = -0,096 \text{ KPa}$

CARGAS VIVAS:

$L_r = 1,00 \text{ KPa}$; $L_{rx} = 0,223 \text{ KPa}$; $L_{ry} = 0,975 \text{ KPa}$

Se realizará la verificación para ambos casos de sotavento y barlovento:

VERIFICACIÓN A SOTAVENTO

Tabla 3.8.

Combinación de cargas para sotavento en "X"

Combinación de cargas a Sotavento en "X"	Carga muerta "D" KPa	Sobrecarga "Lr" KPa	Carga de viento "W" KPa	Carga crítica "U" KPa
$U = 1,4 D$	0,048	0,223	-0,087	0,067
$U = 1,2 D + 0,5 L_r$	0,048	0,223	-0,087	0,169
$U = 1,2 D + 1,6 L_r + 0,8 W$	0,048	0,223	-0,087	0,344
$U = 1,2 D + 1,3 W + 0,5 L_r$	0,048	0,223	-0,087	0,055
$U = 1,2 D$	0,048	0,223	-0,087	0,058
$U = 0,9 D - 0,3 W$	0,048	0,223	-0,087	0,070

Nota: Elaboración propia

Se asume una carga crítica de:

$U_x = 0,344 \text{ KPa}$

Tabla 3.9.*Combinación de cargas para sotavento en "Y"*

Combinacion de cargas a Sotavento en "Y"	Carga muerta "D" KPa	Sobrecarga "Lr" KPa	Carga de viento "W" KPa	Carga crítica "U" KPa
U = 1,4 D	0,211	0,975	-0,383	0,295
U = 1,2 D + 0,5 Lr	0,211	0,975	-0,383	0,740
U = 1,2 D + 1,6 Lr + 0,8 W	0,211	0,975	-0,383	1,507
U = 1,2 D + 1,3 W + 0,5 Lr	0,211	0,975	-0,383	0,243
U = 1,2 D	0,211	0,975	-0,383	0,253
U = 0,9 D - 0,3 W	0,211	0,975	-0,383	0,304

Nota: Elaboración propia.

Se asume una carga crítica de:

$$U_y = 1,507 \text{ KPa}$$

VERIFICACIÓN A BARLOVENTO

Tabla 3.10.*Combinación de cargas para barlovento en "X"*

Combinacion de cargas a Barlovento en "X"	Carga muerta "D" KPa	Sobrecarga "Lr" KPa	Carga de viento "W" KPa	Carga crítica "U" KPa
U = 1,4 D	0,048	0,223	-0,022	0,067
U = 1,2 D + 0,5 Lr	0,048	0,223	-0,022	0,169
U = 1,2 D + 1,6 Lr + 0,8 W	0,048	0,223	-0,022	0,396
U = 1,2 D + 1,3 W + 0,5 Lr	0,048	0,223	-0,022	0,141
U = 1,2 D	0,048	0,223	-0,022	0,058
U = 0,9 D - 0,3 W	0,048	0,223	-0,022	0,050

Nota: Elaboración propia.

Se asume una carga crítica de:

$$U_x = 0,396397 \text{ KPa}$$

Tabla 3.11.*Combinación de cargas para barlovento en "Y"*

Combinacion de cargas a Barlovento en "Y"	Carga muerta "D" KPa	Sobrecarga "Lr" KPa	Carga de viento "W" KPa	Carga crítica "U" KPa
U = 1,4 D	0,211	0,975	-0,096	0,295
U = 1,2 D + 0,5 Lr	0,211	0,975	-0,096	0,740
U = 1,2 D + 1,6 Lr + 0,8 W	0,211	0,975	-0,096	1,736
U = 1,2 D + 1,3 W + 0,5 Lr	0,211	0,975	-0,096	0,616
U = 1,2 D	0,211	0,975	-0,096	0,253
U = 0,9 D - 0,3 W	0,211	0,975	-0,096	0,218

Nota: Elaboración propia.

Se asume una carga crítica de:

$$U_y = 1,736 \text{ KPa}$$

ASUMIMOS:

$$U_x = 0,396 \text{ KPa (BARLOVENTO)}$$

$$U_y = 1,736 \text{ KPa (BARLOVENTO)}$$

CARGA LINEAL SOBRE LA CORREA:

$$W_{ux} = 0,203 \text{ KN/m}; W_{uy} = 0,887 \text{ KN/m}$$

MOMENTO ULTIMO:

$$M_{ux} = 0,356 \text{ KN.m}; M_{uy} = 0,390 \text{ KN.m}$$

VERIFICANDO LA SECCIÓN:

$$\text{Canto exterior del alma (d)} = 100 \text{ mm} = 0,1 \text{ m}$$

$$\text{Canto del ala (bw)} = 40 \text{ mm} = 0,04 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del alma (tf)} = 3 \text{ mm} = 0,003 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del ala (tw)} = 3 \text{ mm} = 0,003 \text{ m}$$

$$\text{Canto rigidizador (a)} = 15 \text{ mm} = 0,015 \text{ m}$$

$$\text{Área de sección (A)} = 5,7 \text{ cm}^2 = 570 \text{ mm}^2$$

$$\text{Inercia a flexión "X" (Ix)} = 83,51 \text{ cm}^4 = 0,000000835 \text{ m}^4$$

$$\text{Inercia a flexión "Y" (Iy)} = 11,74 \text{ cm}^4 = 0,000000117 \text{ m}^4$$

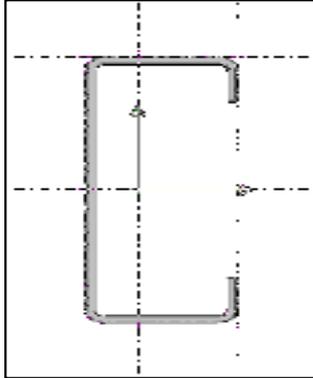
$$\text{Inercia a torsión (It)} = 0,17 \text{ cm}^4 = 0,000000017 \text{ m}^4$$

$$\text{Módulo plástico "X" (Zx)} = 13,85 \text{ cm}^3 = 0,00001385 \text{ m}^3$$

Módulo plástico "Y" (Z_y) = 4,56 cm³ = 0,00000456 m³

Figura 3.5.

Sección transversal costanera



Nota: Elaboración propia.

PROPIEDADES DEL MATERIAL:

- F_y = 0,248 KPa Esfuerzo de fluencia
- F_u = 0,407 KPa Esfuerzo último de tensión del acero estructural
- E = 203,000Kpa Módulo de elasticidad

MOMENTO NOMINAL:

- M_{nx} = 3,4348 KN.m $\phi = 0,9$
- M_{ny} = 1,13088 KN.m $\phi = 0,9$

VERIFICANDO LA RESISTENCIA:

$$\left(\frac{M_{ux}}{\Phi * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi * M_{ny}} \right) \leq 1$$

0,498275 ≤ 1

DISEÑO DE UNIONES SOLDADAS:

Datos:

CARGA ACTUANTE

- Carga actuante v = 242,06 KN
- Clasificación Soldadura FEXX = 0,493 KPa
- Fluencia del acero f_y = 0,253 KPa

Esfuerzo de corte del material $f_w = 0,408$ KPa

TAMAÑO DE LA SOLDADURA:

$e_g = 10$ mm = $0,01$ m

CÁLCULO DEL ESPESOR EFECTIVO DE LA GARGANTA:

$\alpha = 0,7853$ rad $G = 7,0704$ mm = $0,0070704$ m

RESISTENCIA DE LA SOLDADURA DE DISEÑO EN 2 cm

$\phi = 0,75$ $S_d = 20$ mm = $0,02$ m

$q = 31,36488$ KN/cm = $3136,488$ KN/m

LONGITUD INICIAL ADOPTADA

$L = 5$ cm = $0,05$ m

RESISTENCIA ADMISIBLE FINAL DE LA SOLDADURA

$$V_{adm} = 313,6488458 \text{ KN}$$

Por lo tanto:

$$V_{actuante} \leq V_{adm}$$

$$V_{act} = 242,06 \text{ KN} \leq V_{adm} = 313,6488458 \text{ KN}$$

CUMPLE

3.5.5. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LOSA ALIVIANADA

3.5.5.1. Características de materiales componentes de la losa.

Las características de los materiales que componen el panel de losas se obtuvieron de especificaciones técnicas Pretensa y son las siguientes:

- Viguetas pretensadas:

Tabla 3.12.

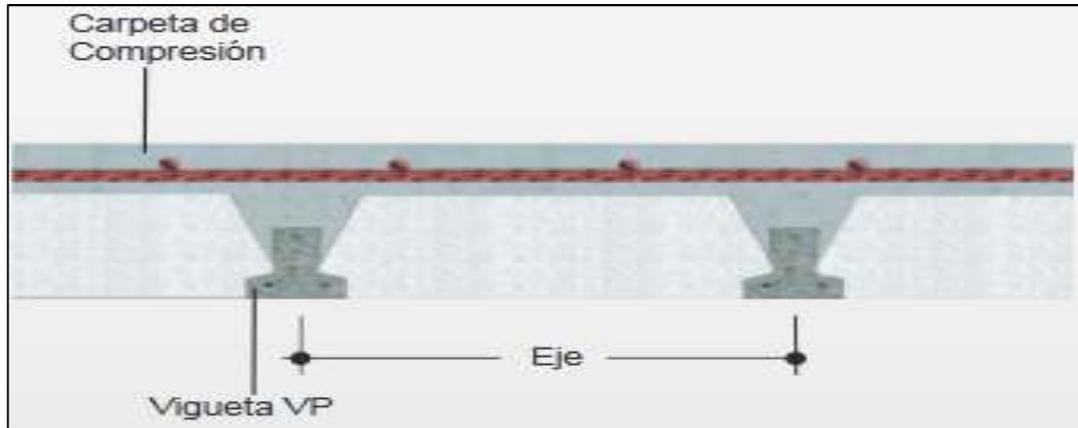
Características de viguetas pretensadas

Producto	Dimensiones (mm)				Peso promedio (Kg)	Resistencia del acero ($f_{yk} = \text{Kg/cm}^2$)	Tipo de hormigón
	a	b	h	l			
Viguetas pretensadas	60	100	105	Variable	17,2	18000	350- 400 Kg/cm ²

Nota: Obtenido del Catálogo de Pretensa, 2016.

Figura 3.6.

Sistema de aplicación de viguetas



Nota: Recuperado de Catálogo de Pretensa, 2016.

Tabla 3.13.

Dimensiones del sistema de aplicación de viguetas

Descripción	Dimensiones (cm)	
	Simple	Doble
Distancia entre ejes	40-50-60	40-50-60
Altura de carpeta de compresión	5	5
Altura de complemento	(10-25)	(10-25)
Altura paquete estructural	(15-30)	(15-30)

Nota: Recuperado del Catálogo de Pretensa, 2016.

Los datos que se introdujeron en el programa CYPECAD (versión 2017) para el diseño y obtención de esfuerzos en las losas son los siguientes:

- Canto de bovedilla: 15 cm = 0,15 m
- Espesor de la capa de compresión: 5 cm = 0,05 m
- Ancho del nervio: 11 cm = 0,11 m
- Volumen de hormigón: 0,09 m³/m²
- Peso Propio: 2,207 KN/m²= 0,002207 KPa
- Incremento del ancho de nervio= 0 m
- Intereje (separación entre ejes de viguetas) : 50 cm= 0,5 m
- Bovedilla: De poliestireno (44 cm x15 cm x 100 cm.) = (0,44m x 0,15 m x 1m)

- Comprobación de flecha: Como vigueta pretensada

3.5.5.2.CANTO MÍNIMO.

Se verificarán los resultados de la losa de mayor luz que corresponde a la losa U27, cuyas dimensiones son las siguientes:

$$L_x = 5,00 \text{ m} \quad L_y = 5,40 \text{ m}$$

El criterio para elegir el sentido de la colocación de viguetas fue con base en la continuidad de los paños y la obtención de momentos flectores menores, por lo que las viguetas están paralelamente dispuestas a la luz menor de la losa.

- Determinación del canto mínimo (h): Según la norma CBH-87, en estructuras de luces menores a 6 m, no es necesario realizar la verificación por deflexión si se utiliza las relaciones de canto/luz en función de la tabla 3.14.

Tabla 3.14.

Valores de la relación canto/ luz para los cuales no es necesario comprobar la flecha

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Tramos simplemente apoyados	1/24	1/20	1/18	1/14
Vanos extremos de tramos continuos	1/28	1/24	1/20	1/18
Vanos internos de tramos continuos	1/32	1/28	1/24	1/20
Voladizos	1/16	1/14	1/12	1/10
Caso 1: Forjados que no han de soportar tabiques ni muros.				
Caso 2: Forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero de yeso.				
Caso 3: Forjados que han de soportar tabique o muros construidos con mortero de cal.				
Caso 4: Forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero de cemento.				

Nota: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87. (1987). Bolivia. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

$$h = L/24 = 5/24 = 0,2083 \text{ m} \approx 0,20 \text{ m}$$

3.5.5.3.ARMADURA DE REPARTO.

Es necesario colocar armadura mínima en la dirección perpendicular al armado de las viguetas de la losa aligerada para controlar los esfuerzos por cambios de temperatura

y contracción de fraguado del concreto. Por tal motivo, la armadura de reparto se determina con la siguiente expresión:

Espesor de la capa de compresión $h_o = 5 \text{ cm} = 0,05 \text{ m}$

$$A_s \geq \frac{50 * h_o}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$
$$A_s \geq \frac{50 * 5 \text{ cm}}{\frac{500 \text{ MPa}}{1,15}} \geq \frac{200}{\frac{500 \text{ MPa}}{1,15}}$$
$$A_s \geq \frac{0,575 \text{ cm}^2}{\text{m}} \geq \frac{0,460 \text{ cm}^2}{\text{m}}$$

Para 1 (m) de losa se tiene $\rightarrow A_s = 0,575 \text{ cm}^2$

Número de barras ($\varnothing = 6 \text{ mm}$) = $A_s / A_{\text{barra}} (\varnothing 6) = 0,575 \text{ cm}^2 / 0,283 \text{ cm}^2 = 2,03 \approx 3$ barras

Sin embargo, según CBH-87, el espaciamiento máximo entre barras es de 30 cm, por esta razón se considerará 5 barras de $\varnothing = 6 \text{ mm}$, espaciadas cada 25 cm.

$$S = \frac{100 \text{ cm} - (5 * 0,6 \text{ cm})}{4} = 24,25 \cong 25 \text{ cm (CUMPLE)}$$

Para 1 m de losa se utiliza: $5 * 0,283 \text{ cm}^2 = 1,415 \text{ cm}^2$

$$1,415 \text{ cm}^2 / \text{m} > 0,575 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (Cumple)}$$

Finalmente, la armadura de reparto que se colocará en las losas aligeradas en dirección perpendicular a la del armado de las viguetas será: $\varnothing 6 \text{ mm c/ } 25 \text{ cm}$.

3.5.5.4. CÁLCULO DE LA ARMADURA PARA MOMENTOS POSITIVOS.

No se realiza el cálculo de armadura positiva, debido a que las empresas comerciales de viguetas pretensadas proporcionan momentos admisibles para cada tipo de vigueta, en función del momento flector actuante. Se calcula el momento flector actuante y en función de este valor se elige el tipo de vigueta a utilizar.

- Cálculo de cargas sobre la vigueta pretensada.

Del diseño estructural con ayuda del software CYPECAD (versión 2017) se tiene un momento positivo último de diseño para un nervio de:

$$(+) = 22,27 \text{ KN} * m = 2227 \text{ Kg} * m$$

Una vigueta tipo 8 de la línea “Pretensa” resiste un momento admisible de 2700 Kg*m/m.

$$M_{adm} > M \rightarrow 2700 \text{ Kg} * m / m > 2227 \text{ Kg} * m / m \text{ (Cumple)}$$

Por tanto, el diseño de la losa alivianada constituida por complementos de plastoform de 15 x 40 x 100 cm, viguetas pretensadas separadas a 50 cm entre ejes, capa de compresión de 5 cm de espesor de hormigón de $f_{ck}=250 \text{ Kg/cm}^2$, en la que se debe incorporar una armadura de reparto de $\varnothing=6 \text{ mm}$, espaciada cada 25 cm, cumple satisfactoriamente con los requisitos de resistencia.

En el ANEXO 7 se encuentra la tabla de momentos flectores admisibles de las viguetas “Pretensa”.

La esencia del pretensado consiste en aplicar a una estructura o elemento estructural fuerzas tales que contrarresten los efectos de las cargas posteriores. Específicamente, se introducen antes de cargar la pieza fuerzas tales que produzcan tensiones internas opuestas en signo y distribución a las producidas posteriormente por las cargas exteriores. Como las tensiones totales resultantes son la suma de las producidas por el pretensado y las originadas por la carga útil, se mejora el comportamiento del elemento.

En resumen, pretensar es introducir tensiones iguales y contrarias a los que producen las cargas. Una de las peculiares consideraciones en el hormigón pretensado es la diversidad de los estados de carga a los cuales el elemento o estructura está sujeto. Durante cada uno de estos estados hay diferentes etapas en las cuales la estructura puede estar bajo diferentes sollicitaciones.

- **Estado 1:** El elemento no está bajo el pre esfuerzo, es decir la fuerza de pretensado $P_o=0$.
- **Estado 2:** El elemento está bajo el pre esfuerzo, pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta, solamente al peso propio de la viga M_o . El Momento flector es causado por la fuerza de pretensado (P_o).

En otras palabras, cuando la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón (esto es, en el procedimiento cuando se aflojan los gatos) la viga se levanta sobre su lecho, momento en el que el peso de la viga, se convierte en una carga activa.

En otras palabras, el emplazamiento y magnitud de la fuerza de pretensado debe elegirse de tal forma que en esta etapa la tracción en la fibra más elevada no supere el valor máximo estipulado del esfuerzo admisible a tensión (f_{ti}). Similarmente, la compresión en la fibra inferior no debe superar en valor absoluto a la tensión de compresión máxima permitida (f_{ci}).

- **Estado 3:** Conocido como el “estado de carga balanceada”, donde el momento producido por el peso propio del elemento y el producido por las cargas que se le adicionan inicialmente, se igualan al momento producido por la fuerza de pretensado (de signo contrario), es decir que, al ser iguales, estos momentos se anulan.
- **Estado 4:** Posteriormente, cuando la viga está instalada, está es sometida a las cargas de servicio, que se componen del peso muerto adicional, como forjados de piso soportados por la viga, y las sobrecargas de uso del proyecto. Esta carga superpuesta produce el momento adicional y las tensiones de flexión. Estas tensiones de flexión se superponen a las producidas por el pretensado y el peso de la viga. Por lo tanto, bajo la carga de proyecto, las tensiones en las fibras extremas de compresión y tensión son f_{cs} y f_{ts} respectivamente.

En otras palabras, el emplazamiento y magnitud de la fuerza de pretensado deben elegirse de tal forma que en esta etapa la máxima tensión de tracción que actúa ahora en la fibra inferior, y la máxima tensión de compresión, que actúa en la fibra más elevada, no superen los límites fijados. De acuerdo a lo explicado anteriormente, se

verificarán los esfuerzos de la vigueta en los estados (tiempo = 0) y tiempo infinito ($t=\infty$), es decir en el estado 2 y el estado 4, respectivamente.

3.5.5.5. CÁLCULO DE PÉRDIDAS EN LA FUERZA DE PRETENSADO.

Un aspecto muy significativo que se debe considerar en el diseño de elementos pretensados son las pérdidas de pretensado que se producen por diferentes causas. Estas pérdidas pueden afectar drásticamente el comportamiento de un elemento bajo cargas de servicio.

Las pérdidas más significativas que se deben considerar para calcular el pre esfuerzo efectivo y las que especifican en la norma ACI 318-05 son las siguientes:

Tabla 3.15.

Pérdidas en la fuerza de pretensado.

TIPO DE PERDIDA	PÉRDIDA	ARMADURAS PRETESAS (PRETENSADO)	ARMADURAS POSTESAS (POSTENSADO)
Instantáneas	Por fricción entre cable y vaina	NO	SI
	Por acunamiento	NO	SI
	Por acortamiento elástico del hormigón	SI	SI/NO
Diferidas	Por fluencia lenta del hormigón	SI	SI
	Por contracción del hormigón	SI	SI
	Por relajación del acero	SI	SI

Nota: Elaboración Propia.

Hay una relación existente entre la fuerza de pretensado inicial (P_o) y la fuerza de pretensado efectiva (P_e):

$$n = \frac{P_e}{P_o}$$

- **Propiedades de los materiales:**

Luz de cálculo de la vigueta = 5,00 m

Resistencia característica de hormigón a compresión = $350 \text{ kg/cm}^2 = 34335 \text{ KPa}$

Resistencia característica a tracción del acero de pre esfuerzo = $f_{pu} = 18.000 \text{ kg/cm}^2 = 1765800 \text{ KPa}$

Peso específico del hormigón pretensado = $2400 \text{ kg/m}^3 = 23, 544 \text{ KN/m}^3$

Resistencia del hormigón a compresión en el momento del pre esforzado:

$$f'_{ci}=0,7 * f'_c=0,7 * 350= 245 \text{ kg/cm}^2=24034,5 \text{ KPa}$$

- **Cálculo de la fuerza de pretensado inicial (Po):**

El esfuerzo en el acero de pre esfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión viene dado por:

$$f_{PS0}=0,74*f_{PU}$$

$$f_{PS} = 0,74 * 18000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 13320 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

El área de acero de pretensado es:

$$A = \#barras * Abarras$$

$$A = 4 * \frac{\pi * (0,4 \text{ cm})^2}{4} = 0,502654 \text{ cm}^2$$

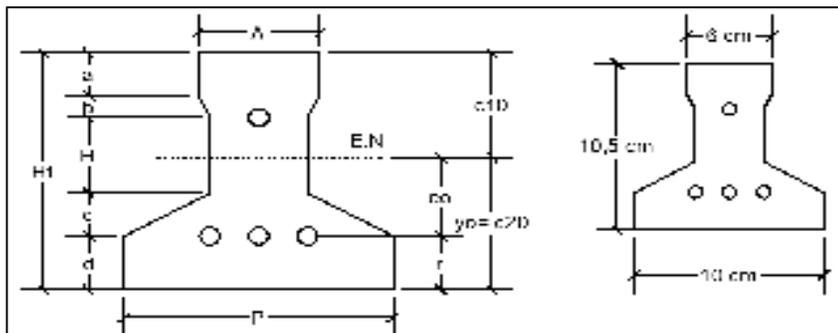
Entonces la fuerza de pretensado inicial (Po) es:

$$Po = fps * A = 13320 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 0,502654 \text{ cm}^2 = 6695,362 \text{ Kg}$$

- **Propiedades geométricas de la sección transversal de la vigueta:**

Figura 3.7.

Geometría de la vigueta utilizada



Nota: Elaboración propia

$$A = 0,06 \text{ m}$$

$$P = 0,10 \text{ m}$$

$$t = 0,04 \text{ m (espesor del alma)}$$

$$a=0,02 \text{ m}$$

$$b = 0,01 \text{ m}$$

$$H = 0,04 \text{ m}$$

$$c = 0,02 \text{ m}$$

$$d = 0,03 \text{ m}$$

$$L = \text{Longitud de la viga} = 5,00 \text{ m}$$

$$\text{Altura total de la vigueta} = H_t = 0,105 \text{ m}$$

$$\text{Brazo mecánico inferior} = C_{20} = 0,044 \text{ m}$$

$$\text{Brazo mecánico superior} = C_{10} = 0,0657 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento inferior} = r = 0,025 \text{ m}$$

$$e_o = C_{20} - r = 0,01929 \text{ m}$$

$$\text{Área de la vigueta} = A_o = 0,0077 \text{ m}^2 = 77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia de la vigueta} = I_o = 8,646 \times 10^{-6} \text{ m}^4 = 864,690 \text{ cm}^4$$

- **Cálculo del momento generado por el peso propio de la vigueta (Mo):**

$$q_o = A_o * \gamma_{H^*P} = 0,0077 \text{ m}^2 * 2400 \text{ Kg /m}^3 = 18,48 \text{ Kg/m}$$

$$M_o = \frac{q_o * L^2}{8} = \frac{18,48 * 5^2}{8} = 57,75 \text{ Kg * m}$$

$$M_o = 5775 \text{ Kg * cm}$$

Mayorando se tiene:

$$M_o = 57,75 \text{ Kg * m} * 1,6 = 92,40 \text{ Kg * m} = 9240 \text{ Kg * cm}$$

3.5.5.5.1. PÉRDIDA POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL HORMIGÓN (ΔF_{PES}):

A pesar de que el esfuerzo de pre esforzado varía en las diferentes secciones se estima esta pérdida con suficiente aproximación suponiendo que todo el elemento se acorta uniformemente, por lo tanto, cumple la ley de Hooke:

$$\Delta f_{pES} = K_{es} * E_s * \frac{f_{cir}}{E_{ci}} \quad ; \quad f_{cir} = K_{cir} f_{cpi} - f_g$$

Donde:

K_{es} =Factor

E_s = Módulo de elasticidad del acero de pretensado

f_{cir} =Tensión de compresión neta en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, inmediatamente después de aplicar al hormigón.

E_{ci} = Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de aplicar el pretensado.

f_{cpi} =Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del pretensado debida al Ppi.

f_g = Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del pretensado debida al peso de la estructura en el momento en que se aplica el pretensado.

K_{cir} = Factor

Cálculo del módulo de elasticidad del hormigón al momento de aplicar el pretensado (E_{ci}):

$$f'_{ci} = 0,70 * f'_c = 0,70 * 350 \text{ kg/cm}^2 = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 15100 * \sqrt{f'_{ci}} = 15100 * \sqrt{245} = 236352,385 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 195000 \text{ Mpa} = 1950000 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de f_{cpi} :

$$e_o = 1,928 \text{ cm} \quad A_o = 0,0077 \text{ m}^2 = 77 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 6695,362 \text{ Kg} \quad I_o = 864,690 \text{ cm}^4$$

$$M_o = 9240 \text{ kg*cm}$$

$$f_{cpi} = \left| \frac{-P_o * e_o^2}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \right| = 115,735 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de f_g :

$$f_g = \frac{M_o * e_o}{I_o} = 20,602 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de f_{cir} :

$$f_{cir} = K_{cir} f_{cpi} - f_g = (1 * 115,735) - 20,602 = 95,133 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la pérdida por acortamiento elástico del hormigón:

$$\Delta f_{pES} = K_{es} * E_s * \frac{f_{cir}}{E_{ci}} = 656,681 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

3.5.5.5.2. Pérdida Por fluencia lenta del hormigón (Δf_{pER}):

Se lo determina con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pER} = K_{cr} * \frac{ES}{E_c} * (f_{cir} - f_{cds})$$

Donde:

K_{cr} =Factor

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón a los 28 días.

f_{cds} =Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del pretensado debida a todas las cargas permanentes sobrepuestas que se aplican al elemento una vez que ha sido pretensado.

Cálculo del módulo de elasticidad del hormigón a los 28 días (E_c):

Resistencia característica de hormigón a compresión = $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

$$E_c = 15100 * \sqrt{f_c} = 15100 * \sqrt{350} = 282495,1327 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de f_{cds} :

$$f_{cds} = \frac{M_{ds} * e_{\infty}}{I_{\infty}}$$

Se calcula el momento (M_{ds}) ocasionado por las cargas permanentes sobrepuestas que se aplican al elemento:

$$M_{ds} = 0,20 * M_d \quad ; \quad M_d = \frac{q_p * L^2}{8}$$

Dónde: M_d =Momento flector producido por las cargas permanentes sobrepuestas:

El valor de las cargas permanentes no estructurales y la sobrecarga de uso, se justifican en ANEXO 5.

$$\text{Por cargas permanentes} \rightarrow q_d = q_d' * 0,5 \text{ m} = 116 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 0,5 \text{ m} = 58 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Por sobrecarga de uso} \rightarrow q_L = q_L' * 0,5 \text{ m} = 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 0,5 \text{ m} = 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Por sobrecarga de uso} \rightarrow q_L = q_L' * 0,5 \text{ m} = 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 0,5 \text{ m} = 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Mayorando se tiene:

$$Md = (493,75 \text{ kg} * m) * 1,60 = 790 \text{ Kg} * m$$

$$Mds = 0.20 * (790 * 100) = 15800 \text{ Kg} * cm$$

Cálculo de área homogeneizada: Se debe homogeneizar la sección debido a que los elementos de viga y losa tienen diferentes resistencias. Para homogeneizar la sección se emplea la relación modular correspondiente a cada tipo de hormigón:

$$n = \frac{E(\text{vigüeta})}{E(\text{losa})} = \frac{15100 * \sqrt{f_c}}{15100 * \sqrt{f_c}} = \frac{15100 * \sqrt{350}}{15100 * \sqrt{250}} = 1,18$$

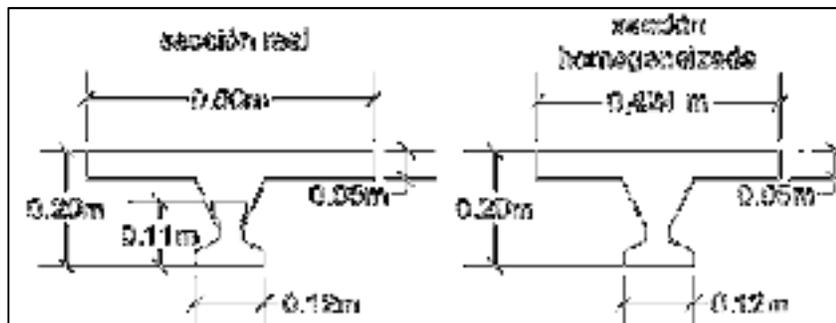
La nueva base de la losa homogeneizada es: $b' = b/n = 0,50/1,18 = 0,424 \text{ m}$

$$A_{\infty} = A_{\text{vigüeta}} + A_{\text{losa homogeneizada}} = 77 \text{ cm}^2 + 259 \text{ cm}^2$$

$$A_{\infty} = 336 \text{ cm}^2$$

Figura 3.8.

Sección homogeneizada de la vigüeta pretensada



Nota: Elaboración propia

Las propiedades geométricas de la sección homogeneizada son:

$$\text{Brazo mecánico inferior} = C_{2\infty} = 0,1401 \text{ m}$$

$$\text{Brazo mecánico superior} = C_{1\infty} = 0,0599 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento inferior} = r = 0,025 \text{ m}$$

$$e_{\infty} = C_{2\infty} - r = 0,1150 \text{ m}$$

$$\text{Área de la vigüeta} + \text{Alosa} = A_{\infty} = 0,0336 \text{ m}^2 = 336 \text{ cm}^2 \text{ (en el tiempo } \infty)$$

Inercia de la vigueta = $I_{\infty} = 0,000113451 \text{ m}^4 = 11345,08421 \text{ cm}^4$

Reemplazando datos en:

$$f_{cds} = \frac{Mds * e_{\infty}}{I_{\infty}} = \frac{15800 \text{ kg} * \text{cm} * 11,50 \text{ cm}}{11345,08421 \text{ cm}^4} = 16,0157 \text{ Kg/cm}^2$$

Finalmente, la pérdida por fluencia lenta del hormigón (Δf_{pER}) es:

$$\Delta f_{pER} = K_{cr} * \frac{Es}{Ec} * (f_{cir} - f_{cds})$$

$$\Delta f_{pER} = 2 * \frac{1950000 \text{ Kg/cm}^2}{282495,1327 \text{ Kg/cm}^2} * \left(95,133 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 16,0157 \text{ Kg/cm}^2 \right)$$

$$\Delta f_{pER} = 1092,26 \text{ Kg/cm}^2$$

3.5.5.5.3. PÉRDIDA POR CONTRACCIÓN DEL HORMIGÓN (ΔF_{pSR}):

Se lo determina con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pSR} = (8,2 * 10^{-6}) * K_{sh} * Es * \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) * (100 - RH)$$

Donde:

$K_{sh} = 1$ (Para elementos pretensados)

V/S = Relación volumen/ - superficie, se toma como el área bruta de la sección dividida por su perímetro

RH = Humedad relativa ambiente media alrededor del hormigón

Reemplazando los siguientes datos se tiene:

$$Es = 1950000 \text{ Kg/cm}^2 = 27771900 \text{ Psi}$$

$$V/S = A/P = 77 \text{ cm}^2 / 46,26 \text{ cm} = 1,664 \text{ cm} = 0,655 \text{ pulg.}$$

$RH = 70 \%$ (humedad relativa en Tarija)

$$\Delta f_{pSR} = (8,2 * 10^{-6}) * 1 * 27771900 \text{ Psi} * (1 - 0,06 * 0,655) * (100 - 70)$$

$$\Delta f_{pSR} = 6563,28 \text{ Psi} = 460,840 \text{ Kg/cm}^2$$

3.5.5.4. PÉRDIDA POR RELAJACIÓN DEL ACERO (Δf_{pCR}):

Se lo determina con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pCR} = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C$$

Donde:

K_{re}, J, C = Factores en función al tipo de acero

SH= Pérdida de tensión debida a la contracción del hormigón

CR= Pérdida de tensión debida a la fluencia lenta del hormigón

ES= Pérdida de tensión debida al acortamiento elástico del hormigón

Reemplazando los siguientes datos:

Pérdida por acortamiento elástico del hormigón (Δf_{pES}) $\rightarrow ES = 656,68 \text{ Kg/cm}^2 = 9352,429 \text{ Psi}$

Pérdida por fluencia lenta del hormigón (Δf_{pER}) $\rightarrow CR = 1092,26 \text{ Kg/cm}^2 = 15555,96 \text{ Psi}$

Pérdida por contracción del hormigón (Δf_{pSR}) $\rightarrow SH = 460,840 \text{ Kg/cm}^2 = 6563,28 \text{ Psi}$

Para acero de baja relajación (grado 270) de relación $f_{pi}/f_{pu} = 0,74$ $\left\{ \begin{array}{l} K_{re} = 5000 \text{ Psi} \\ J = 0,04 \\ C = 0,95 \end{array} \right.$

$$\Delta f_{pCR} = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C$$

$$\Delta f_{pCR} = [5000 - 0,04(6563,28 + 15555,96 + 9352,429)]0,95$$

$$\Delta f_{pCR} = 3554,076 \text{ Psi} = 249,549 \text{ Kg/cm}^2$$

3.5.5.6. CÁLCULO DE LA FUERZA DE PRETENSADO EFECTIVA (Pe):

Finalmente se suman todas las pérdidas, y se calcula la fuerza de pretensado efectiva (Pe):

$$\sum \Delta f = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pER} + \Delta f_{pCR} = 2459,329 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = \sum \Delta f * A = 2459,329 \text{ Kg/cm}^2 * 0,5026 \text{ cm}^2 = 1236,058 \text{ Kg}$$

La relación existente entre la fuerza de pretensado inicial (P_o) y la fuerza de pretensado efectiva (P_e) es la siguiente:

$$P_e = P_o - P = 6695,362 \text{ Kg} - 1236,058 \text{ Kg} = 5459,304 \text{ Kg}$$

$$n = \frac{P_e}{P_o} = \frac{5459,304 \text{ Kg}}{6695,362 \text{ Kg}} = 0,815$$

3.5.5.7. DISEÑO A FLEXIÓN CON BASE EN LÍMITES EN EL ESFUERZO DEL HORMIGÓN.

La verificación de esfuerzos admisibles en la vigueta pretensada se realiza con base en la normativa ACI 318-2005 (American Concrete Institute), debido a que la Norma Boliviana CBH-87 no contempla el diseño de hormigón pre esforzado.

3.5.5.7.1. CÁLCULO DE TENSIONES ADMISIBLES EN ESTADO 2 (TIEMPO = 0) Y ESTADO 4 (TIEMPO = ∞):

En el Estado 2 se tiene:

$$\text{Esfuerzo admisible a tracción} \rightarrow f_{ti} = 0,80 * \sqrt{f'_{ci}} = 0,80 * \sqrt{245 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 12,52 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo admisible a compresión} \rightarrow f_{ci} = 0,60 * \sqrt{f'_{ci}} = 0,60 * 245 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 147 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

En el Estado 4 se tiene:

$$\text{Esfuerzo admisible a tracción} \rightarrow f_{ts} = 1,6 * \sqrt{f'_c} = 1,6 * \sqrt{350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 29,93 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo admisible a compresión} \rightarrow f_{cs} = 0,45 * f'_c = 0,45 * 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 157,50 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

3.5.5.7.2. VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS EN TIEMPO ESTADO 2 (TIEMPO 0):

Se debe verificar lo siguiente:

$$+ \frac{M_o * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o * e_o * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci} \qquad - \frac{M_o * c_{10}}{I_o} + \frac{P_o * e_o * c_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

- Verificación de esfuerzos en la fibra traccionada:

$$f_{ti} = 12,522 \text{ kg/cm}^2 \quad M_o = 9240 \text{ kg*cm} \quad P_o = 6695,362 \text{ kg}$$

$$I_o = 864,690 \text{ cm}^4 \quad e_o = 1,929 \text{ cm} \quad A_o = 77 \text{ cm}^2 \quad C_{10} = 6,57 \text{ cm}$$

$$-\frac{M_o * c_{10}}{I_o} + \frac{P_o * e_o * c_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

$$-59,027 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 12,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Cumple})$$

- Verificación de esfuerzos en la fibra comprimida:

$$f_{ci} = 147 \text{ Kg/cm}^2 \quad M_o = 8339,04 \text{ Kg*cm} \quad P_o = 6695,362 \text{ Kg}$$

$$I_o = 864,690 \text{ cm}^4 \quad e_o = 1,929 \text{ cm} \quad A_o = 77 \text{ cm}^2 \quad C_{20} = 4,44 \text{ cm}$$

$$+\frac{M_o * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o * e_o * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci}$$

$$- \quad 105,82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq -147 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Cumple})$$

3.5.5.7.3. Verificación de esfuerzos en tiempo Estado 4 (tiempo ∞):

Se debe verificar lo siguiente:

$$-\frac{M_T * c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{P_o * n * e_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_o}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$\frac{M_T * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_o * e_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_o}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

- Cálculo de momento flector actuante (M_∞):

El valor de las cargas permanentes no estructurales y la sobrecarga de uso, se justifican en ANEXO 5.

Por peso propio: $q_o = A_o * \gamma_{H^P} + (sh) * \gamma_{H^A}$

$$q_o = \left(0,0077\text{m}^2 * 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}\right) + \left(0,0259\text{m}^2 * 2500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}\right) = 83,23 \text{ Kg/m}$$

Por cargas permanentes: $q_d = q_d' * 0,5 \text{ m} = 116 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 0,5 \text{ m} = 58 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$

Por sobrecarga de uso: $q_L' * 0,5 m = 200 \frac{Kg}{m^2} * 0,5 m = 100 \frac{Kg}{m}$

Sumando las cargas se tiene: $\Sigma=q_T = 241,23 \text{ Kg/m}$

$$M_T = M_\infty = \frac{q_T * L^2}{8} = \frac{241,23 \frac{Kg}{m} * (5m)^2}{8} * 1,60 = 1206,15 \text{ Kg} * m$$

$$M_T = M_\infty = 120615 \text{ Kg} * cm$$

- Verificación de tensiones en la fibra traccionada:

$$f_{ts} = 29,93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_\infty = 120615 \text{ Kg} * cm$$

$$P_o = 6695,362 \text{ Kg}$$

$$n = 0,815$$

$$I_\infty = 11345,084 \text{ cm}^4$$

$$e_\infty = 11,50 \text{ cm}$$

$$A_\infty = 336 \text{ cm}^2$$

$$C_{2\infty} = 14,01 \text{ cm}$$

$$\frac{M_T * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_o * e_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_o}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

$$-55,214 \frac{Kg}{cm^2} \leq 29,93 \frac{Kg}{cm^2} \quad (\text{Cumple})$$

- Verificación de tensiones en la fibra comprimida:

$$f_{ts} = -157,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_\infty = 120615 \text{ Kg} * cm$$

$$P_o = 6695,362 \text{ kg}$$

$$n = 0,815$$

$$I_\infty = 11345,084 \text{ cm}^4$$

$$e_\infty = 11,50 \text{ cm}$$

$$A_\infty = 336 \text{ cm}^2$$

$$C_{1\infty} = 5,99 \text{ cm}$$

$$-\frac{M_T * c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{P_o * n * e_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_o}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$-46,790 \frac{Kg}{cm^2} \geq -157,50 \frac{Kg}{cm^2} \quad (\text{Cumple})$$

3.5.5.8.ARMADURA DE MOMENTOS NEGATIVOS

Dado que se producen momentos flectores en cercanías de las columnas, se debe calcular la pieza para que resista en su extremo un momento flector negativo, no inferior a $\frac{1}{4}$ del máximo positivo calculado para el vano. En el apoyo de las viguetas (viga rectangular) hay un encuentro de las mismas, por lo que se producen momentos negativos, y se debe colocar una armadura que absorba dichos momentos y evite posibles fisuras.

Se calculará la armadura negativa para una banda de losa de 1 m:

Cargas actuantes:

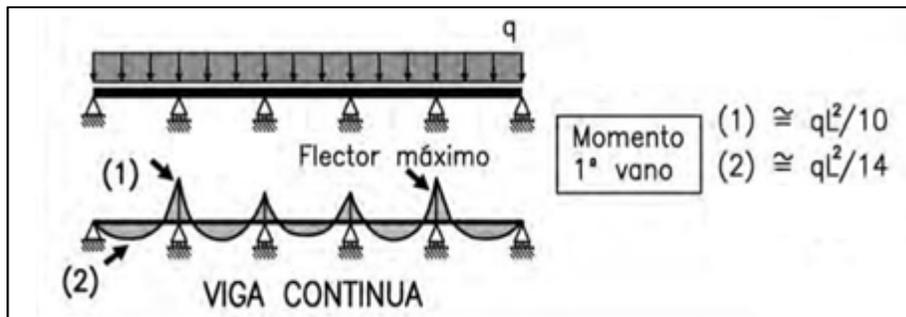
- Peso propio losa alivianada: $2,207 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 224,97 \text{ kg/m}^2$ 225 Kg/m^2
- Carga permanente no estructural: 116 Kg/m^2
- Sobrecarga de uso: 200 Kg/m^2
- Sumando las cargas y mayorando se tiene:

$$q = 10,6 * (200 + 116 + 225) = 864,6 \text{ Kg/cm}^2$$

Las viguetas y la capa de compresión actúan en conjunto como elemento estructural, por tanto, consideramos el momento flector negativo solicitado de una viga continua:

Figura 3.9.

Ejemplificación del comportamiento de viguetas



$$M(-) = \frac{q * L^2}{10} = \frac{865,6 * 5^2}{10} = 2164 \text{ Kg} * m$$

Se calcula el momento reducido de cálculo μ :

$$\mu = \frac{Md}{b * d^2 * fcd} = \frac{2164 * 100}{100 \text{ cm} * (20 - 4)^2 * 166,67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 0,0507$$

$$\mu=0,0507 \rightarrow \omega=0,0522 \text{ (Véase tabla 2.10)}$$

Entonces la armadura requerida es:

$$As = \omega * b * d * \frac{fcd}{fyd} = 0,0522 * 100 \text{ cm} * (20 - 4) \text{ cm} * \frac{166,67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$As = 3,20 \text{ cm}^2 \text{ (Para 1 metro de losa)}$$

$$U = As * fyd = 3,20 \text{ cm}^2 * 43,4783 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 139,20 \text{ KN}$$

Comparado con la armadura mínima necesaria para acero AE 500 $\rightarrow \omega=0,0028$

$$As_{\text{mín}} = \omega * b * d = 0,0028 * 100 \text{ cm} * (20 - 4) \text{ cm} = 4,48 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor:

$$As = 4,48 \text{ cm}^2 \text{ (Para 1 metro de losa)}$$

De tablas de capacidades mecánicas Tabla 8.10 Armaduras traccionadas, y Tabla 8.11 Armaduras comprimidas, para AH-500 y $y_f=1,15$ del libro Hormigón Armado (Tomo I).14va Edición (2000)-Jiménez Montoya se obtiene:

$$U = As * fyd = 4,48 \text{ cm}^2 * 43,4783 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 194,78 \text{ KN}$$

El programa asignó la siguiente armadura para una banda de losa de 1 m, cuyas correspondientes capacidades mecánicas son:

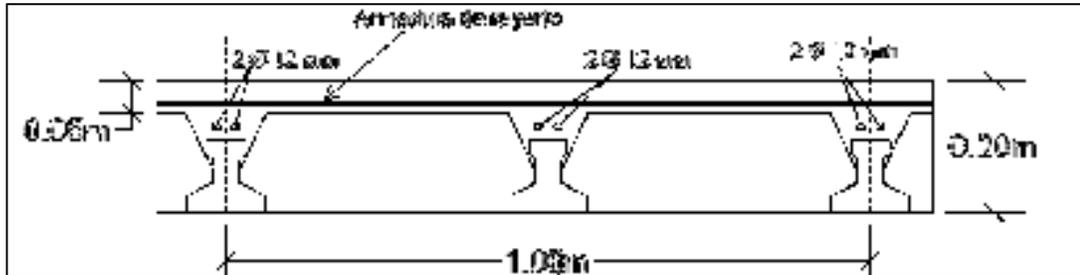
$$4 \text{ barras de } \emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow As = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$4\emptyset 12 \text{ mm} \rightarrow U = 196,7 \text{ KN}$$

La disposición de armadura se puede observar en la figura 3.10 :

Figura 3.10.

Disposición de armadura negativa en losa alivianada proporcionada por el programa.



Nota: Elaboración propia.

Por tanto, se cumple lo siguiente:

$$U \text{ dispuesta} \geq U \text{ calculada manualmente}$$

$$196,70 \text{ KN} \geq 194,78 \text{ KN (Cumple)}$$

Finalmente, se acepta la armadura negativa dispuesta por el programa.

3.5.5.9. CÁLCULO DE FLECHAS.

Debido a la contra flecha provocada por la fuerza de pretensado inicial, los estados a considerarse son el inicial y cuando se aplica la carga de servicio bajo la fuerza pretensora efectiva.

Inmediatamente después de ocurrido el pre esfuerzo, la deformación es:

$$\Delta = -\Delta_{pi} + \Delta_o$$

Donde:

$$\Delta_{pi} = \frac{P_o * e * L^2}{8 * E * I_o} ; \Delta_o = \frac{5 * q_o * L^2}{384 * E * I_o}$$

Reemplazando los siguientes datos se tiene:

$$L = 5 \text{ m} = 500 \text{ cm}$$

$$e_o = 0,01929 \text{ m} = 1,929 \text{ cm}$$

$$I_o = 864,690 \text{ cm}^4$$

$$P_o = 6695,362 \text{ Kg}$$

$$P_e=5459,304 \text{ kg}$$

$$I_{\infty}=11345,084 \text{ cm}^4$$

$$E=15100 * \sqrt{f'c} = 15100 * \sqrt{350} = 282495,1327 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_o=\text{Carga de peso propio de la vigueta}= 18,48 \text{ Kg/m}$$

Para una separación de viguetas de 0,50 m se tiene:

$$q_{d1}=\text{Carga muerta no estructural}= 116 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 58 \text{ Kg/m}$$

$$q_l=\text{Carga viva o de sobrecarga de uso} = 200 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 100 \text{ Kg/m}$$

$$q_{pp}=\text{Carga del paquete estructural}=225 \text{ Kg /m}^2 \rightarrow 112,5 \text{ Kg/m}$$

Carga de complemento de plastroform y capa de compresión:

$$(225 \text{ Kg /m}^2 * 0,5 \text{ m}) - 18,48 \text{ Kg/m} = 94,02 \text{ Kg/m}$$

Adicionando la carga muerta no estructural, para obtener la carga muerta superpuesta (qd):

$$q_d = 94,02 \text{ Kg/m} + 58 \text{ Kg/m} = 152,02 \text{ Kg/m}$$

$$\Delta_{pi} = -\frac{P_o * e * L^2}{8 * E * I_o} = -1,65 \text{ cm} \quad ; \quad \Delta_o = \frac{5 * q_o * L^2}{384 * E * I_o} = 0,61 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pe} = \Delta_{pi} * \frac{P_e}{P_o} = 1,34 \text{ cm}$$

La deflexión ocasionada por el peso propio, cargas vivas y muertas se puede calcular con las siguientes ecuaciones:

Cálculo de las deflexiones instantáneas generadas por las cargas muerta y viva superpuestas, respectivamente (Δ_d y Δ_l):

$$\Delta_d = \frac{5 * q_d * L^4}{384 * E * I_{\infty}} = 0,42 \text{ cm} \quad ; \quad \Delta_l = \frac{5 * q_l * L^4}{384 * E * I_o} = 0,25 \text{ cm}$$

Para una duración de 5 años según ACI 318-05:

$$C_t = \frac{1825^{0,6}}{10 + 1825^{0,6}} * 2,35 = 2,12$$

Reemplazando datos en la ecuación siguiente se obtiene la deflexión neta para la carga de servicio completa que tiene en cuenta el efecto a largo plazo de las cargas sostenidas:

$$\Delta = -\Delta_{pe} + \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} Cc + (\Delta_o + \Delta_d)(1 + Cc) + \Delta_l$$

$$\Delta = -1,032 \text{ cm} = -10,32 \text{ mm}$$

Comparando con el valor límite para la flecha de acuerdo a ACI 318-05 en términos relativos a la longitud del elemento se tiene:

$$\Delta_T < \frac{L}{480} \rightarrow -10,32 \text{ mm} < \frac{5 * 1000 \text{ mm}}{480}$$

$$-10,32 \text{ mm} < 10,42 \text{ mm} \text{ (Cumple)}$$

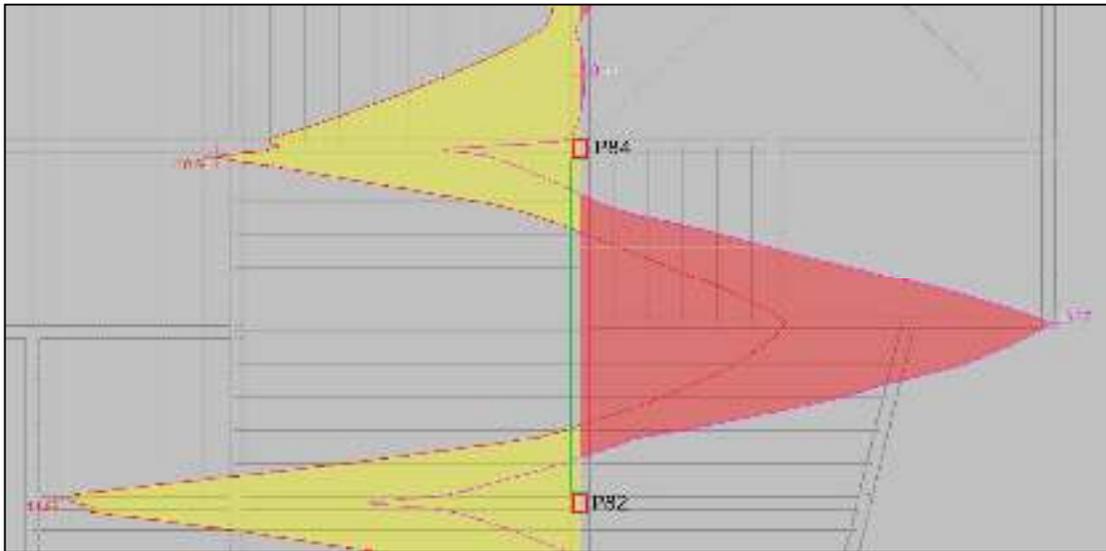
3.5.6. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE VIGAS DE H° A.

3.5.6.1. Verificación de Armadura longitudinal.

Los siguientes datos se obtuvieron del diseño estructural del proyecto utilizando software CYPECAD (versión 2017). La viga de mayor sollicitación a flexión, es la viga del pórtico # 56 (tramo 4) del nivel Planta alta, ubicada entre pilares 84 y 82.

Figura 3.11.

*Envolvente de momento flector en T*m (tramo 2 – Pórtico N°4)*



Nota: Elaboración propia mediante software CYPECAD2017.

3.5.6.1.1. VERIFICACIÓN DEL MOMENTO POSITIVO:

Datos de características de materiales:

$$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 166,667 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 16666,700 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 434782,608 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Base } b = 0,25 \text{ m} = 25 \text{ cm} \quad ; \text{Altura } h = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento } = r = 0,045 \text{ m} = 4,5 \text{ cm} \quad ; \text{Canto útil } = d = H - r = 0,355 \text{ m} = 35,5 \text{ cm}$$

Refuerzo longitudinal:

$$\text{Armadura a tracción (As)} = 12,566 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ barras } \varnothing 20 \text{ mm} \rightarrow U' = 546,3639 \text{ KN}$$

$$\text{Armadura a compresión (As')} = 1,5708 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ barras } \varnothing 10 \text{ mm} \rightarrow U' = 68,295 \text{ KN}$$

$$\text{Momentos solicitantes: } M_d (+) = 13160 \text{ Kg}\cdot\text{m} = 131,6 \text{ KN}\cdot\text{m} \text{ (véase figura 3.11)}$$

De tablas de capacidades mecánicas para AH-500 y $y_f = 1,15$ del libro Hormigón Armado (Tomo I).15va Edición (2008)-Jiménez Montoya se obtiene:

$$\text{Capacidad mecánica a tracción (U)} = 546,4 \text{ KN}$$

$$\text{Capacidad mecánica a compresión (U')} = 68,3 \text{ KN}$$

- Cálculo de cuantías mecánicas:

Cuantía de compresión

Cuantía de tracción

$$\omega' = \frac{U}{b * d * f_{cd}}$$

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

$$\omega' = 0,04617455$$

$$\omega = 0,369396$$

Reemplazando en:

$$\omega = \omega' + \omega_o \rightarrow \omega_o = \omega - \omega' = 0,3232218888$$

De la tabla universal para flexión simple y compuesta (véase Tabla 2.9), se obtiene el correspondiente valor de momento reducido (μ_o):

$$\omega_o = 0,3232 \rightarrow \mu_o = 0,2689$$

- **Cálculo del momento último resistido (μ_u):**

$$\mu_u = \mu_o + \omega'(1 - \delta') \quad ; \quad \delta' = r/d$$

$$\mu_u = 0,30926 \quad ; \quad \delta' = 0,1267$$

- **Cálculo de momento reducido de cálculo (μ_d):**

$$\mu_d = \frac{Md}{b*d^2*f_{cd}} = 0,2506$$

- **Comprobación de la sección:**

La sección predefinida y las armaduras dispuestas (A_s y A_s') se verifican si:

$$\mu_u > \mu_d$$

$$0,30926 > 0,2506 \text{ (Cumple)}$$

La sección se encuentra en buenas condiciones de seguridad.

3.5.6.1.2. VERIFICACIÓN DEL MOMENTO NEGATIVO MÁXIMO

Refuerzo longitudinal:

Armadura a tracción (A_s) = 12,566cm² → 4 barras Ø20 mm → $U' = 546,364$ KN

Armadura a compresión (A_s') = 1,5708cm² → 2 barras Ø10mm → $U' = 68,295$ KN

Momentos solicitantes:

$$Md (-) = 14430 \text{ Kg}\cdot\text{m} = 144,3 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

De tablas de capacidades mecánicas para AH-500 y $\gamma_f = 1,15$ del libro Hormigón Armado (Tomo I) 15va Edición (2008)-Jiménez Montoya se obtiene:

Capacidad mecánica a tracción (U) = 546,4 KN

Capacidad mecánica a compresión (U') = 68,3 KN

- **Cálculo de cuantías mecánicas:**

Cuantía de compresión

Cuantía de tracción

$$\omega' = \frac{U'}{b * d * f_{cd}}$$

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

$$\omega' = 0,04617455 \qquad \omega = 0,369396$$

Reemplazando en:

$$\omega = \omega' + \omega_o \rightarrow \omega_o = \omega - \omega' = 0,3232218888$$

De la tabla universal para flexión simple y compuesta (véase Tabla 2.9), se obtiene el correspondiente valor de momento reducido (μ_o):

$$\omega_o = 0,3232218888 \rightarrow \mu_o = 0,2689$$

- **Cálculo del momento último resistido (μ_u):**

$$\mu_u = \mu_o + \omega'(1 - \delta') \qquad ; \qquad \delta' = r/d$$

$$\mu_u = 0,30926 \qquad ; \qquad \delta' = 0,1267$$

- **Cálculo de momento reducido de cálculo (μ_d):**

$$\mu_d = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,2748$$

- **Comprobación de la sección:**

La sección seleccionada y las armaduras A_s y A_s' , se verifican si:

$$\mu_u > \mu_d$$

$$0,30926 > 0,2748 \text{ (Cumple)}$$

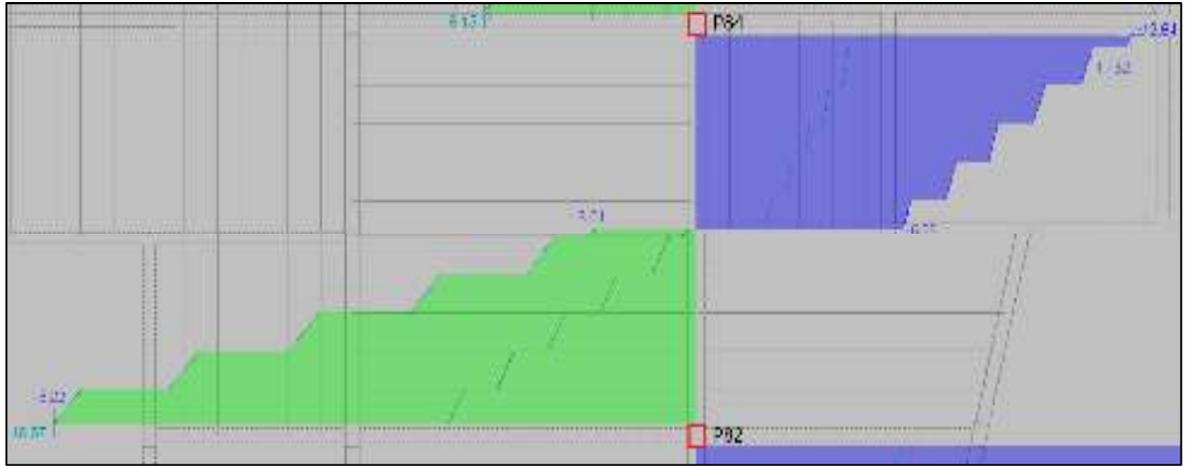
La sección se encuentra en buenas condiciones de seguridad.

3.5.6.1.3. Armadura transversal.

Los siguientes datos se obtuvieron del diseño estructural del proyecto utilizando CYPECAD (versión 2017), la viga pertenece al tramo 4 del pórtico N° 56 en nivel planta alta.

Figura 3.12.

Envolvente de esfuerzo cortante de viga (tramo 2 –Pórtico Nº4)



Nota: Elaboración propia mediante software CYPECAD2017.

Verificación en el apoyo izquierdo → (Pilar 82):

Datos de características de materiales:

$$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 166,667 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 16666,700 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 434782,608 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Base } b = 0,25 \text{ m} \rightarrow 25 \text{ cm} \quad \text{Altura } h = 0,40 \text{ m} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento } = r = 4,5 \text{ cm} \quad \text{Canto útil } = d = H - r = 35,5 \text{ cm} = 0,355 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de la viga (L)} = 5,40 \text{ m}$$

$$\text{Esfuerzo cortante máximo (apoyo en pilar 82) } V_{\max (+)} = V_{rd} = 183,15 \text{ KN}$$

Se deben realizar las siguientes comparaciones en el diseño a cortante:

$V_{cu} > V_d \rightarrow$ El hormigón resiste satisfactoriamente el esfuerzo cortante, por tanto, no necesita armadura de cálculo. Sin embargo, se coloca A_s mínima.

$V_{cu} < V_d < V_{ul} \rightarrow$ Se necesita armadura transversal para resistir el cortante debido a que el H° no lo resiste por sí sólo.

$V_{u1} < V_{u2} \rightarrow$ Ninguno de los casos anteriores, por tanto, se debe aumentar la sección transversal de la viga.

- **Cálculo de la contribución del hormigón (V_{cu}):**

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d \quad ; \quad f_{cv} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (f_{cd} \text{ en } \frac{Kg}{cm^2})$$

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

$$f_{cv} = 0,50 * \sqrt{166,667} = 6,455 \text{ Kg/cm}^2$$

Reemplazando valores, la contribución del hormigón es:

$$V_{cu} = 6,455 \text{ Kg/cm}^2 * 25 \text{ cm} * 35,5 \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 5728,815 \text{ Kg}$$

- **Cálculo del agotamiento por compresión oblicua de almas (V_{u1}):**

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d \rightarrow 0,30 * 166,667 \frac{Kg}{cm^2} * 25 \text{ cm} * 35,50 \text{ cm}$$

$$V_{u1} = 44375,08875 \text{ Kg}$$

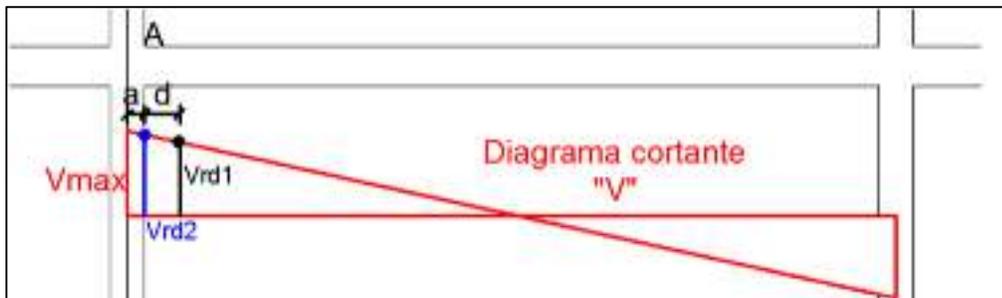
- **Determinación de V_{rd} :**

El cortante máximo de diseño, se produce en el apoyo derecho pilar 82, V_{rd1} es el cortante a una distancia $a + d$, como se observa en la figura 3.13.

En el caso de la viga, $a = h_{columna} / 2$ y d es el canto útil de la viga.

Figura 3.13.

Diagrama de esfuerzo cortante



Nota: Elaboración propia.

Sección del pilar: $H = 0,40\text{m} \rightarrow a = H/2 = 0,20\text{ m}$

$d = 0,355\text{ m} = 35,5\text{ cm} \rightarrow a+d = 0,40/2 + 0,355\text{ m} = 0,555\text{ m}$

$V_d = V_{x=a=20\text{ cm}} \rightarrow 183,15\text{KN} = 18670\text{ Kg}$

$V_{u2} = V_{d2} = V_{x=a+d=55,5\text{ cm}} \rightarrow 178,74\text{ KN} = 18220\text{ Kg}$

- **Determinación del caso correspondiente:** Comparando valores, se tiene:

$$V_{cu} < V_{rd2} < V_{ul}$$

$$5728,8125\text{ Kg} < 18220\text{ Kg} < 44375,08875\text{ Kg}$$

Por tanto, se necesita armadura transversal, para resistir el cortante, debido a que el H° no resiste por sí sólo.

- **Cálculo de refuerzo transversal:**

Se calcula una armadura que resista el exceso de esfuerzo cortante.

$$V_{d2} = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_{d2} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 18220\text{ Kg} - 5728,8125\text{ Kg} = 12491,1875\text{ Kg} = 122,5385\text{ KN}$$

Se analiza los siguientes casos:

- $S_t \leq 0,75d$ no mayor a 600 mm si $V_{rd} \leq 0,2 V_{ul}$
 $18220 \leq 0,2 * 44375,08875$
 $18220 \leq 8875,01775$
NO CUMPLE
- $S_t \leq 0,6d$ no mayor a 450 mm si $0,2V_{ul} < V_{rd} \leq 0,67 V_{ul}$
 $0,2 * 56875,11375 < 18220 \leq 0,67 * 44375,08875$
 $8875,01775 < 18220 \leq 29731,3095$
CUMPLE
- $S_t \leq 0,3d$ no mayor a 300 mm si $0,67V_{ul} < V_{rd}$
 $0,67 * 44375,08875 < 18220$
 $29731,3095 < 18220$
NO CUMPLE

Se puede observar que el segundo caso cumple la condición, por lo que obtendremos la siguiente relación:

$$S/d \leq 0,6$$

Conociendo esta relación y además sabiendo que se requiere absorber una cortante de 122, 5385 KN. De la Tabla 21.8 del libro Hormigón Armado (Tomo I) 15va Edición (2008)-Jiménez Montoya se obtiene:

ESTRIBOS DE DOS RAMAS DE : Ø12 mm

Teniendo la relación s/d, se despeja el espaciamiento:

$$S=0,355*0,6= 0,213 \text{ m}= 21,30 \text{ cm}$$

$$S \approx 20 \text{ cm}$$

Verificación en el apoyo derecho → (Pilar 84):

Esfuerzos cortantes solicitantes:

Esfuerzo cortante máximo (apoyo en pilar 84) $V_{\max} (-) = 124 \text{ KN} = 12640 \text{ Kg}$

- **Determinación de V_{rd} :**

Sección del pilar: $H = 0,40\text{m} \rightarrow a = H/2 = 0,25 \text{ m}$

$$d = 0,355 \text{ m} = 35,5 \text{ cm} \quad \rightarrow a+d = 0,40/2 + 0,355 \text{ m} = 0,555 \text{ m}$$

$$V_d = V_{x=a=20 \text{ cm}} \quad \rightarrow 124 \text{ KN} = 12640 \text{ Kg}$$

$$V_{u2} = V_{d2} = V_{x=a+d=55,5 \text{ cm}} \quad \rightarrow 111,05 \text{ KN} = 11320 \text{ Kg}$$

- **Determinación del caso correspondiente:** Comparando valores, se tiene:

$$V_{cu} < V_{rd2} < V_{u1}$$

$$5728,8125 \text{ Kg} < 11320 \text{ Kg} < 44375,08875 \text{ Kg}$$

Por tanto, se necesita armadura transversal, para resistir el cortante, debido a que el H° no resiste por sí sólo.

- **Cálculo de refuerzo transversal:**

Se calcula una armadura que resista el exceso de esfuerzo cortante.

$$Vd_2 = Vcu + Vsu \rightarrow Vsu = Vd_2 - Vcu$$

$$Vsu = 11320 \text{ Kg} - 5728,8125 \text{ Kg} = 5591,1875 \text{ Kg} = 54,84955 \text{ KN}$$

Se analiza los siguientes casos:

- $S_t \leq 0,75d$ no mayor a 600 mm si $V_{rd} \leq 0,2 V_{ul}$
 $11320 \leq 0,2 * 44375,08875$
 $11320 \leq 8875,01755$
NO CUMPLE
- $S_t \leq 0,6d$ no mayor a 450 mm si $0,2V_{ul} < V_{rd} \leq 0,67 V_{ul}$
 $0,2 * 44375,08875 < 11320 \leq 0,67 * 44375,08875$
 $8875,01755 < 11320 \leq 29731,3095$
CUMPLE
- $S_t \leq 0,3d$ no mayor a 300 mm si $0,67V_{ul} < V_{rd}$
 $0,67 * 44375,08875 < 11320$
 $29731,3095 < 11320$
NO CUMPLE

Se puede observar que el segundo caso cumple la condición, por lo que obtendremos la siguiente relación:

$$S/d \leq 0,60$$

Conociendo esta relación y además sabiendo que se requiere absorber una cortante de 54,84955 KN. De la Tabla 21.8 del libro Hormigón Armado (Tomo I) 15va Edición (2008)-Jiménez Montoya se obtiene:

ESTRIBOS DE DOS RAMAS DE : Ø8 mm

Teniendo la relación s/d, se despeja el espaciamiento:

$$S = 0,355 * 0,60 = 0,213 \text{ m} = 21,30 \text{ cm}$$

$$S \approx 20 \text{ cm}$$

Verificación en el centro de la viga:

Esfuerzos cortantes solicitantes:

Esfuerzo cortante a centro luz de la viga en análisis $V(-) = 82,09 \text{ KN} = 8368 \text{ Kg}$

- **Determinación del caso correspondiente:** Comparando valores, se tiene:

$$V_{cu} < V_{rd2} < V_{ul}$$

$$5728,8125 \text{ Kg} < 8368 \text{ Kg} < 44375,08875 \text{ Kg}$$

Por tanto, se necesita armadura transversal, para resistir el cortante, debido a que el H° no resiste por sí sólo.

- **Cálculo de refuerzo transversal:**

Se calcula una armadura que resista el exceso de esfuerzo cortante.

$$V_{d2} = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_{d2} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 8368 \text{ Kg} - 5728,8125 \text{ Kg} = 2639,1875 \text{ Kg} = 25,8904 \text{ KN}$$

Se analiza los siguientes casos:

- $S_t \leq 0,75d$ no mayor a 600 mm si $V_{rd} \leq 0,2 V_{ul}$
 $8368 \leq 0,2 * 44375,08875$
 $8368 \leq 8875,01775$
CUMPLE
- $S_t \leq 0,6d$ no mayor a 450 mm si $0,2V_{ul} < V_{rd} \leq 0,67 V_{ul}$
 $0,2 * 44375,08875 < 8368 \leq 0,67 * 44375,08875$
 $8875,01775 < 8368 \leq 29731,3095$
NO CUMPLE
- $S_t \leq 0,3d$ no mayor a 300 mm si $0,67V_{ul} < V_{rd}$
 $0,67 * 44375,08875 < 8368$
 $29731,3095 < 8368$
NO CUMPLE

Se puede observar que el primer caso cumple la condición, por lo que obtendremos la siguiente relación:

$$S/d \leq 0,75$$

Conociendo esta relación y además sabiendo que se requiere absorber una cortante de 25,8904 KN. De la Tabla 21.8 del libro Hormigón Armado (Tomo I) 15va Edición (2008)-Jiménez Montoya se obtiene:

ESTRIBOS DE DOS RAMAS DE : Ø6mm

Teniendo la relación s/d, se despeja el espaciamiento:

$$S=0,355*0,75 = 0,266 \text{ m}= 26,625\text{cm}$$

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

3.5.7. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE COLUMNAS DE H° A°

3.5.7.1.ARMADURA LONGITUDINAL.

Los siguientes datos se obtuvieron del diseño estructural del proyecto utilizando el software CYPECAD (versión 2017). La columna a verificar: Pilar # 82 (pórtico #56, del tramo: Primer piso)

Figura 3.14.

Vista 3D del Pilar #82 (Pórtico #56, Tramo: Primer Piso)



Nota: Elaboración propia mediante software CYPECAD2017.

- DETERMINACIÓN DE LA TRASLACIONALIDAD O INTRASLACIONALIDAD

Tabla 3.16.

Sumatoria de esfuerzos de los pilares resumidos

Valores referidos al orgien (X=0,00 ; Y=0,00)							
Planta	Cota (m)	Hipótesis	N KN	Mx KN*m	My KN*m	Qx KN	Qy KN
Cimentación	-2	Peso propio	144,8937	0,0981	0,3924	0	0,5886
		Cargas Muertas	116,9352	0,2943	5,3955	0,3924	7,7499
		Calamina	1,7658	0	0	0	0
		Cielo falso	3,3354	0	0	0	0
		Sobrecarga (Uso 1)	54,5436	-0,0981	-0,1962	-0,0981	-0,2943
		Granizo	20,2086	0	0	0	0
		Mantenimiento	15,9903	0	0	0	0
		Viento +X exc.+	-0,3924	-4,905	0,6867	-4,3164	0,4905
		Viento +X exc.-	-0,5886	-4,7088	-1,0791	-4,1202	-0,7848
		Viento -X exc.+	0,3924	4,905	-0,6867	4,3164	-0,4905
		Viento -X exc.-	0,5886	4,7088	1,0791	4,1202	0,7848
		Viento +Y exc.+	0,7848	0	-8,7309	0	-6,3765
		Viento +Y exc.-	0,7848	-0,1962	-6,2784	-0,1962	-4,6107
		Viento -Y exc.+	-0,7848	0	8,7309	0	6,3765
		Viento -Y exc.-	-0,7848	0,1962	6,2784	0,1962	4,6107
		V1 (+X) (1)	0,1962	-0,0981	-1,0791	-0,0981	-0,6867
		V1 (+X) (2)	0,0981	0	-1,0791	0	-0,6867
V1 (-Y) (1)	0,3924	-0,6867	-0,1962	-0,5886	-0,0981		
V1 (-Y) (2)	1,0791	-1,5696	-0,0981	-1,3734	-0,0981		

Nota: Elaboración propia

En base a la Tabla 3.15 se determinó la fuerza normal total de:

$$\sum N_{total} = 359,4384 \text{ KN}$$

Se procede a calcular el módulo de elasticidad del concreto y las inercias de las columnas considerando la sección bruta del hormigón.

Módulo secante de elasticidad:

$$E_C = 9500^3 \sqrt{f_{ck} + 8}$$

$$E_C = 9500^3 \sqrt{24,525 + 8}$$

$$E_C = 30324,67 \text{ MPa} = 30324666,99 \text{ KPa}$$

Inercias de la sección bruta de las columnas respecto al eje X e Y:

o 0,30 x 0,35

$$I_X = \frac{b * h^3}{12} * N^{\circ} columnas = \frac{0,30 * 0,35^3}{12} * 51 = 0,0546656 m^4$$

$$I_y = \frac{h * b^3}{12} * N^{\circ}columnas = \frac{0,35 * 0,30^3}{12} * 51 = 0,0401625m^4$$

○ 0,20 x 0,20

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} * N^{\circ}columnas = \frac{0,20 * 0,20^3}{12} * 18 = 0,0024m^4$$

$$I_y = \frac{h * b^3}{12} * N^{\circ}columnas = \frac{0,20 * 0,20^3}{12} * 18 = 0,0024m^4$$

○ 0,20 x 0,30

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} * N^{\circ}columnas = \frac{0,20 * 0,30^3}{12} * 24 = 0,0108 m^4$$

$$I_y = \frac{h * b^3}{12} * N^{\circ}columnas = \frac{0,30 * 0,20^3}{12} * 24 = 0,0048 m^4$$

○ 0,25 x 0,30

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} * N^{\circ}columnas = \frac{0,25 * 0,30^3}{12} * 8 = 0,0045m^4$$

$$I_y = \frac{h * b^3}{12} * N^{\circ}columnas = \frac{0,30 * 0,25^3}{12} * 8 = 0,003125 m^4$$

○ 0,30 x 0,20

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} * N^{\circ}columnas = \frac{0,30 * 0,20^3}{12} * 19 = 0,0038 m^4$$

$$I_y = \frac{h * b^3}{12} * N^{\circ}columnas = \frac{0,20 * 0,30^3}{12} * 19 = 0,00855m^4$$

La sumatoria de todas las inercias respecto a cada eje es:

$$\sum I_x = 0,076165625 m^4$$

$$\sum I_y = 0,0590375 m^4$$

La altura total de la estructura es de 8 metros, el número de plantas es 3 incluida la planta de los cimientos.

Con estos datos de acuerdo a la norma CBH-87, se procede a determinar si la estructura es traslacional o intraslacional:

TRASLACIONALIDAD EN EL EJE X

$$h * \sqrt{\frac{\sum N}{E_c * \sum I_y}} \leq 0,2 + 0,1n \leq 0,5$$

$$8 * \sqrt{\frac{359,4384}{30324666,99 * 0,0590375}} \leq 0,2 + 0,1 * 3 \leq 0,5$$

$$0,1335488 \leq 0,5 \leq 0,5$$

CUMPLE ∴ INSTRASLACIONAL EJE X

TRASLACIONALIDAD EN EL EJE Y

$$h * \sqrt{\frac{\sum N}{E_c * \sum I_x}} \leq 0,2 + 0,1n \leq 0,5$$

$$8 * \sqrt{\frac{359,4384}{30324666,99 * 0,076165625}} \leq 0,2 + 0,1 * 3 \leq 0,5$$

$$0,0997986572 \leq 0,5 \leq 0,5$$

CUMPLE ∴ INSTRASLACIONAL EJE Y

Refuerzo longitudinal dado:

4 barras Ø 12 mm → U= 190 KN

Refuerzo transversal dado:

N estribos = 27 Ø barra = 6mm S =15cm

Geometría de la columna:

Longitud =4,10 m Sección: b =0,25 m h =0,30 m

Esfuerzos solicitantes en cara inferior del pilar:

My(+) = 1230 kg*m = 12,03 KN*m

Mx(-) = 210 kg *m = 2,1 KN*m

Nmáx = 49200 kg = 492 KN

Esfuerzos solicitantes en cara superior del pilar:

$$M_y(+)= 610 \text{ Kg}\cdot\text{m} = 6,10 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_x(-)= 160 \text{ Kg}\cdot\text{m} = 1,60 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

En el ANEXO 8 se encuentra la tabla resumen de los esfuerzos a diferentes niveles para el pilar 82.

3.5.7.2.CÁLCULO DE LA LONGITUD DE PANDEO DE LA PIEZA (LO)

Datos de características de materiales:

$$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = f_{ck}/1,5=166,667 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 16666,700 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = f_{yk}/1,15= 4347,8260 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 43,4782 \text{ KN/cm}^2$$

$$b = 0,25 \text{ m} \quad ; \quad h=0,30 \text{ m} \quad ; \text{Recubrimiento mecánico} = r = 4 \text{ cm}$$

Pórtico: Intraslacional.

La longitud de pandeo se la obtiene con la siguiente expresión:

$$L_o = \alpha * L$$

Dónde:

α =Se obtiene entrando con Ψ_A y Ψ_B , en el monograma correspondiente.

La longitud de pandeo de la pieza depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos y se obtiene con las siguientes expresiones:

$$\Psi_A = \frac{\sum E_c + \frac{I_c}{L_c} \text{ (columnas que concurren en A)}}{\sum E_v + \frac{I_v}{L_v} \text{ (vigas que concurren en A)}}$$

$$\alpha = \frac{0,44 + 1,4(\Psi_A + \Psi_B) + 3(\Psi_A + \Psi_B)}{1,28 + 2(\Psi_A + \Psi_B) + 3(\Psi_A + \Psi_B)}$$

Rigideces de las vigas que concurren en A:

Viga 1:

$$L_1 = 5 \text{ m} \quad I_{x1} = 0,0071 \text{ m}^4 \quad b_1 = 0,20 \text{ m} \quad I_{y1}=0,00023\text{m}^4$$

$$H_1=0,35\text{m} \quad E = \text{ctte} \quad E * I_{x1} / L_1 = 0,000143 \quad E * I_{y1} / L_1 = 4,67 \times 10^{-5}$$

Viga 2:

$$\begin{array}{llll} L_2 = 4,22 \text{ m} & I_{x2} = 0,0071 \text{ m}^4 & b_2 = 0,20 \text{ m} & I_{y2} = 0,00023 \text{ m}^4 \\ h_2 = 0,35 \text{ m} & E = \text{ctte} & E^* I_{x2} / L_2 = 0,000169 & E^* I_{y2} / L_2 = 5,53 \times 10^{-5} \end{array}$$

Viga 3:

$$\begin{array}{llll} L_3 = 5,4 \text{ m} & I_{x3} = 0,00133 \text{ m}^4 & b_3 = 0,25 \text{ m} & I_{y3} = 0,000521 \text{ m}^4 \\ h_3 = 0,40 \text{ m} & E = \text{ctte} & E^* I_{x3} / L_3 = 0,0002463 & E^* I_{y3} / L_3 = 0,0000965 \end{array}$$

Viga 4:

$$\begin{array}{llll} L_4 = 5,4 \text{ m} & I_{x4} = 0,0071 \text{ m}^4 & b_4 = 0,25 \text{ m} & I_{y4} = 0,00023 \text{ m}^4 \\ h_4 = 0,4 \text{ m} & E = \text{ctte} & E^* I_{x4} / L_4 = 0,0002463 & E^* I_{y4} / L_4 = 0,0000965 \end{array}$$

Rigideces de las vigas que concurren en B

Viga 5:

$$\begin{array}{llll} L_5 = 5 \text{ m} & I_{x5} = 0,00071 \text{ m}^4 & b_5 = 0,2 \text{ m} & I_{y5} = 0,00023 \text{ m}^4 \\ h_7 = 0,35 \text{ m} & E = \text{ctte} & E^* I_{x5} / L_5 = 0,00019 & E^* I_{y5} / L_5 = 0,000063 \end{array}$$

Viga 6:

$$\begin{array}{llll} L_6 = 4,22 \text{ m} & I_{x6} = 0,00071 \text{ m}^4 & b_6 = 0,2 \text{ m} & I_{y6} = 0,00023 \text{ m}^4 \\ h_6 = 0,35 \text{ m} & E = \text{ctte} & E^* I_{x6} / L_6 = 0,000169 & E^* I_{y6} / L_6 = 5,5 \times 10^{-5} \end{array}$$

Viga 7:

$$\begin{array}{llll} L_7 = 5.4 \text{ m} & I_{x7} = 0,00071 \text{ m}^4 & b_7 = 0,2 \text{ m} & I_{y7} = 0,00023 \text{ m}^4 \\ h_7 = 0,35 \text{ m} & E = \text{ctte} & E^* I_{x7} / L_7 = 0,000132 & E^* I_{y7} / L_7 = 4,32 \times 10^{-5} \end{array}$$

Viga 8:

$$\begin{array}{llll} L_8 = 5.4 \text{ m} & I_{x8} = 0,00071 \text{ m}^4 & b_8 = 0,2 \text{ m} & I_{y8} = 0,00023 \text{ m}^4 \\ h_8 = 0,35 \text{ m} & E = \text{ctte} & E^* I_{x8} / L_8 = 0,000132 & E^* I_{y8} / L_8 = 4,32 \times 10^{-5} \end{array}$$

Rigideces de las columnas que concurren en A.

Columna 1:

$$\begin{aligned} L_1 &= 4 \text{ m} & I_{x1} &= 0,00039 \text{ m}^4 & b_1 &= 0,25 \text{ m} & I_{y1} &= 0,00056 \text{ m}^4 \\ h_1 &= 0,30 \text{ m} & E &= \text{ctte} & E * I_{x1} / L_1 &= 9,77 \times 10^{-5} & E * I_{y1} / L_1 &= 0,000141 \end{aligned}$$

Columna 2:

$$\begin{aligned} L_2 &= 4 \text{ m} & I_{x2} &= 0,00039 \text{ m}^4 & b_2 &= 0,25 \text{ m} & I_{y2} &= 0,00056 \text{ m}^4 \\ h_2 &= 0,30 \text{ m} & E &= \text{ctte} & E * I_{x2} / L_2 &= 9,77 \times 10^{-5} & E * I_{y2} / L_2 &= 0,000141 \end{aligned}$$

Rigideces de las columnas que concurren en B.

Columna 3:

$$\begin{aligned} L_3 &= 4 \text{ m} & I_{x3} &= 0,00039 \text{ m}^4 & b_3 &= 0,25 \text{ m} & I_{y3} &= 0,00056 \text{ m}^4 \\ h_3 &= 0,30 \text{ m} & E &= \text{ctte} & E * I_{x3} / L_3 &= 9,77 \times 10^{-5} & E * I_{y3} / L_3 &= 0,000141 \end{aligned}$$

Columna 4:

$$\begin{aligned} L_4 &= 1,80 \text{ m} & I_{x4} &= 0,00039 \text{ m}^4 & b_4 &= 0,25 \text{ m} & I_{y4} &= 0,00056 \text{ m}^4 \\ h_4 &= 0,30 \text{ m} & E &= \text{ctte} & E * I_{x4} / L_4 &= 9,77 \times 10^{-5} & E * I_{y4} / L_4 &= 0,000313 \end{aligned}$$

Para momento M_y (giro en torno al eje y), se tiene:

$$\Psi_{Ax} = 0,90 \quad \Psi_{Bx} = 1,45$$

Para momento M_x (giro en torno al eje x), se tiene:

$$\Psi_{Ay} = 0,20 \quad \Psi_{By} = 1,19$$

Reemplazando los valores obtenidos en la siguiente expresión, para ambas direcciones se tiene:

$$\alpha = \frac{0,54 + 1,4(\Psi_A + \Psi_B) + 3(\Psi_A * \Psi_B)}{1,22 + 2(\Psi_A + \Psi_B) + 3(\Psi_A * \Psi_B)}$$

$$\alpha_x = 0,792 \quad ; \quad \alpha_y = 0,691$$

Se determina la longitud de pandeo en ambos planos:

$$L_{oy} = L \cdot \alpha_y \rightarrow L_{oy} = 4 \cdot 0,691 = 2,76 \text{ m}$$

$$L_{ox} = L \cdot \alpha_x \rightarrow L_{ox} = 4 \cdot 0,79 = 3,17 \text{ m}$$

3.5.7.3. CÁLCULO DE ESBELTEZ MECÁNICA (λ)

$$\lambda_y = \frac{L_{oy}}{r_y} ; \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} ; \quad \lambda_x = \frac{L_{ox}}{r_x} ; \quad r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Donde:

$$b = 0,25 \text{ m} ; h = 0,30 \text{ m}$$

$$I = \text{Inercia de la sección de la columna} = I_y = 0,00039 \text{ m}^4 ; I_x = 0,00056 \text{ m}^4$$

$$A = \text{Área de la sección bruta de hormigón} = A = b \cdot h = 0,075 \text{ m}^2$$

$$r = \text{Radio de giro} = r_x = 0,0866 \text{ m} ; r_y = 0,072 \text{ m}$$

λ = Esbeltez mecánica

Reemplazando datos en las expresiones anteriores, se tiene:

$$\lambda_y = \frac{L_{oy}}{r_y} = 38,31 \quad ; \quad \lambda_x = \frac{L_{ox}}{r_x} = 36,61$$

Clasificación de la columna:

Corresponde al caso 2 $\rightarrow 35 < \lambda < 3100$

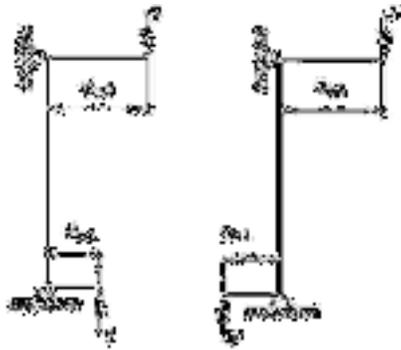
Aplicándose el método de excentricidad ficticia (aplicable a los pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de $\lambda \leq 100$).

3.5.7.4. CÁLCULO DE EXCENTRICIDAD DE PRIMER ORDEN (e_o), EXCENTRICIDAD ADICIONAL (e_A), EXCENTRICIDAD FICTICIA (e_{FIC}) Y EXCENTRICIDAD FINAL (e_F)

- **Excentricidad de primer orden (e_o):**

Se tienen momentos en dos direcciones (X y Y) por tanto, se calculan las excentricidades finales para ambas direcciones.

En este caso, se adopta una excentricidad de primer orden equivalente, en la sección crítica, de valor:



$$e_o = 0,6 e_{o2} + 0,4 e_{o1} \geq 0,4 e_{o2}$$

Donde:

e_{o1} y e_{o2} = Excentricidades de primer orden en los extremos siendo la de mayor valor que se toma como positiva y la de menor valor, que se adopta con el signo que le corresponda.

$$M_{x1} = 1,6 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y1} = 6,1 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{x2} = 2,1 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y2} = 12,3 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N = 492 \text{ KN}$$

$$N = 492 \text{ KN}$$

$$e_{o1y} = M_{x1} / N = 0,003252 \text{ m}$$

$$e_{o1x} = M_{y1} / N = 0,0123 \text{ m}$$

$$e_{o1y} = 3,25 \text{ mm}$$

$$e_{o1x} = 12,39 \text{ mm}$$

$$e_{o2y} = M_{x2} / N = 0,004268 \text{ m}$$

$$e_{o2x} = M_{y2} / N = 0,025 \text{ m}$$

$$e_{o2y} = 4,23 \text{ mm}$$

$$e_{o2x} = 25 \text{ mm}$$

La excentricidad equivalente se calcula con la siguiente expresión, donde e_{o1} = valor menor de e_o y e_{o2} = valor mayor de e_o calculado para cada dirección.

$$e_{o1} = 3,25 \text{ mm}$$

$$e_{o1} = 12,39 \text{ mm}$$

$$e_{o2} = 4,26 \text{ mm}$$

$$e_{o2} = 25 \text{ mm}$$

$$e_{oy} = (0,6 \cdot 4,26) + (0,4 \cdot 3,25)$$

$$e_{ox} = (0,6 \cdot 12,39) + (0,4 \cdot 25)$$

$$e_{oy} = 3,86 \text{ mm}$$

$$e_{ox} = 19,95 \text{ mm}$$

- **Excentricidad ficticia (e_{fic}):**

Para piezas de sección rectangular, e_{fic} se calcula mediante la siguiente expresión:

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{h + 20e_o}{h + 10e_o} * \frac{lo^2}{i}$$

$$e_{ficY} = \left(3 + \frac{4347,8260 \text{ Kg/cm}^2}{3500} \right) * \frac{25 + 20(0,386 \text{ cm})}{25 + 10(0,386 \text{ cm})} * \frac{(2,76 * 100)^2}{7,20 \text{ cm}} * 10^{-4} = 5,088 \text{ cm}$$

$$e_{ficX} = \left(3 + \frac{4347,8260 \text{ Kg/cm}^2}{3500} \right) * \frac{30 + 20(1,995 \text{ cm})}{30 + 10(1,995 \text{ cm})} * \frac{(3,17 * 100)^2}{8,66 \text{ cm}} * 10^{-4} = 6,888 \text{ cm}$$

- **Excentricidad final (e_f):** Se tiene excentricidades finales para ambas direcciones:

$$e_f = e_o + e_a + e_{fic}$$

$$e_{TY} = e_{oy} + e_{ay} + e_{ficY}$$

$$e_{TY} = 3,86 \text{ mm} + 50,88 \text{ mm}$$

$$e_{TY} = 54,74 \text{ mm} = 5,47 \text{ cm}$$

$$e_{TX} = e_{ox} + e_{ax} + e_{ficX}$$

$$e_{TX} = 19,95 \text{ mm} + 68,88 \text{ mm}$$

$$e_{TX} = 88,83 \text{ mm} = 8,883 \text{ cm}$$

3.5.7.5. CÁLCULO DE CUANTÍA GEOMÉTRICA

En la determinación de cuantía de acero se utiliza el ábaco en roseta de flexión esviada correspondiente a una armadura simétrica en las 4 caras y una relación de recubrimiento $r=0,010 h$. (pág. 492 del libro Hormigón Armado 14va Edición - Jiménez Montoya).

$$f_{yd} = 4347,826087 \text{ Kg/cm}^2 = 426521,7391 \text{ KPa}$$

$$f_{cd} = 166,667 \text{ Kg/cm}^2 = 16350,0033 \text{ KPa}$$

$$h = 0,30 \text{ m} ; b = 0,25 \text{ m} \rightarrow A_c = b * h = 750 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = 4A$$

$$h = \text{altura} = 30 \text{ cm} = 0,30 \text{ m}$$

$$b = \text{base} = b = 25 \text{ cm} = 0,25 \text{ m}$$

- **Determinación del momento normal y adimensional:**

$$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = 49200 \text{ kg} = 492 \text{ KN}$$

$$e_{tx} = 8,883 \text{ cm}$$

$$e_{ty} = 5,47 \text{ cm}$$

$$M_{ad} = e_{tx} * N_d$$

$$M_{bd} = e_{ty} * N_d$$

$$M_{ad} = 437043,6 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$M_{bd} = 269124 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{Ac * a * f_{cd}}$$

$$\mu_b = \frac{M_{bd}}{Ac * b * f_{cd}}$$

$$\mu_a = \frac{437043,6 \text{ Kg} * \text{cm}}{750 \text{ cm}^2 * 30 \text{ cm} * 150 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\mu_b = \frac{269124 \text{ Kg} * \text{cm}}{750 \text{ cm}^2 * 25 \text{ cm} * 150 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\mu_a = 0,11$$

$$\mu_b = 0,086$$

Si $\mu_a > \mu_b \rightarrow \mu_1 = \mu_a$ y $\mu_2 = \mu_b$, por tanto, se tiene:

$$\mu_1 = 0,11 \quad ; \quad \mu_2 = 0,086$$

$$v = \frac{N_d}{Ac * f_{cd}} = \frac{49200 \text{ Kg}}{750 \text{ cm}^2 * 166,67 \text{ Kg/cm}^2} = 0,3939$$

Con los valores de v , μ_1 y μ_2 , se entra en la roseta escogida (Roseta de flexión esviada $d=0,10a$, de armadura simétrica en 4 caras, para acero AH-500) y se obtiene el valor de cuantía geométrica (ω).

$$\omega = 0,05 \text{ (para } v=0,40)$$

Se calcula el área total requerida:

$$\omega = \frac{A_{total} * f_{yd}}{Ac * f_{cd}} \rightarrow A_{total} = \frac{\omega * Ac * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{total} = 3,7375 \text{ cm}^2$$

La capacidad mecánica correspondiente a la cuantía geométrica (ω) calculada es:

$$U = A_s * f_{yd} = 3,7375 \text{ cm}^2 * 43,47826 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 162,50 \text{ KN}$$

3.5.7.6. VERIFICACIÓN DE LA ARMADURA

Armadura longitudinal dada por el programa: 4 barras Ø12 mm, cuya capacidad mecánica se obtiene del libro Hormigón Armado 15va Edición - Jiménez Montoya (2017).

$$(A_s = 4,52\text{cm}^2) \rightarrow U'=190 \text{ KN}$$

Si $U' > U$ calculada manualmente, el pilar resiste satisfactoriamente los esfuerzos solicitantes:

$$U' > U$$

$$190 \text{ KN} > 162,50 \text{ KN (Cumple)}$$

3.5.8. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE ZAPATAS DE H° A°

La zapata a verificar es la que recibe esfuerzos del pilar P82 (pórtico 56), los esfuerzos solicitantes se obtuvieron del diseño con el programa CYPECAD (versión 2017).

3.5.8.1. DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA Y EN ELEVACIÓN

Datos:

$$\text{Carga axial de servicio (N)} = 35210 \text{ kg} = 345,4101 \text{ KN}$$

$$\text{Carga axial mayorada (N}_d\text{)} = 56336 \text{ kg} = 552,65616 \text{ KN}$$

$$\text{Momento actuante en eje X (sin mayorar)} = M_x = -170 \text{ Kg}\cdot\text{m} = -1,6677 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento actuante en eje Y} = M_y = 320 \text{ Kg}\cdot\text{m} = 3,1392 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Cortante actuante en eje X} = Q_x = 170 \text{ Kg} = 1,6677 \text{ KN}$$

$$\text{Cortante actuante en eje Y} = Q_y = 560 \text{ Kg} = 5,4936 \text{ KN}$$

$$\text{Tensión admisible del terreno } (\sigma_{adm}) = 1,71 \text{ Kg/cm}^2 = 171 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Peso específico del hormigón armado } (\gamma_c) = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Lado mayor de la sección del pilar } (a_o) = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Lado menor de sección del pilar } (b_o) = 0,25 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 166,67 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 1,667 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = f_{ck}/1,15 = 4347,826 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 43,478 \text{ KN/cm}^2$$

$$\chi_f = 1,60 \text{ (Norma CBH -87)}$$

r=recubrimiento = 5 cm

Se determinará las dimensiones en planta con la siguiente expresión:

$$\sigma_{adm} = \frac{N + P}{a * b} \rightarrow A = a * b = \frac{N + P}{\sigma_{adm}} = \frac{N(1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

Donde:

N=Carga axial (Kg)

P=Peso propio de la zapata (Kg), que al no conocerse inicialmente, se asume un valor donde se supone que el peso P es una fracción β de la carga de servicio N:

$$\beta = \frac{14 - 0,02\sigma_{adm}}{100} \rightarrow \sigma_{adm} \left(\frac{KN}{m^2} \right)$$

$$\beta=0,10$$

Reemplazando valores en (1) se tiene:

$$A=a*b= 22219,363316 \text{ cm}^2$$

Si $b=a$ para zapata cuadrada, se obtienen las siguientes dimensiones en planta:

$$a*b=a^2= 22092,5583 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{22219,363316 \text{ cm}^2} = 149,0616 \text{ cm} \approx 150 \text{ cm}$$

- Cálculo de la tensión uniforme del suelo (σ_t):

Se considera una tensión uniforme del terreno y se prescinde del peso propio de la zapata, ya que, al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas.

- Valor de la presión del suelo para el cálculo estructural:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a * b} = \frac{56336 \text{ Kg}}{150 * 150} = 2,37 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 232,545 \text{ KN/m}^2$$

Donde:

N_d =Axil mayorado, transmitido por el soporte.

- Valor de la presión del suelo real:

$$\sigma_t = \frac{N}{a * b} = \frac{35210 \text{ Kg}}{150 * 150} = 1,56 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{adm} = 1,71 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Cumple)}$$

- **Cálculo de altura de la zapata:**

Se determina los esfuerzos de cálculo (f_{vd}) y el factor de cálculo (k):

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} \qquad k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} \left(\frac{\text{KP}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{\frac{250 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{1,50}} = 6,455 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$k = \frac{4 * 6,455 \text{ kg/cm}^2}{1,6 * 1,71 \text{ kg/cm}^2} = 9,43$$

Se recomienda en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil “d” valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

Por punzonamiento:

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} = \sqrt{\frac{25 * 30}{4} + \frac{150 * 150}{2 * 9,43 - 1}} - \frac{25 + 30}{4} = 24,28 \text{ cm}$$

Por corte en dirección a:

$$d_2 = \frac{2(a - a_o)}{4 + k} = \frac{2(150 - 30)}{4 + 9,43} = 17,87 \text{ cm}$$

Por corte en dirección b:

$$d_3 = \frac{2(b - b_o)}{4 + k} = \frac{2(150 - 25)}{4 + 9,43} = 18,61 \text{ m}$$

El canto mínimo, es el mayor de los 3 valores: $d = 24,28 \text{ cm}$

Por tanto, la altura total de la zapata es:

$$h = d + \text{recubrimiento} = 25 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 30 \text{ cm} > h_{\text{mín}} = 15 \text{ cm} \text{ (Según norma)}$$

El programa adoptó: $h=30\text{cm}$

Se debe cumplir que:

$$V_{d2} \leq 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

$$V_{d2} = \sigma_t \cdot b \cdot (v - d/2)$$

Donde:

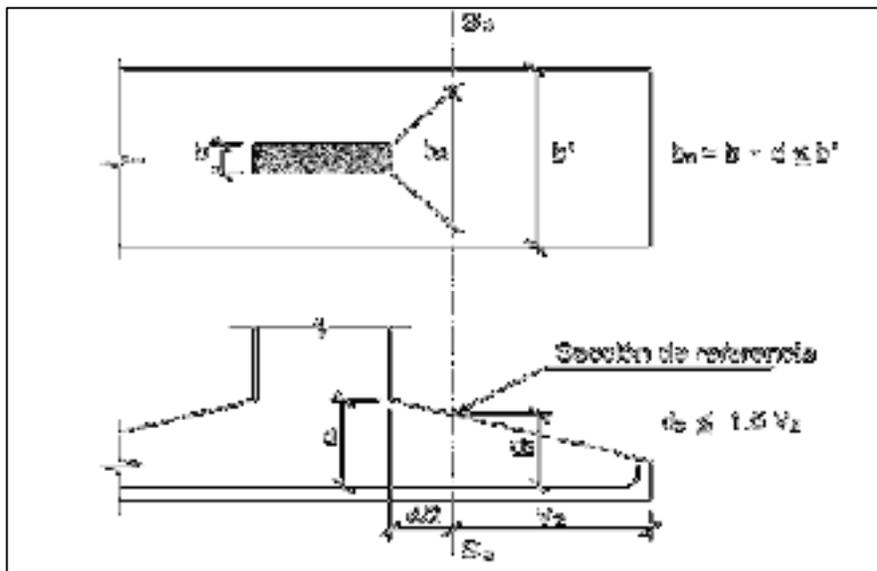
b_2 y d_2 = Dimensiones de la sección de referencia S_2 , definida en la figura 3.15.

f_{cv} = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

V_{d2} = Cortante máximo que se considera en el cálculo de zapatas del tipo I (es el que se produce en la sección de referencia S_2).

Figura 3.15.

Sección de referencia S_2 de zapata aislada.



Nota: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87. (1987). Bolivia. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

Reemplazando los siguientes datos:

$$b = 25 \text{ cm} \quad ; b' = 150 \text{ cm} \quad ; d = 30 - 5 = 25 \text{ cm} \quad ; v_2 = v = 50 \text{ cm}$$

$$b_2 = b + d \leq b'$$

$$b_2 = 25 \text{ cm} + 25 \text{ cm} = 50 \text{ cm} \leq 150 \text{ cm} \text{ (Cumple)}$$

Al ser una zapata de canto constante: $d_2=d= 25 \text{ cm}$

$$d_2 = 0,25 \text{ m} \leq v_2 = 0,50 \text{ m} \quad (\text{Cumple})$$

$$f_{cv} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} = 0,50 * \sqrt{\frac{250}{1,5}} = 6,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Remplazando las expresiones en la ecuación del cortante de cálculo se tiene:

$$V_{d2} \leq 2 * b_2 * d_2 * f_{cv}$$

$$v_2 * \left(1 - \frac{d_2}{2} \right) \leq 2 * b_2 * d_2 * f_{cv}$$

$$2,42 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 150 \text{ cm} * \left(50 - \frac{25}{2} \right) \leq 2 * 50 \text{ cm} * 25 \text{ cm} * 6,45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$13612,5 \leq 16125 \text{ Kg} \quad (\text{Cumple})$$

Finalmente, se acepta la altura dispuesta por el programa:

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

- **Clasificación de la zapata:**

(v) en alguna de las direcciones $> 2h \rightarrow$ zapata flexible

vuelo (v) , en ambas direcciones $< 2h \rightarrow$ zapata rígida

$$v \text{ (el mayor de los vuelos)} \begin{cases} \text{vuelo en dirección } a \rightarrow v_a = \frac{a - a_o}{2} \\ \text{vuelo en dirección } b \rightarrow v_b = \frac{b - b_o}{2} \end{cases}$$

Al ser una zapata cuadrada se tiene:

$$v_a = (150-30)/2 = 0,60 \text{ m}$$

$$v_b = (150-25)/2 = 0,625 \text{ m}$$

Remplazando los siguientes datos, se determina la clasificación de la zapata:

$$v < 2h \rightarrow 0,625 \text{ m} < 2 * 0,30 \text{ m}$$

$$0,625\text{m} < 0,60 \text{ m} \quad (\text{No Cumple}) \rightarrow \text{Zapata flexible}$$

3.5.8.2. CÁLCULO DE ESFUERZOS EN EL TERRENO

Se comprueba si la distribución de las presiones del terreno sobre la base de una zapata no rebasa la presión admisible del suelo.

- Esfuerzos en cara superior de la cimentación:

Carga axial de servicio (N) = 34163,75 Kg = 335,146 KN

Carga axial mayorada (Nd) = 54662 Kg = 546,62 KN

Momento actuante en eje X (sin mayorar) = $M_x = 0,375 \text{ KN} \cdot \text{m} = 37,5 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

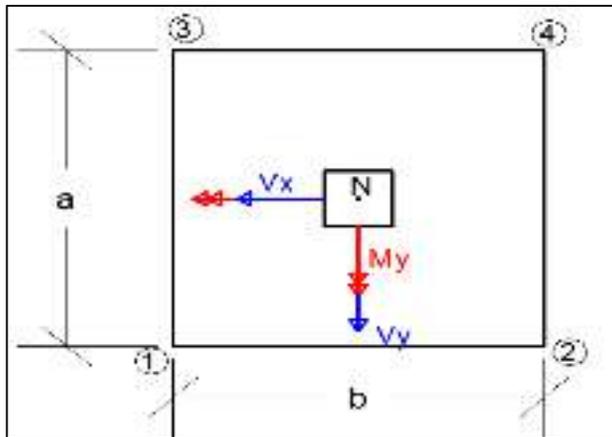
Momento actuante en eje Y = $M_y = 5,81 \text{ KN} \cdot \text{m} = 581,25 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

Cortante actuante en eje X = $Q_x = 112,125 \text{ KN} = 11212,5 \text{ Kg}$

Cortante actuante en eje Y = $Q_y = 113,25 \text{ KN} = 11325 \text{ Kg}$

Figura 3.16.

Esfuerzos en cara superior de la cimentación



Nota: Elaboración propia.

- Acciones en el plano de cimentación:

- *Axil en el plano de cimentación: Una vez determinadas las dimensiones de la zapata, calculamos el peso propio de la misma:*

$$V_{\text{zapata}} = 1,50 \times 1,50 \times 0,35 = 0,7875 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso propio zapata (G)} = \gamma_c \cdot V_{\text{zapata}} = 2500 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0,7875 \text{ m}^3 = 1968,75 \text{ Kg}$$

Carga axial total (N_{real})= $N + G = 34163,75 \text{ Kg} + 1213,4375 \text{ Kg} = 36132,50 \text{ Kg}$

- *Momentos en el plano de cimentación: Como existen fuerzas cortantes (Q_x y Q_y) en cara superior de la zapata, es necesario calcular los momentos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:*

$$M_x = M_x' \pm (h * Q_y) \quad ; \quad M_y = M_y' \pm (h * Q_x)$$

Se considera el signo positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el momento, y se considera signo negativo si tiene sentido contrario.

$$M_y' = 37,50 \text{ Kg*m} - (0,35 \text{ m} * 11325 \text{ Kg}) = -3926,25 \text{ Kg*m}$$

$$M_y' = -392625 \text{ Kg*cm}$$

$$M_x' = 581,25 \text{ Kg*m} + (0,35 \text{ m} * 11212,5 \text{ Kg}) = 4505,625 \text{ Kg*m}$$

$$M_x' = 450562,5 \text{ Kg*cm}$$

- **Cálculo de esfuerzos máximos y mínimos en la base de la zapata:**

$$\sigma = \frac{N}{a * b} \pm \frac{6 * M_x'}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y'}{b * a^2}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{36132,5 \text{ Kg}}{150 \text{ cm} * 150 \text{ cm}} - \frac{6 * -392625 \text{ Kg * cm}}{150 \text{ cm} * (150 \text{ cm})^2} - \frac{6 * 450562,5 \text{ Kg * cm}}{150 * (150 \text{ cm})^2}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 1,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{36132,5 \text{ Kg}}{150 \text{ cm} * 150 \text{ cm}} - \frac{6 * -392625 \text{ Kg * cm}}{150 \text{ cm} * (150 \text{ cm})^2} - \frac{6 * 450562,5 \text{ Kg * cm}}{150 * (150 \text{ cm})^2}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 1,70 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Se verifica que:

$$\sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\text{máx}} \rightarrow 1,71 \text{ Kg / cm}^2 > 1,70 \text{ Kg / cm}^2$$

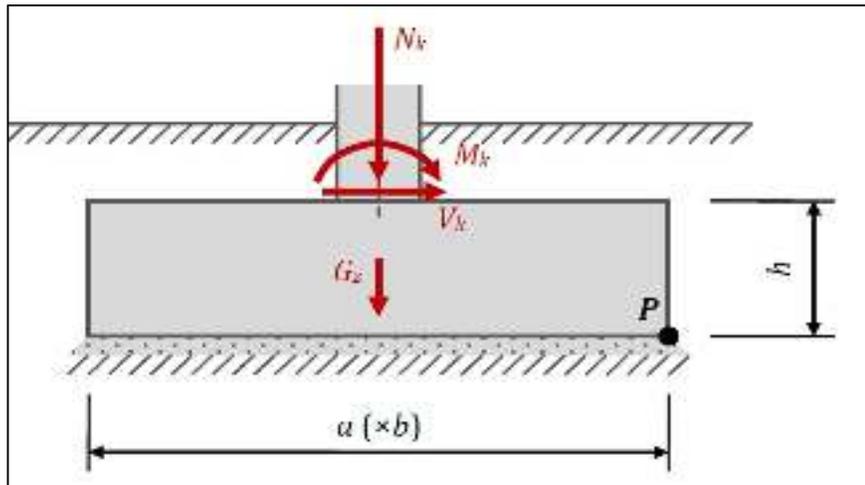
Por tanto, la cimentación es estable.

3.5.8.3. VERIFICACIÓN AL VUELCO

De acuerdo a lo expuesto en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH87. (1987). Bolivia. Instituto Boliviano de Normalización y Calidad. (véase capítulo 9.8 Cimentaciones pág. 158), en todo elemento de cimentación sometido a momentos o fuerzas horizontales, deberá comprobarse la seguridad al vuelco y al deslizamiento. La comprobación consistirá en verificar que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores respecto del punto "P" (véase figura 3.16), superan los momentos de vuelco, es decir, que se cumple:

Figura 3.17.

Vuelco de zapata



Nota: Apuntes de Hormigón Armado adaptado a la Instrucción española EHE -08

$$(N + P) \frac{a}{2} \geq (M + V * h) \gamma_1$$

Donde:

N, M, V = Esfuerzo normal, momento flector y esfuerzo cortante, en la cara superior de la cimentación.

G = Peso propio de la cimentación.

a = Ancho del elemento de cimentación.

h = Altura total del elemento de cimentación

γ_1 = Coeficiente de seguridad al vuelco, se recomienda adoptar el valor 1,5.

En la anterior expresión no se incluye el peso del terreno que gravita sobre el elemento de cimentación, cuyo efecto es estabilizador, ya que, para poderlo tener en cuenta, tendría que existir absoluta certeza de que dicho efecto actuará, de modo permanente, durante toda la vida de servicio de la cimentación y con el valor que para el mismo se hubiese adoptado en el cálculo.

$$N+G = 36132,50 \text{ Kg} = 361,32 \text{ KN} \quad ; \quad \gamma_1 = 1,5 \quad ; \quad h = 0,35 \text{ m}$$

Se verificará en ambas direcciones X y Y reemplazando valores en (2):

PLANO Z-X

$$V_x = 11212,5 \text{ Kg} \quad ; \quad M_y = 581,25 \text{ Kg*m} \quad ; \quad N+G = 36132,50 \text{ Kg}$$

$$(N + G) \frac{a}{2} \geq (M + V * h) \gamma_1 \rightarrow (36132,50) \frac{1,50}{2} \geq (581,25 + 11212,5 * 0,35) * 1,50$$

$$27099,375 \text{ Kg*m} > 6758,43 \text{ Kg*m} \text{ (Cumple)}$$

PLANO Z-Y

$$V_y = 11325 \text{ Kg} \quad ; \quad M_x = 37,50 \text{ Kg*m} \quad ; \quad N+G = 36132,50 \text{ Kg}$$

$$(N + G) \frac{a}{2} \geq (M + V * h) \gamma_1 \rightarrow (36132,50) \frac{1,50}{2} \geq (37,50 - 11325 * 0,35) * 1,50$$

$$27099,375 \text{ Kg*m} > -5889,37 \text{ Kg*m} \text{ (Cumple)}$$

$$\text{Carga axial de servicio (N)} = 34163,75 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga axial mayorada (N}_d\text{)} = 54662 \text{ Kg} = 546,62 \text{ KN}$$

$$\text{Momento actuante en eje X} = M_x = 0,375 \text{ KN *m} = 37,50 \text{ Kg*m}$$

$$\text{Momento actuante en eje Y} = M_y = 5,81 \text{ KN*m} = 581,25 \text{ Kg*m}$$

$$\text{Cortante actuante en eje X} = Q_x = 112,25 \text{ KN} = 11215,50 \text{ Kg}$$

$$\text{Cortante actuante en eje Y} = Q_y = 113,25 \text{ KN} = 11325 \text{ Kg}$$

3.5.8.4. VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO

Para la comprobación de la seguridad al deslizamiento, como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. El posible empuje pasivo sobre la cara lateral del elemento no se tendrá en cuenta a menos que esté garantizada su actuación permanente. Se verificará que se cumple la siguiente expresión:

$$(N + P) * \tan\phi_d \geq \gamma_2 * V$$

Donde:

N, V = Esfuerzo normal y esfuerzo cortante, en cara superior de la cimentación.

P = Peso propio de la zapata.

$\phi_d = (2\phi/3)$ = Valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno.

γ_2 = Coeficiente de seguridad al deslizamiento, para el que puede tomarse el valor 1,5.

$\phi = 32,5^\circ$ (Suelo no cohesivo de arena compacta).

La comprobación se realizará en el plano más crítico: Plano Z-X

$$N+P = 36132,50 \text{ Kg} = 361,32 \text{ KN} \quad ; \quad V_x = 112,125 \text{ KN} \quad ; \quad \gamma_2 = 1,5$$

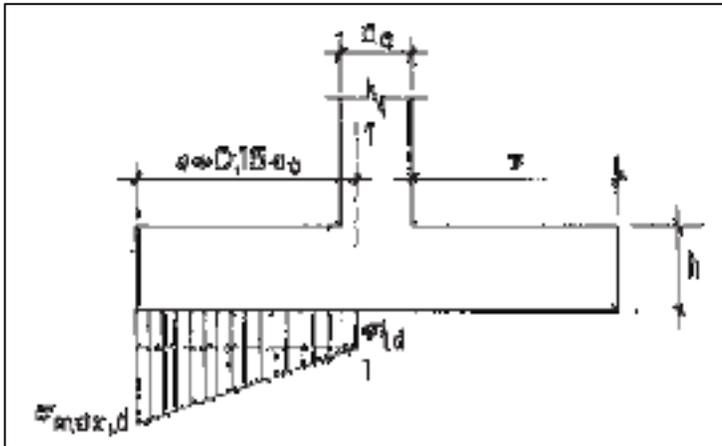
$$(N + P) * \tan\phi_d \geq \gamma_2 * V_x \rightarrow (361,32 \text{ KN}) * \tan(30^\circ) \geq 1,5 * 112,5 \text{ KN}$$

$$208,608 \text{ KN} \geq 168,75 \text{ KN (Cumple)}$$

3.5.8.5. CÁLCULO DE ARMADURA A FLEXIÓN

Figura 3.18.

Gráfica para el cálculo a flexión de zapata aislada flexible bajo carga excéntrica



Nota: Jimenez Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (2009). Hormigón Armado. (15va. Ed.). Barcelona. Gustavo Gili.

Para obtener σ_{1d} por relación de triángulos:

$$\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{150cm} = \frac{\sigma_{1d}}{v + 0,15a}$$

- **Cálculo de armadura a flexión:**

En dirección x:

$$\frac{1,70 \frac{Kg}{cm^2} - 1,50 \frac{Kg}{cm^2}}{150cm} = \frac{\sigma_{1dx}}{60cm + 0,15 * 30cm}$$

$$\sigma_{1dx} = 1,5806 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de cuantía:

$$\mu = \frac{M_{xd}}{b * d^2 * f_{cd}} \quad ; \quad \omega = \mu(1 + \mu) \quad ; \quad A_s = \omega * b * d * f_{cd}$$

$$M_{xd} = b(v + 0,15a)^2 \left[\frac{1}{2} \sigma_{1dx} + \frac{1}{3} (\sigma_{max} - \sigma_{1dx}) \right]$$

$$M_{xd} = 150cm(60cm + 0,15 * 30cm)^2 \left[\frac{1}{2} * 1,5806 \frac{Kg}{cm^2} + \frac{1}{3} (1,7 \frac{Kg}{cm^2} - 1,5806 \frac{Kg}{cm^2}) \right]$$

$$M_{xd} = 624038,3301 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$\mu = \frac{624038,3301 \text{ Kg} * \text{cm}}{150 * (30 - 5)^2 * 166,67} = 0,04$$

$$\omega = 0,04 * (1 + 0,04) = 0,0415$$

El área necesaria de refuerzo es el mayor de $\left\{ \begin{array}{l} As = b_w * \omega * d * \frac{fcd}{fyd} \\ As_{\min} = 0,04 * \frac{b_w * d * fcd}{fyd} \end{array} \right.$

$$As = b_w * \omega * d * \frac{fcd}{fyd} = 150 \text{ cm} * 0,0415 * 30 \text{ cm} * \frac{166,67}{4347,826}$$

$$As = 7,1645 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 0,04 * \frac{b_w * d * fcd}{fyd} = 0,04 * \frac{150 * 30 * 166,67}{4347,826} = 6,90 \text{ cm}^2$$

Se elige el valor mayor $\rightarrow As = 7,16453 \text{ cm}^2$; y voy a Tabla 8.12 del Libro Hormigón Armado- Jimenez Montoya 15va. Edición, para obtener el diámetro y número de barras de acero.

$$As = 7,16453 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ barras de } \emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$S = \frac{a - 2r - (N^{\circ} \text{ barras} * \emptyset)}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} = \frac{150 - (2 * 5) - (7 * 1,2)}{7 - 1}$$

$$S = 21,93 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm} < S_{\max} = 30 \text{ cm} \text{ (Según Norma CBH - 87)}$$

Al ser una zapata cuadrada, la distribución de la armadura se dispone en todo el ancho $b=a=150 \text{ cm}$.

En dirección Y:

$$\frac{1,70 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} - 1,50 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{150 \text{ cm}} = \frac{\sigma_{1dx}}{62,5 \text{ cm} + 0,15 * 25 \text{ cm}}$$

$$\sigma_{1dy} = 1,5883 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de cuantía:

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

$$M_{yd} = b(v + 0,15a)^2 \left[\frac{1}{2} \sigma_{1dy} + \frac{1}{3} (\sigma_{max} - \sigma_{1dy}) \right]$$

$$M_{yd} = 150cm(62,5cm + 0,15 * 25cm)^2 \left[\frac{1}{2} * 1,5883 \frac{Kg}{cm^2} + \frac{1}{3} (1,7 \frac{Kg}{cm^2} - 1,5883 \frac{Kg}{cm^2}) \right]$$

$$M_{xd} = 547349,0117 Kg * cm$$

$$\mu = \frac{547349,0117 Kg * cm}{150 * (30 - 5)^2 * 166,67} = 0,03503$$

$$\omega = 0,03503 * (1 + 0,03503) = 0,036257$$

El área necesaria de refuerzo es el mayor de $\begin{cases} A_s = b_w * \omega * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \\ A_{s_{mín}} = 0,04 * \frac{b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \end{cases}$

$$A_s = b_w * \omega * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 150 cm * 0,036257 * 30 cm * \frac{166,67}{4347,826}$$

$$A_s = 6,2544 cm^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0,04 * \frac{b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 * \frac{150 * 30 * 166,67}{4347,826} = 6,90 cm^2$$

Se elige el valor mayor $\rightarrow A_s = 6,90 cm^2$; y c voy a Tabla 8.12 del Libro Hormigón Armado- Jimenez Montoya 15va. Edición, para obtener el diámetro y número de barras de acero.

$$A_s = 6,90 cm^2 \rightarrow 7 \text{ barras de } \emptyset = 12 mm$$

$$S = \frac{a - 2r - (N^{\circ} \text{ barras} * \emptyset)}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} = \frac{150 - (2 * 5) - (7 * 1,2)}{7 - 1}$$

$$S = 21,93 cm \approx 20 cm$$

$$S = 20 cm < S_{máx} = 30 cm \text{ (Según Norma CBH - 87)}$$

Al ser una zapata cuadrada, la distribución de la armadura se dispone en todo el ancho $b=a=150 cm$.

- **Cálculo de longitud de anclaje:**

- Longitud de anclaje del emparrillado:

De acuerdo a lo expuesto en "Longitudes de anclaje" (Cap. 9 pág. 170 Hormigón Armado 14va Edición-Jiménez Montoya), se adopta como longitud de anclaje, el mayor de los siguientes valores, pudiendo resultar que no sea necesario doblar las barras, pero siempre se prologan hasta el extremo:

$$l_{anclaje} = \left\{ \begin{array}{l} 0,23 \cdot l_b \\ 16 \cdot \varnothing \\ 15 \cdot cm \end{array} \right\} \quad l_b, \text{ el mayor valor de } \left\{ \begin{array}{l} m_1 + \varnothing^2 \\ \frac{f_{yk}}{20} \\ 15 \cdot cm \end{array} \right\}$$

$$l_b = m_1 + \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \geq 15 \cdot cm$$

Tabla 3.17.

Longitudes de anclaje para barras corrugadas aisladas, valores de los coeficientes "m"

Hormigón f_{ck} (N/mm ²)	Acero B 400 S				Acero B 400 S			
	m1	m2	m3	m4	m1	m2	m3	m4
20	14	20	10	14	19	27	13	19
25	12	17	8	12	15	21	11	15
30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	8	11	6	8	11	15	8	11
50	7	10	5	7	10	14	7	10

Nota: Jimenez Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (2009). Hormigón Armado. (14va. Ed.). Barcelona. Gustavo Gili.

Donde:

l_b = Longitud de anclaje por prolongación recta en posición I(buena adherencia)

\varnothing = Diámetro de la barra (en cm)

m_1 = Coeficiente de anclaje (Valor de Tabla 9.5. Coeficientes "m" p/barras corrugadas en pág. 192 del libro de Hormigón Armado -Jiménez Montoya (13va Edición).

f_{yk} = Resistencia característica del acero en N/mm²

$m_1 = 15$ (Para acero B 500 S y $f_{ck} = 250 \text{ N/mm}^2$)

$\varnothing = 1,2 \text{ cm}$; $10\varnothing = 12 \text{ cm}$; $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

$$l_b = m_1 * \varnothing^2 = 21,6 \text{ cm}$$

$$L_b = 21,60 \text{ cm} \geq \frac{f_{yk}}{2 * f_{ctk}} = \frac{500}{2 * 2,5} = 100 \text{ mm} \geq 15 \text{ cm} \quad (\text{Cumple})$$

Entonces:

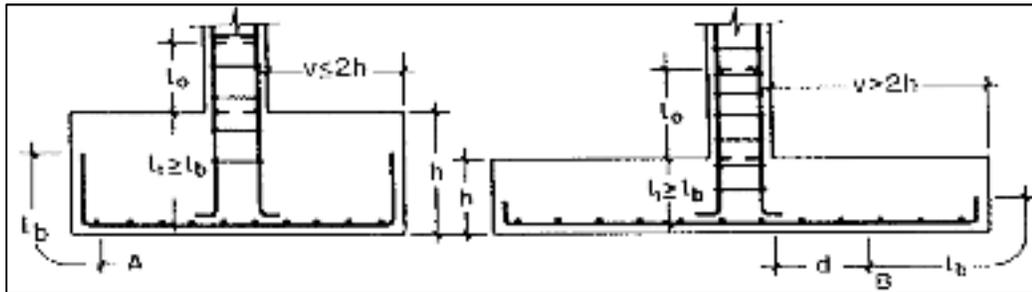
$$l_{\text{anclaje}} = L_b = 25 \text{ cm}$$

Si $v > 2h$, el anclaje se contara a partir de B, que está a una distancia "d" del soporte (si es necesario se puede doblar la armadura).

Si $v < 2h$, el anclaje de la armadura se contará a partir del punto A (ver figura 3.19).

Figura 3.19.

Anclaje de barras en zapatas rígidas y flexibles



Nota: Jimenez Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (2009). Hormigón Armado. (14va. Ed.). Barcelona. Gustavo Gili.

El caso del presente proyecto:

$$v < 2h \rightarrow 0,65 \text{ m} < 2 * 0,30 \text{ m}$$

$$0,625 \text{ m} < 0,60 \text{ m} \text{ (No cumple)} \rightarrow \text{Zapata flexible}$$

- Cálculo de armadura en espera

Las zapatas bajo pilares de hormigón armado, deben llevar "armaduras en espera" (coincidentes con las armaduras de los pilares y sus correspondientes cercos) las

longitudes de solapo (l_0) y de anclaje (l_b) se determinarán de acuerdo a lo establecido en capítulos 9.5 y 9.6 del libro de Hormigón Armado 14va Edición (Año 2000)-Jiménez Montoya.

Longitud de anclaje con patilla (l_b)

Longitud rectilínea de anclaje:

$$l_b = m_3 \cdot \frac{f_{yk}}{235} \geq 15 \cdot \varnothing \quad ; \quad f_{yk} \text{ en kg/cm}^2$$

Dónde:

m_3 =Coeficiente de anclaje (véase tabla 38)

f_{yk} =Resistencia característica del acero en kg/cm^2

$m_3 = 11$ (para acero BS-500 y $f_{ck} = 250 \text{ N/mm}^2$)

\varnothing barra columna = 1,20 cm ; $10\varnothing = 12 \text{ cm}$; $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$l_b = m_3 \cdot \frac{f_{yk}}{235} = 11 \cdot \frac{5000}{235} = 23,404 \text{ cm} \geq \frac{235}{235} = \frac{5000}{235} = 21,277 \text{ cm} \geq 1,4 \text{ cm}$$

Longitud de anclaje $\rightarrow l_b = 17,543 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$

Longitud del gancho:



El radio de curvatura = $3,52\varnothing = 4,2 \text{ cm}$

Prolongación en el gancho = $2,4\varnothing = 2,4 \text{ cm}$

$L_{\text{gancho}} = L_t = \left(\frac{3,52\varnothing}{4} + \frac{2,4\varnothing}{4} \right) \cdot 235 = 5,698 \text{ cm}$

Finalmente, la longitud de anclaje con patilla = $l_b + l_t = 17,543 + 5,698 = 23,241 \text{ cm}$

$l_b \text{ final} \approx 24 \text{ cm}$

Longitud de empalme por solapo (l_0):

La separación máxima de las barras que se adosan es de $4\varnothing$. La longitud de solapo de las barras comprimidas no debe ser menor que l_b , el porcentaje de empalmes en la misma sección puede elevarse a 100% de las barras.

$$l_o = \alpha_1 * l \quad ; \geq L_{o_{min}} = 0,3 * \alpha_1 * l \geq 15\emptyset \geq 20 \text{ cm}$$

Tabla 3.18.

Valores del coeficiente α_1

Diagrama de la zapata	Separación de las espaldas	Porcentaje de barras empalmadas				
		25%	25%	33-50%	50%	> 50%
	$\leq 10\emptyset$	1,2	1,0	1,6	1,2	2,0
	$> 10\emptyset$	1,0	1,0	1,2	1,3	1,4

Nota: Jimenez Montoya P., Morán Cabré F., García Meseguer A. (2009). Hormigón Armado. (14va. Ed.). Barcelona. Gustavo Gili.

\emptyset barra columna = 1,20 cm ; Lb (en prolongación recta) = 25 cm

$\alpha_1=1,4$ $L_{o_{min}}=0,3 * \alpha_1 * l_b = 10,50$ cm; $15 \emptyset = 18$ cm

$l_o = \alpha_1 * l_b = 35$ cm

Se escoge el valor mayor $\rightarrow l_o = 35$ cm

Longitud total de armadura en espera:

$$L_t = L_b \text{ final} + L_o = 24 + 35 = 59 \text{ cm}$$

- **Verificación de armaduras:** Comparando la armadura calculada con la dispuesta por el programa Cypecad (versión 2017) se tiene:

Resumen de resultados:

Zapata cuadrada $\rightarrow b=a= 150\text{cm} = 1,50$ m

Armadura calculada: Eje X = Eje Y: 7 barras de $\emptyset = 12$ mm c/20 cm

Tabla 3.19.

Longitudes de anclaje en zapata P82 calculadas manualmente

Emparrillado	$\emptyset=$	12	mm
	$l_b=$	25	cm
Armadura de espera	$\emptyset=$	12	mm
	$L_t=l_b+l_o$	59	cm

Nota: Elaboración propia.

Resultados del programa:

Zapata cuadrada $\rightarrow b=a= 150 \text{ cm} = 1,5 \text{ m}$

Armadura calculada: Eje X = Eje Y: 6 barras de $\varnothing = 10 \text{ mm c}/25\text{cm}$

Tabla 3.20.

Longitudes de anclaje en zapata P82, obtenidas con CYPECAD (versión 2017)

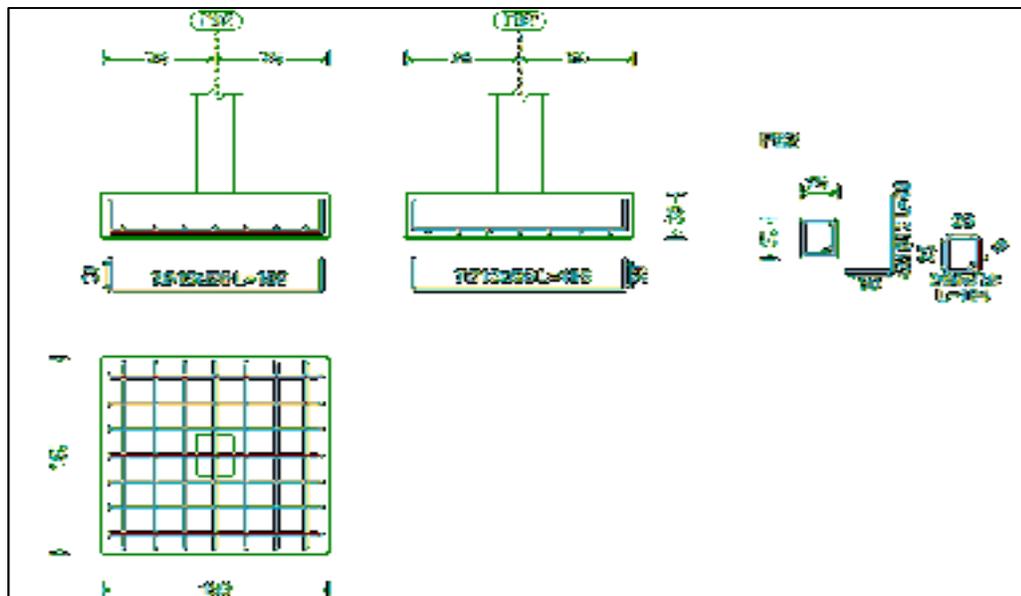
Emparrillado	$\varnothing=$	12	mm
	lb=	30	cm
Armadura de espera	$\varnothing=$	12	mm
	L total= L_o+L_b	88	cm

Nota: Elaboración propia.

El software dispuso la misma área de armadura y el mismo espaciamiento que los calculados manualmente, por tanto, se verifica el diseño de la zapata.

Figura 3.20.

Disposición de armadura a flexión y armadura de espera en zapata aislada P82



Nota: Elaboración propia mediante software CYPECAD2017.

3.5.8.6.COMPROBACIÓN DE ADHERENCIA

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando se cumple:

$$F_{\phi} = \frac{F_{\phi L}}{A_s \cdot f_{\phi}} \leq F_{\phi A} \quad ; \quad F_{\phi A} = 0,95 + \sqrt[3]{f_{\phi} \text{ en } \text{kg/cm}^2} \text{ (en kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_{\text{adm}} = 0,35 * \sqrt{\left(1066,667 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^2} = 28,771 \text{ kg/cm}^2$$

En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección S₁ es:

$$V_d = \frac{V_g + H}{\alpha} * \left(\frac{l_0 - a_s}{2} + 0,15 + a_s\right)$$

$$V_d = \frac{1,6 * 34163,75 \text{ kg}}{150 \text{ cm}} * \left(\frac{150 \text{ cm} - 25 \text{ cm}}{2} + 0,15 * 25 \text{ cm}\right) = 24142,38 \text{ kg}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$\tau_b = \frac{24142,38 \text{ kg}}{0,9 * 30 \text{ cm} * 14 * (\pi * 1,2 \text{ cm})} \leq 28,771 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$16,94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 28,771 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3.5.9. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE ESCALERA DE H° A °

3.5.9.1. CÁLCULO DE ESPESOR DE LOSA

Geometría de la escalera de 2 tramos:

Huella = h = 0,30 m

Contrahuella = c = 0,20 m

Pendiente Huella escalera c/h = 0,667

Ángulo inclinación = α = arctan(c/h)

Longitud horizontal del tiro L = 2,70 m

33,69°

Longitud inclinada del tiro l = L/cosα = 3.24 m

Longitud menor del tiro l_x = 1,2 m

Ancho del descanso L₁ = 1,2 m

Desnivel a salvar H = 4,00 m

Peso específico de H° A° = γ_c = 2500

Numero de escalones = H/c = 20

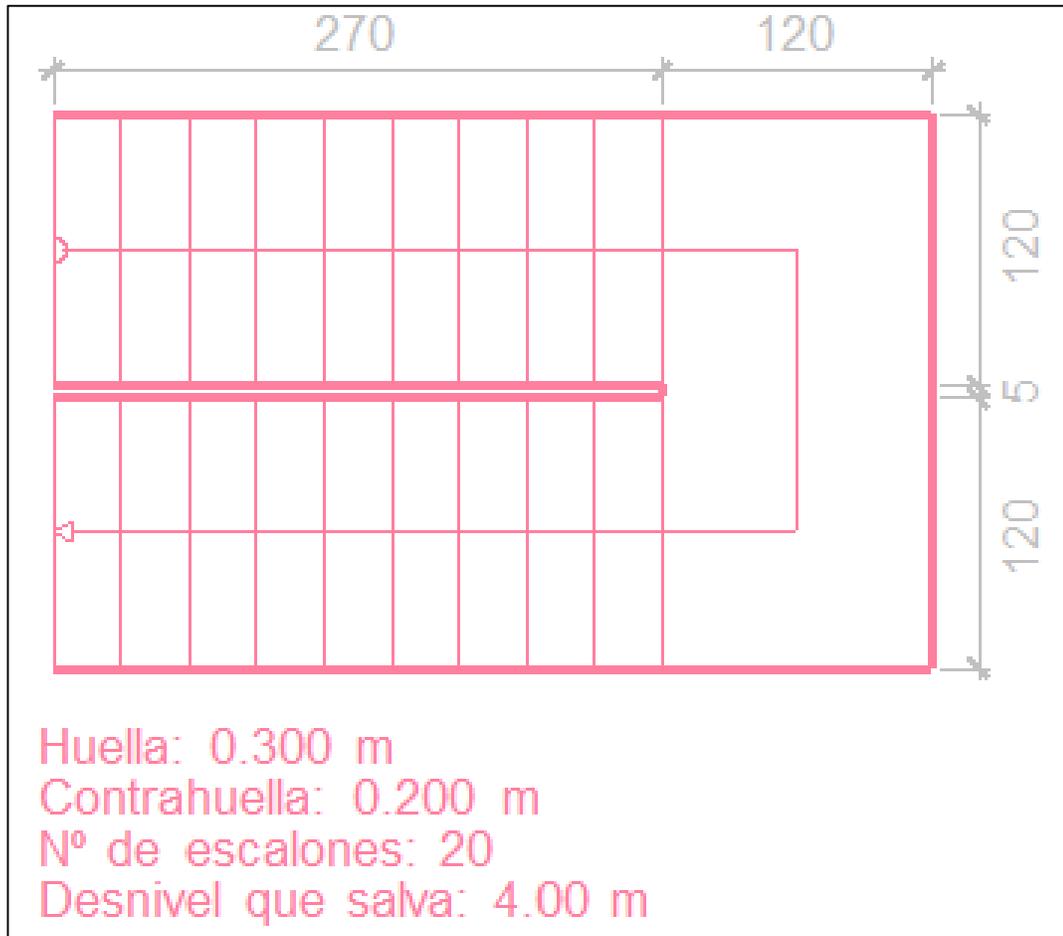
kg/m³

Peso específico del H° sin armar = γ_s = 2300 Kg/m³

Luz total del descanso (meseta) L_m = 2,45 m

Figura 3.21.

Vista en planta de la escalera de H°A°



Nota: Elaboración propia mediante software CYPECAD2017.

Cálculo de Espesor de la losa (Hf):

$$hf = L/24 = 2,82/24 = 0,12 \text{ m}$$

$$hf \approx 0,15 \text{ m (Por constructividad)}$$

$$hv = hf / \cos(\alpha) = 0,15 / \cos(34,592^\circ)$$

$$hv = 0,1822 \text{ m}$$

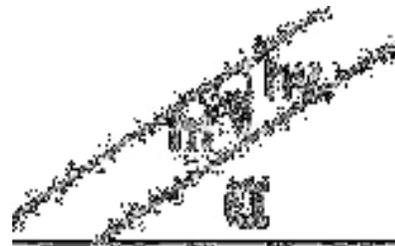
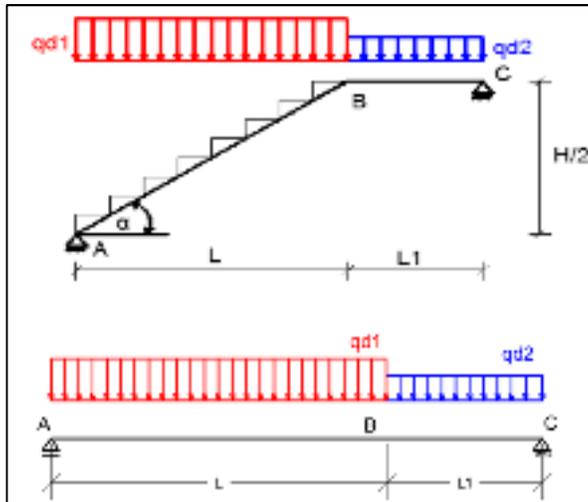


Figura 3.22.

Idealización estructural de escalera de dos tiros



Nota: Elaboración propia.

3.5.9.2. CÁLCULO DE CARGAS

Análisis de carga de la escalera de $H^\circ A^\circ$:

- Peldaños:

$$\text{Volumen de peldaños} = V_p = \left(\frac{c * h}{2}\right) * l_x * N^{\circ}_{\text{peldaños}} = \left(\frac{0,30 \text{ m} * 0,20 \text{ m}}{2}\right) * 1,20 \text{ m} * 20$$

$$\text{Volumen de peldaños} = 0,72 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de peldaños} = W_p = \gamma_c * V_p = 2500 \frac{\text{kKg}}{\text{m}^3} * 0,72 \text{ m}^3 = 1800 \text{ Kg}$$

$$\text{Área de losa} = A = \left(\sqrt{c^2 + h^2} * N^{\circ}_{\text{peldaños}}\right) * l_x$$

$$A = \left(\sqrt{0,30^2 + 0,20^2} * 20\right) * 1,20 \text{ m} = 8,65 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga de peldaños} = q_p = \frac{W_p}{A} = \frac{1800 \text{ Kg}}{8,65 \text{ m}^2} = 208,01 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 2,04 \text{ KN/m}^2$$

- Carga de losa de $H^\circ A^\circ$:

$$q_l = \gamma_c * e = 2500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 0,15 \text{ m} = 375 \text{ Kg/m}^2$$

- Carga de solado:

$$q_s = 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 1 \text{ KN/m}^2$$

- Carga de barandas:

$$q_b = 100 \frac{Kg}{m} = 1 \text{ KN/m}$$

- Sobrecarga de uso:

$$q_v = 300 \frac{Kg}{m^2} = 3 \text{ KN/m}^2$$

Convirtiendo a carga lineal se multiplica por el ancho del tiro $l_x=1,20$ m:

- Cargas actuantes en tiro inclinado

Cargas permanentes = $Q_p = (q_p + q_l + q_s) * l_x + q_b$

$$Q_p = (208,01 + 375 + 100) * 1,20 + 100 = 919,72 \text{ Kg/m}$$

Carga viva = $Q_v = q_v * l_x$

$$Q_v = 300 * 1,20 = 360 \text{ Kg/m}$$

Mayorando las cargas se tiene:

$$q_{d1} = 1,6 * (360 + 919,72) = 2047,552 \text{ Kg/m} \approx 2048 \text{ Kg/m} = 20,09 \text{ KN/m}$$

- Cargas actuantes en descanso:

Cargas permanentes = $Q_p = (q_l + q_s) * l_x + q_b$

$$Q_p = (375 + 100) * 1,20 + 100 = 670 \text{ Kg/m}$$

Carga viva = $Q_v = q_v * l_x$

$$Q_v = 300 * 1,20 = 360 \text{ Kg/m}$$

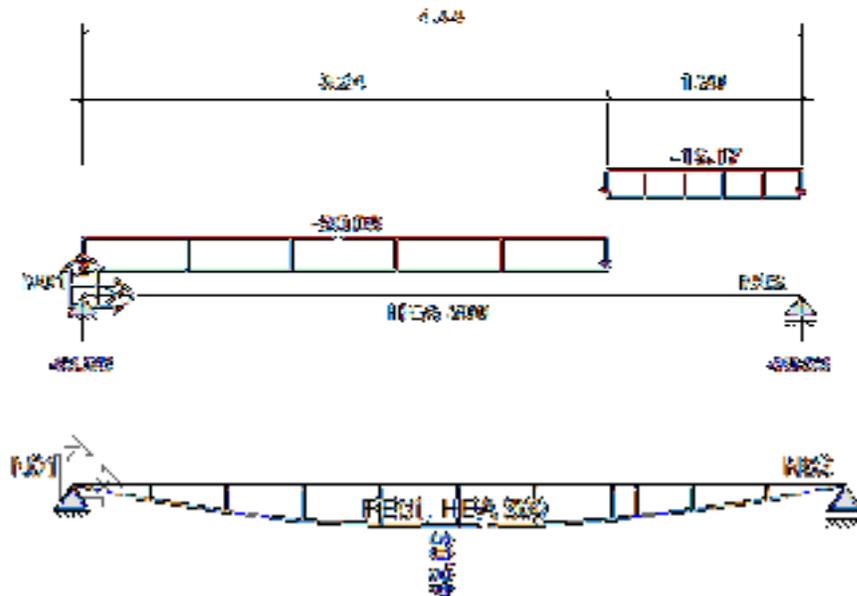
Mayorando las cargas se tiene:

$$q_{d2} = 1,6 * (360 + 670) = 1648 \text{ Kg/m} = 16,67 \text{ KN/m}$$

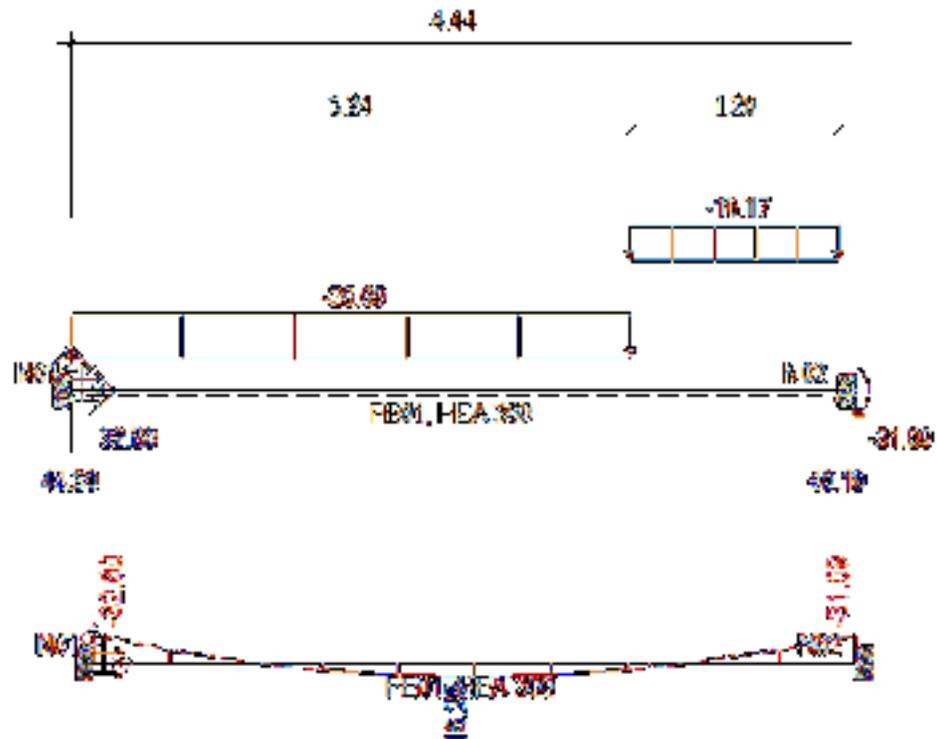
Longitud del tramo inclinado:

$$L = \sqrt{c^2 + h^2} * N^{\circ}_{peldaños} = \sqrt{0,30^2 + 0,20^2} * 9 = 3,24 \text{ m}$$

Se analiza la escalera como viga simplemente apoyada para obtener el máximo momento positivo y como viga biempotrada para obtener el máximo momento negativo.



$$M_o \text{ máx. (+)} = 48,09 \text{ KN}\cdot\text{m} = 4902,14 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$



$$M_o \text{ máx. (-)} = 32,60 \text{ KN}\cdot\text{m} = 3323,139 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

3.5.9.3. CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDINAL

Datos:

$$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 166,667 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 1,66667 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 4347,82 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 43,4782 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Base } b = 1,20 \text{ m} \rightarrow 120 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento } = r = 4 \text{ cm} = 0,04 \text{ m}$$

$$\text{Espesor } h_f = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m} \quad \text{Canto útil } = d = H_f - r = 11 \text{ cm} = 0,11 \text{ m}$$

- Considerando el momento máximo positivo $M_{\text{máx}} (+)$:

$$M_o \text{ máx. } (+) = 48,09 \text{ KN}\cdot\text{m} = 4902,14 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Se calcula el momento reducido de cálculo μ :

$$\mu = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{4902,14 * 100}{120 \text{ cm} * (15 - 4)^2 * 166,67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 0,2025$$

$$\mu = 0,2025 \rightarrow \omega = 0,2363$$

Entonces la armadura requerida es:

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2363 * 120 \text{ cm} * 11 \text{ cm} * \frac{166,67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 11,957 \text{ cm}^2$$

$$U = A_s * f_{yd} = 11,957 \text{ cm}^2 * 43,4783 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 519,87 \text{ KN}$$

Comparando con la armadura mínima necesaria para acero de $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$:

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,04 * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,04 * 120 \text{ cm} * (15 - 4) \text{ cm} * 166,67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 2,024 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor:

$$A_s = 11,957 \text{ cm}^2$$

De tablas de capacidades mecánicas (Tabla 8.10 Armaduras traccionadas, para AH-500 y $y_f=1,15$) del libro Hormigón Armado (Tomo I).14va Edición (2000)-Jiménez Montoya se dispone de la siguiente armadura:

$$11 \text{ barras de } \emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow A_s = 12,43 \text{ cm}^2 \rightarrow U = 540,435 \text{ KN}$$

El programa asignó la siguiente armadura cuya capacidad mecánica es la siguiente:

$$13 \text{ barras de } \emptyset = 12 \text{ mm separadas cada } 10 \text{ cm} \rightarrow A_s = 14,69 \text{ cm}^2$$

$$13 \emptyset 12 \text{ mm} \rightarrow U = 638,696 \text{ KN}$$

Por tanto, se cumple lo siguiente:

$$U \text{ dispuesta} \geq U \text{ calculada manualmente}$$

$$638,696 \text{ KN} \geq 519,87 \text{ KN (Cumple)}$$

Finalmente, se acepta la armadura dispuesta por el programa.

Se utiliza \rightarrow 13 barras de $\emptyset = 12 \text{ mm separadas cada } 10 \text{ cm}$

- Considerando el momento máximo negativo $M_{\text{máx}} (-)$:

$$M_o \text{ máx. } (-) = 32,60 \text{ KN}\cdot\text{m} = 3323,139 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Se calcula el momento reducido de cálculo μ :

$$\mu = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{3323,139 * 100}{120 \text{ cm} * (15 - 4)^2 * 166,67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 0,1373$$

$$\mu=0,1373 \rightarrow \omega=0,15136$$

Entonces la armadura requerida es:

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,15136 * 120 \text{ cm} * 11 \text{ cm} * \frac{166,67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 7,6589 \text{ cm}^2$$

$$U = A_s * f_{yd} = 7,6589 \text{ cm}^2 * 43,4783 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 332,99 \text{ KN}$$

Comparando con la armadura mínima necesaria para acero de $f_{yk} = 500$ MPa:

$$A_{S_{min}} = \frac{0,04 * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,04 * 120 \text{ cm} * (15 - 4) \text{ cm} * 166,67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 2,024 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor:

$$A_s = 7,6589 \text{ cm}^2$$

De tablas de capacidades mecánicas (Tabla 8.10 Armaduras traccionadas para AH-500 y $y_f = 1,15$) del libro Hormigón Armado (Tomo I).14va Edición (2000)-Jiménez Montoya se dispone de la siguiente armadura:

$$7 \text{ barras de } \emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow A_s = 7,91 \rightarrow U = 344,20 \text{ KN}$$

El programa asignó la siguiente armadura cuya capacidad mecánica es la siguiente:

$$7 \text{ barras de } \emptyset = 12 \text{ mm separadas cada } 20 \text{ cm} \rightarrow A_s = 7,91 \text{ cm}^2$$

$$7 \emptyset 12 \text{ mm} \rightarrow U = 344,20 \text{ KN}$$

Por tanto, se cumple lo siguiente:

$$U \text{ dispuesta} \geq U \text{ calculada manualmente}$$

$$344,20 \text{ KN} \geq 332,99 \text{ KN (Cumple)}$$

Finalmente, se acepta la armadura dispuesta por el programa.

$$\text{Se utilizarán} \rightarrow 7 \text{ barras de } \emptyset = 12 \text{ mm separadas cada } 20 \text{ cm}$$

3.5.9.4. CÁLCULO DE ARMADURA TRANSVERSAL

Se debe realizar las siguientes comparaciones

- $V_{cu} > V_d \rightarrow$ El hormigón resiste satisfactoriamente el esfuerzo cortante, por tanto, no se necesita armadura, sin embargo, se coloca $A_{S_{min}}$.
- $V_{cu} < V_d < V_{u1} \rightarrow$ Se necesita armadura transversal, para resistir el cortante, debido a que el H° no lo resiste sólo.
- $V_{u1} < V_{u2} \rightarrow$ Ninguno de los casos anteriores, por tanto, se debe aumentar la sección transversal de la viga.

Cálculo de la contribución del hormigón (V_{cu}):

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d \quad ; \quad f_{cv} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (f_{cd} \text{ en } \frac{Kg}{cm^2})$$

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

$$f_{cv} = 0,50 * \sqrt{166,667} = 6,455 \text{ Kg/cm}^2$$

Reemplazando valores, la contribución del hormigón es:

$$V_{cu} = 6,455 \text{ kg/cm}^2 * 120 \text{ cm} * (15 - 4) \text{ cm}$$

$$V_{cu} = 8520,6 \text{ Kg}$$

Cálculo del agotamiento por compresión oblicua de almas (V_{u1}):

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{u1} = 0,30 * 166,67 \frac{Kg}{cm^2} * 120 \text{ cm} * 11 \text{ cm} = 66001,32 \text{ Kg}$$

En el caso de la escalera, en el apoyo izquierdo de la estructura biempotrada se produce el cortante máximo de diseño:

$$V_{rd1} = 44,30 \text{ KN} = 4515,80 \text{ Kg}$$

El diseño pertenece al caso (a) $\rightarrow V_{cu} > V_{rd} \rightarrow$ El hormigón resiste por sí sólo el cortante, sin embargo, se coloca $A_{s\text{mín}}$:

$$V_{cu} > V_{rd}$$

$$8520,6 \text{ Kg} > 4515,80 \text{ Kg} \text{ (Cumple)}$$

Entonces, se coloca armadura transversal mínima, que corresponde para un tramo inclinado de $L=3,24 \text{ m}$:

$$\text{Número de estribos} = L_{\text{tramo}} / S_{\text{máx}}$$

$$324 \text{ cm} / 20 \text{ cm} + 1 = 17,2 \text{ estribos} \approx 18 \text{ estribos}$$

Se usarán 18 estribos de $\varnothing = 8 \text{ mm}$ c/20 cm

Finalmente, es recomendable colocar un emparrillado de retracción y temperatura, que corresponde a una armadura mínima de: $\varnothing = 6\text{ mm c}/25\text{ cm}$.

3.5.9.5. VERIFICACIÓN DE ARMADURAS

La comparación de valores obtenidos, con los dispuestos por el programa CYPECAD (versión 2017), se visualiza en las siguientes tablas:

Tabla 3.21.

Resumen y comparación de resultados de armadura de escalera de H°A°

Escalera de un tiro y descanso	Armadura calculada manualmente	Armadura dispuesta por el programa
Armadura longitudinal superior	7 $\varnothing 12\text{ mm c}/20\text{ cm}$	7 $\varnothing 12\text{ mm c}/20\text{ cm}$
Armadura longitudinal inferior	11 $\varnothing 12\text{ mm c}/10\text{ cm}$	13 $\varnothing 12\text{ mm c}/10\text{ cm}$
Armadura transversal superior	18 $\varnothing 8\text{ mm c}/20\text{ cm}$	18 $\varnothing 8\text{ mm c}/20\text{ cm}$
Armadura transversal inferior	18 $\varnothing 8\text{ mm c}/20\text{ cm}$	18 $\varnothing 8\text{ mm c}/20\text{ cm}$

Nota: Elaboración propia.

Como se observa, las armaduras dispuestas por el programa CYPECAD (versión 2017) son válidas. Los planos estructurales de las escaleras de Hormigón Armado se detallan en el plano 13.

3.6. ESTRATEGIA DE EJECUCIÓN DE LA OBRA

3.6.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

El desarrollo de las especificaciones técnicas del presente proyecto se encuentra en el ANEXO 9. Estas están elaboradas considerando tres módulos: Actividades preliminares, obra gruesa y obra fina.

3.6.2. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El desarrollo del análisis de precios unitarios del presente proyecto contempla tres módulos: Actividades preliminares, obra gruesa y obra fina. Su desarrollo se encuentra en el ANEXO 10.

3.6.3. CÓMPUTOS MÉTRICOS

Los cálculos métricos del presente proyecto se realizaron en base al diseño estructural final y planos arquitectónicos contemplando tres módulos: Actividades preliminares, obra gruesa y obra fina. El detalle del resumen se encuentra en el ANEXO 11.

3.6.4. PRESUPUESTO GENERAL DEL PROYECTO

El presupuesto general del proyecto que contempla tres módulos (Actividades preliminares, obra gruesa y obra fina) es igual a 2.451.320,145 Bs. (Dos millones cuatrocientos cincuenta y un mil trescientos veinte 145/100 bolivianos). Para llegar a este valor, se vinculó el análisis de precios unitarios junto a los cálculos métricos.

El detalle del presupuesto general del proyecto se encuentra en el ANEXO 12.

3.6.5. PROGRAMACIÓN DE EJECUCIÓN DE LA OBRA

Para la programación de ejecución de la obra se consideró tres módulos: Actividades preliminares, obra gruesa y obra fina.

Se realizó un análisis de la ruta crítica CPM-PERT, con un plan de obra preestablecido, el cual proporciona un tiempo mínimo para la construcción del proyecto de 278 días hábiles.

Además, se efectuó la programación para la ejecución de la obra mediante el Software Microsoft Project obteniendo un total de 256 días hábiles.

El detalle de la programación de ejecución de obra se encuentra en el ANEXO 13.

4. APORTE ACADÉMICO

ANÁLISIS DEL EFECTO DE PANDEO DE SEGUNDO ORDEN EN COLUMNAS ESBELTAS MEDIANTE LA AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS

4.1. MARCO CONCEPTUAL DEL APORTE ACADÉMICO

4.1.1. ANTECEDENTES

Dado que la normativa CBH87 no recomienda el uso de columnas esbeltas, el desarrollo del aporte académico se basa en la normativa ACI318S que, a pesar de no recomendar el uso de columnas esbeltas, propone un procedimiento para su cálculo.

El desarrollo y resultado del aporte académico es netamente teórico dado que para la ejecución y emplazamiento físico del proyecto no se consideran columnas esbeltas, analizadas en el aporte académico.

4.1.2. GENERALIDADES

Cuando una columna se flexiona lateralmente una cantidad Δ , su carga axial genera un momento adicional en la columna igual a $P\Delta$. Este momento se superpone a cualquier momento que exista ya en la columna. Si este momento $P\Delta$ es de tal magnitud que reduce considerablemente la capacidad por carga axial de la columna, ésta se denomina columna esbelta.

En sí, se dice que una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en comparación con su longitud.

Un elemento con gran esbeltez colapsará ante una carga de compresión menor que la correspondiente para un elemento más corto con las mismas dimensiones de la sección transversal.

Las columnas esta sometidas a momento flectores como a cargas axiales. Estos momentos producen deflexión lateral entre los extremos del elemento y también pueden genera desplazamiento lateral relativo entre las uniones. Asociados con estos desplazamientos se producen los momentos de segundo orden que se vienen a sumar a los momentos primarios y que en el caso de columnas esbeltas pueden ser bastantes grandes generando ciertos casos de falla de la columna.

La sección 10.10, 10.11 y 10.12 de la Edición 318-08 del Código ACI provee un método aproximado para determinar los efectos de esbeltez mediante la utilización de factores de amplificación de momento. El amplificador de momento δ , que debe multiplicarse por mayor momento en el extremo de la columna denotado como M_2 y ese valor debe usarse en el diseño. Si ocurre flexión en ambos ejes, δ debe calcularse separadamente para dirección y los valores obtenidos deben multiplicarse por los valores de los momentos respectivos.

Además, existe el análisis de segundo orden sugerido en el Código ACI318S-05 sección 10.10, en los cuales el efecto de los desplazamientos laterales se calcula directamente.

4.1.3. EFECTOS DE ESBELTEZ

La esbeltez de las columnas se basa en su geometría y en su arriostramiento lateral. A medida que crece su esbeltez, los esfuerzos de flexión también aumentan, pudiendo ocurrir así el pandeo.

En general las columnas de hormigón armado generalmente tienen pequeñas relaciones de esbeltez. Por lo que usualmente se las diseña como columnas cortas sin reducciones de resistencia por efectos de esbeltez.

Si los efectos de esbeltez se consideran pequeños, entonces las columnas pueden considerarse “cortas”, y pueden diseñarse de acuerdo con el capítulo 10 del Libro Diseño de Concreto Reforzado, octava edición de Jack C. McCormac, Russell H. Brown.

Sin embargo, si son “esbeltas”, el momento para el cual la columna debe diseñarse se incrementa o se amplifica. Una vez que el momento ha sido amplificado, la columna se diseña entonces de acuerdo con el capítulo 10 del libro Diseño de Concreto Reforzado, octava edición de Jack C. McCormac, Russell H. Brown, usando el momento incrementado.

Vale aclarar los siguientes términos:

- Longitudes no soportadas (l_u): es aquella usada para calcular la relación de esbeltez de una columna, es la longitud sin apoyo. Esta se considera igual a la distancia libre entre losas, vigas u otros miembros que proporcionan soporte lateral a la columna.
- Longitud efectiva: es la distancia entre los puntos de momento nulo en la columna. Para este análisis se asume que no es posible ni el desplazamiento lateral ni la traslación de los nudos. Con respecto al desplazamiento lateral o traslación de nudo, nos referimos a que uno o ambos extremos de una columna pueden moverse lateralmente uno con respecto a otro.

Si existiese una columna con extremos perfectamente articulados, su longitud efectiva sería su longitud no soportada. El factor “k” de longitud efectiva es el número por el que debe multiplicarse la longitud no soportada de la columna para obtener su longitud efectiva.

Para una columna con extremos perfectamente articulados, $k = 1,0$.

El concepto de longitudes efectivas es simplemente un método matemático de tomar una columna sea cual sea la condición en sus extremos y sujeción lateral y reemplazarla por otra columna equivalente, articulada y riostrada. El factor “k” se determina al delimitar una columna con extremos articulados con una longitud equivalente que proporcione el mismo esfuerzo crítico. El procedimiento del factor “k” es un método para lograr soluciones sencillas en problemas complicados de pandeo en marcos.

Las columnas de hormigón armado sirven como partes de marcos y estos marcos algunas veces son riostrados y otras veces son no riostrados. Un marco riostrado es uno en el cual el desplazamiento lateral o la traslación de nudos están impedidos por medio de riostras, los muros de cortante, o el soporte lateral de las estructuras adyacentes. Un marco no riostrado no tiene ninguno de estos tipos de arriostamiento y debe depender de la rigidez de sus propios miembros para impedir el pandeo lateral.

Los valores de “k” para marcos riostrados nunca pueden ser mayores que 1,0, pero en marcos no riostrados los valores de “k” siempre son mayores que 1,0 debido al desplazamiento lateral.

4.1.3.1.DETERMINACIÓN DEL VALOR “K”

La determinación de longitudes efectivas implica el uso de los nomogramas mostrados en la figura 4.1.

La figura 10 muestra en la (a) el nomograma aplicable a marcos riostrados, mientras que el de la parte (b) es aplicable a marcos no riostrados.

Para usar los nomogramas para una columna particular, se calculan los factores Ψ en cada extremo de la columna. El factor Ψ en un extremo de la columna es igual a la suma de las rigideces de las columnas que concurren en ese nudo, incluyendo la columna en consideración, dividida entre la suma de todas las rigideces de las vigas que concurren en el nudo.

$$\Psi_n = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de todas las columnas que concurren al nudo}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de todas las vigas que concurren al nudo}}$$

Si un extremo de la columna está articulado, Ψ es teóricamente igual a ∞ y si está empotrado, $\Psi = 0$. Como es casi imposible lograr un empotramiento perfecto, Ψ usualmente se toma igual a 1,0 en vez de 0 para los empotramientos supuestos. Cuando el extremo de la columna está soportado por una zapata, pero no está rígidamente conectado a ella, Ψ es teóricamente infinito, pero usualmente se toma igual a 10 en los diseños prácticos.

Uno de los dos valores Ψ se denomina Ψ_A y el otro Ψ_B . Después de calcular estos valores, se obtiene el factor “k” de longitud efectiva trazando una línea recta entre Ψ_A y Ψ_B . El punto de intersección de esta recta con el eje medio del nomograma nos da el valor de “k”.

Los factores Ψ utilizados para entrar a los nomogramas y por tanto obtener los factores de longitud efectiva, dependen de las rigideces relativas de los miembros a compresión y a flexión. Si se tiene una columna muy ligera y flexible y trabes muy

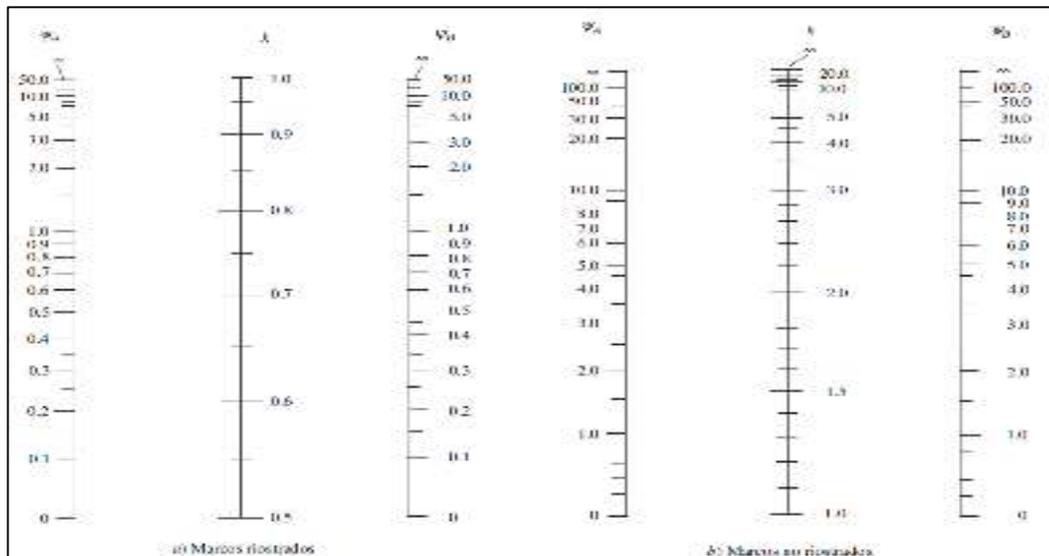
rígidos, la rotación y el movimiento lateral de los extremos de la columna se aminorarán considerablemente. Los extremos de la columna tendrán una condición cercana a la de empotramiento, por lo que los valores Ψ y los valores “k” resultantes serán pequeños.

En el caso contrario, cuando se tiene columnas muy rígidas con traveses flexibles, los extremos de las columnas girarán casi libremente, acercándose a la condición de una articulación. Consecuentemente, se tendrá valores grandes de Ψ y k.

Para calcular los valores Ψ es necesario usar valores realistas para los momentos de inercia. Las traveses suelen estar bastante agrietadas en sus lados de tensión, en tanto que las columnas probablemente tienen sólo unas cuantas grietas. Si los valores de I para las traveses se subestiman un poco, los factores k de la columna serán un poco mayores, quedando así del lado de la seguridad.

Figura 4.1.

Factores de longitud efectiva de $\Psi = \frac{\sum(EI/l)$ de los miembros a flexión en un plano en un extremo de un miembro a compresión $k = \text{factor de longitud efectiva}$.



Nota: Recuperado de McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). Diseño de concreto reforzado .8va edición. México, D.F.: Alfaomega.

Existe además la determinación del factor “k” mediante ecuaciones, cuyo procedimiento es descrito en el punto 11.5 del libro Diseño de concreto reforzado 8va edición de Jack C. McCormac, Russell H. Brown.

4.1.4. ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN USANDO PROPIEDADES ESPECIALES DE LOS MIEMBROS

Antes de realizar el análisis de segundo orden, es preciso hacer un análisis de primer orden de la estructura. Las propiedades a analizar de la sección del miembro deben tener en cuenta la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas en los miembros y el efecto de la duración de las cargas. De acuerdo a la sección 10.10.4.1 de la Edición 318-08 del Código ACI define las siguientes propiedades, aplicables para marcos con o sin desplazamiento lateral:

- Módulo de elasticidad, determinado con la siguiente expresión dada en la sección 8.5.1 de la Edición 318-08 del Código ACI:

$$E_c = W_c^{1,5} * 33 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

W_c : densidad del hormigón, variando el valor entre 90 y 155 lb/pie³ o 5700√(f'_c) para hormigón de peso normal.

f'_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón.

- Momentos de inercia, donde I_g = momento de inercia de la sección total de concreto respecto al eje centroidal despreciando el refuerzo especificado en la sección 10.11.1 de la Edición 318-08 del Código ACI:

Vigas 3,35 I_g

Columnas 0,70 I_g

Muros no agrietados 0,70 I_g

Muros agrietados 0,35 I_g

Placas planas y losas planas 0,25 I_g

- Área 1,0 I_g

De forma alternativa a las ecuaciones de las propiedades anteriores se tiene para el momento de inercia la Ecuación 10-8 del de la Edición 318-08 del Código ACI:

$$I = \left(0,80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g} \right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0,5 \frac{P_u}{P_o} \right) I_g \leq 0,875 I_g$$

Para P_u y M_u se puede optar por los obtenidos de la combinación de carga en estudio o de forma conservador los valores que lleven al valor más bajo de I . En ningún caso se tomará, para miembros a compresión, un valor menor que $0,35I_g$.

P_o es la resistencia teórica de la carga axial concéntrica.

4.1.5. COLUMNAS ESBELTAS EN MARCOS CON Y SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

Existe una diferencia entre el comportamiento de las columnas de marcos sin desplazamiento lateral o riostrados y el de aquéllas de marcos con desplazamiento lateral o no riostrados. Las columnas en un marco riostrado actúan por sí mismas, es decir su resistencia individual se puede determinar, comparar con sus cargas y momentos factorizados calculados. Mientras en un marco no riostrado o con desplazamiento lateral, una columna probablemente no se pandea individualmente, sino simultáneamente con todas las demás columnas al mismo nivel. Por ende, es necesario en un marco riostrado, considerar la resistencia por pandeo de todas las columnas en el nivel considerado como una unidad.

Para un miembro a compresión en un marco sin desplazamiento lateral, los efectos de esbeltez () pueden ignorarse si se satisface la siguiente expresión obtenida de la Ecuación 10-7 de la Edición 318-08 del Código ACI:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

En esta expresión, M_1 es el menor momento de extremo factorizado en un miembro a compresión. Tiene el signo más si el miembro está flexionado en forma de curvatura simple (en forma de C) y el signo menos si el miembro está flexionado en curvatura doble (en forma de S). M_2 es el mayor momento extremo factorizado en un miembro a compresión y siempre tiene el signo más.

Para esta ecuación el término $\left(34 - 12 \frac{M_1}{M_2}\right)$ no debe ser mayor que 40, según el artículo 10.12.2 de la Edición 318-08 del Código ACI.

Para marcos riostrados, los efectos de esbeltez pueden ignorarse si se satisface la siguiente expresión obtenido de la Ecuación 10-6 de la Edición 318-08 del Código ACI:

$$\frac{kl_u}{r} < 22$$

Vale aclarar que, si la relación de esbeltez para una columna particular es mayor que las ecuaciones presentadas, se tendrá una columna esbelta. Para tal caso se debe usar métodos aproximados o un análisis teórico de segundo orden que tomen en cuenta los efectos de las deflexiones. Para el presente caso se utiliza el análisis teórico de segundo orden.

4.1.6. CONSIDERACIÓN DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ DEL CÓDIGO ACI

El código ACI permite la determinación de los efectos de segundo orden mediante uno de tres métodos.

El primero es por un análisis no lineal de segundo orden descrito de la Edición 318-08 del Código ACI en la sección 10.10.13. En este análisis se debe tomar en cuenta la no linealidad de los materiales, la curvatura del miembro y la deriva lateral, la duración de la carga, los cambios volumétricos en el concreto debido al flujo plástico, la contracción y la interacción del cimient o del apoyo. La técnica de análisis debe predecir las cargas últimas dentro de 15% de los resultados experimentales en estructuras de concreto reforzado estáticamente indeterminadas. Esta técnica requiere de un software complejo de computadora que ha sido demostrado que satisface el requisito de exactitud de 15% anteriormente citado.

El segundo método es un análisis elástico de segundo orden descrito en la Edición 318-08 del Código ACI sección 10.10.4. Esta técnica es más simple que el método no lineal porque usa las rigideces de los miembros inmediatamente antes de la falla. Los valores de E_c y los momentos de inercia, así como el área de la sección transversal de las

columnas, vigas, muros, placas planas y losas planas en los que se permite usar en el análisis elástico de segundo orden se describieron en el punto 4.1.2.2 del presente proyecto.

El tercer método es el procedimiento de amplificación de momentos detallado en la Edición 318-08 del Código ACI en la sección 10.10.5. Existen diferentes procedimientos para este método para estructuras con desplazamiento lateral y sin desplazamiento lateral.

Para el caso del presente proyecto se analiza el tercer método, es decir, el de la amplificación de momentos para estructuras con desplazamiento lateral y sin desplazamiento lateral.

4.1.6.1.1. AMPLIFICACIÓN DE MOMENTO DE COLUMNAS EN MARCOS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

Cuando una columna está sometida a momentos a lo largo de su longitud no apuntalada, se desplaza lateralmente en el plano de flexión. El resultado será un momento aumentado o momento secundario igual a la carga axial multiplicada por el desplazamiento lateral o excentricidad. En la figura 11 la carga P causa que el momento de la columna se incremente una cantidad $P\Delta$. Este momento causará que δ aumente un poco más, con el resultado de que el momento $P\Delta$ aumentará, que a su vez causará un incremento más en Δ , etc., hasta que se alcanza el equilibrio.

Se podría tomar los momentos en la columna, calcular la deflexión lateral, aumentar el momento en $P\Delta$, recalculer la deflexión lateral y el momento aumentado, etc. Si bien dos ciclos serían suficientes, este procedimiento sería muy tedioso e impráctico.

Puede demostrarse que el momento aumentado puede estimarse muy bien multiplicando el momento primario por $\left(\frac{1}{1-\frac{P}{P_c}}\right)$; donde P es la carga axial y P_c es la carga de pandeo de Euler igual a $P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$. Timoshenko, S.P., y Gere, J.M.,

1961, Theory of Elastic Stability, 2a. ed. (Nueva York: McGraw-Hill), páginas. 319-356.

Es así que se puede calcular aproximadamente el momento amplificado debido a deflexión lateral usando la expresión $(1 - P/P_c)$. En el artículo 10.10.16 de la Edición 318-08 del Código ACI el momento de diseño factorizado para columnas esbeltas sin desplazamiento se incrementa usando la siguiente expresión, en la cual M_c es el momento amplificado o aumentado y M_2 es el momento factorizado final mayor en un miembro a compresión:

$$M_c = \delta M_2$$

Se debe tener en cuenta que existe un momento mínimo absoluto de M_2 para usarse en el diseño, basado en una excentricidad mínima de $(15+0,03h)$ donde “h” es el espesor total del miembro perpendicular al eje de flexión, dado por la ecuación 10-17 de la Edición 318-08 del Código ACI:

$$M_{2min} = P_u(15 + 0,03h)$$

Donde “h” está en milímetro, así como el número 15.

δ es el amplificador de momento para estimar el efecto de la curvatura del miembro entre los extremos de los miembros a compresión, definido por la ecuación 10-12 de la Edición 318-08 del Código ACI.

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1,0$$

La determinación del amplificador de momento consiste en los siguientes cálculos:

- $E_c = 57000\sqrt{f'_c}$ para concreto de peso normal.
- I_g = momento de inercia total de la sección transversal de la columna respecto al eje centroidal bajo consideración.
- $E_s = 29 \times 106 \text{ lb/plg}^2$.

- I_{se} = momento de inercia del refuerzo respecto al eje centroidal de la sección. (Este valor es igual a la suma de cada área de varilla multiplicada por el cuadrado de su distancia al eje centroidal del miembro en compresión.)
- El término β_{dns} considera la reducción de la rigidez causada por cargas axiales sostenidas y es aplicable solamente a marcos sin desplazamiento lateral. Se define como la relación de la carga axial sostenida factorizada máxima dividida por la carga axial factorizada total asociada con la misma combinación de carga. Siempre se supone que tiene signo positivo y nunca se permite que exceda de 1.0.
- A continuación, es necesario calcular EI. Las dos expresiones dadas para EI en el código se desarrollaron tomando en cuenta el flujo plástico, las grietas, etc. Si el tamaño de la columna y de las varillas ya se ha seleccionado o estimado, EI se puede calcular con la siguiente expresión, que es particularmente satisfactoria para columnas con altos porcentajes de acero.

$$EI = \frac{(0,2E_C I_g + E_S I_{se})}{1 + \beta_{dns}}$$

La expresión alternativa dada a continuación para EI, es probablemente la mejor expresión que se puede usar cuando los porcentajes de acero son bajos. Observe también que esta expresión es la que se usa cuando el refuerzo no se ha seleccionado previamente.

$$EI = \frac{0,4E_C I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

- Se calcula la carga de pandeo de Euler:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_U)^2}$$

- Para algunas situaciones de momentos en columnas, la expresión para la amplificación o el amplificador de momentos conduce a momentos que son demasiado grandes. Una de estas situaciones ocurre cuando el momento en un extremo del miembro es cero. Para esta situación, la deflexión lateral es en realidad aproximadamente la mitad de la deflexión obtenida con el factor de amplificación. Si tenemos momentos aproximadamente iguales en los extremos

que causan una curvatura doble, la deflexión y los momentos a media altura ahí son cercanos a cero.

Como resultado de éstas y otras situaciones, el código proporciona un factor de modificación (C_m) para usarse en la expresión del momento que dará como resultado una amplificación más realista del momento.

En los marcos riostrados sin cargas transversales entre apoyos, C_m puede variar de 0,4 a 1,0 y es definida de la Ecuación 10-16 de la Edición 318-08 del Código ACI. Para todos los demás casos debe tomarse igual a 1,0. Vale la aclaración de la convención de los signos: M_1 es positivo para curvatura simple y es negativo para curvatura doble; M_2 es siempre positivo.

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

4.1.6.1.2. AMPLIFICACIÓN DE LOS MOMENTOS EN LAS COLUMNAS DE MARCOS CON DESPLAZAMIENTO LATERAL

Aunque las deflexiones laterales en marcos no riostrados son más bien pequeñas, sus cargas de pandeo son mucho menores que lo que serían si los marcos estuviesen riostrados.

Consecuentemente, las resistencias por pandeo de las columnas de un marco sin riostrar pueden aumentarse decididamente proporcionando un arriostramiento adecuado.

Si un marco no está riostrado contra desplazamientos laterales, primero es necesario calcular su relación de esbeltez. Si ésta es menor que 22, la esbeltez puede despreciarse según la sección 10.10.1 de la Edición 318-08 del Código ACI. Para este análisis se asume que se obtienen valores mayores de 22.

Cuando se tienen marcos con desplazamientos laterales, es necesario decidir para cada combinación de carga cuál de las cargas causa un desplazamiento lateral apreciable (probablemente las cargas laterales) y cuál no. Los momentos de extremo factorizados que causan desplazamientos laterales se designan M_{1s} y M_{2s} , y deben amplificarse debido al efecto $P\Delta$. Los otros momentos de extremo,

resultantes de cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, se designan M_{1ns} y M_{2ns} . Éstos se determinan mediante un análisis de primer orden y no tienen que ser amplificados.

Se puede establecer el valor de δ_s mediante dos métodos:

- Si el valor calculado de δ_s es mayor a 1,5 será necesario calcular δ_s por la sección 10.10.7.4 de la Edición 318-08 del Código ACI o por un análisis de segundo orden. Se utiliza la Ecuación 10-20 de la Edición 318-08 del Código ACI:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q} \geq 1$$

- Con el segundo método y el que se usa en el presente proyecto los momentos amplificados con desplazamiento lateral pueden calcularse con la siguiente expresión:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} \geq 1$$

En esta última ecuación $\sum P_u$ es la suma de todas las cargas verticales en el nivel estudiado y $\sum P_c$ es la suma de todas las cargas de pandeo de Euler “ P_c ” para todas las columnas resistentes con desplazamiento lateral en el nivel con los valores “ k ” determinados como se describe en la sección 10.10.7.2 de la Edición 318-08 del Código ACI. Esta fórmula muestra el hecho de que las deflexiones laterales de todas las columnas en un nivel en particular son iguales y entonces las columnas son interactivas.

En resumen, todo esto sirve para calcular los momentos de diseño que deben usarse, siendo:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

4.2. PRODUCTO DEL APORTE ACADÉMICO

De acuerdo a los planos provistos por el Municipio Autónomo de Entre Ríos, los galpones con los que cuenta el proyecto presentan columnas con longitudes de aproximadamente 7,80 metros y tomando en cuenta el predimensionamiento provisto en planos de 40x40 cm.

Es así que el desarrollo del análisis de segundo orden para los efectos de pandeo mediante el procedimiento de amplificación de momento, para la columna P6 es:

Datos:

lu: 7,8 m

f_c: 0000 lb/plg²

b: 0,40

h: 0,40

Esfuerzos cara superior pilar:

M_x=4,905 KN*m

M_y= 20,3067 KN*m

N= 11,18 KN

P_u: 15,85(t)

carga muerta axial factorizada: 7,1(t)

carga axial total factorizada: 11,02 (t)

- Primero se determina si la columna a analizar es un marco riostrado o no riostrado, utilizando la ecuación 10-10 del código ACI:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c}$$

Donde:

$\sum P_u$: carga vertical total factorizada para todas las columnas en el piso considerado= 27,83 (t)

Δ_o : deflexión lateral de primer orden determinada elásticamente debido a V_u en la parte superior del piso en cuestión con respecto a la parte inferior de ese mismo piso= 8,57 mm

V_u : fuerza cortante horizontal total factorizada del piso considerado= 19,972 (t)

lc: altura de un miembro a compresión en un marco medida de centro a centro de los nudos del marco= 7,80 m

$$Q = \frac{27,83 * \frac{8,57}{10 * 100}}{19,972 * 7,80}$$
$$Q = 0,001506253627$$

En la página 312 de la sección 11.2 del libro Diseño de Concreto Reforzado 8va Edición McCormac, si:

$Q \leq 0,05$ el marco es riostrado o sin desplazamiento lateral

$0,001506253627 \leq 0,05 \therefore$ MARCO RIOSTRADO

- Se define si la columna es esbelta:

Figura 4.2.

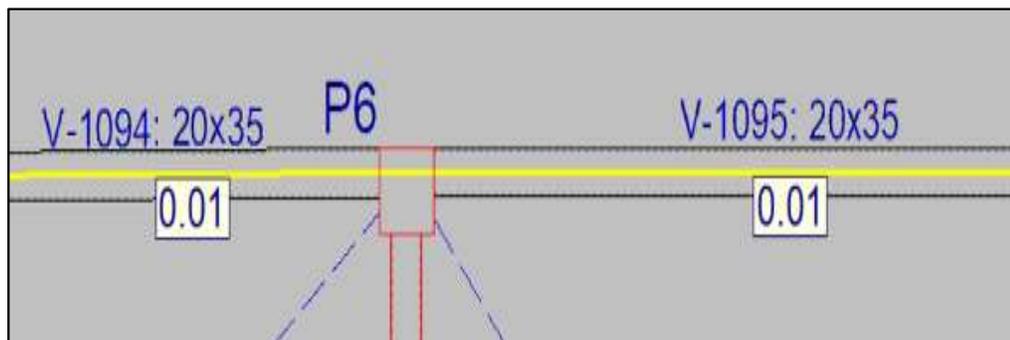
Vigas que concurren en la columna P6 a nivel cubierta



Nota: Elaboración propia mediante software CYPECAD2017.

Figura 4.3.

Vigas que concurren en la columna P6 a nivel planta baja



Nota: Elaboración propia mediante software CYPECAD2017.

$$I_{vigas} = \frac{0,2 * 0,35^3}{12} = 0,000714583333 \text{ m}^4$$

$$I_{columnas} = \frac{0,4 * 0,4^3}{12} = 0,00213 \text{ m}^4$$

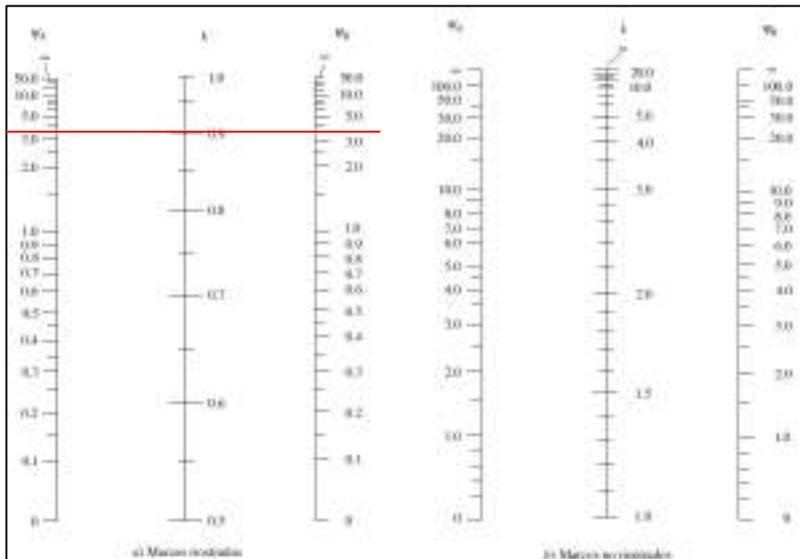
$$E_c = 5700\sqrt{3625,94} = 3432299,384 \frac{\text{lb}}{\text{pul}^2} = 2366,4871 \text{ MPa}$$

$$\psi_A = \frac{\frac{0,7 * 0,00213}{7,80}}{\frac{0,35 * 0,0007145833}{5} + \frac{0,35 * 0,0007145833}{3,30}} = 3,71$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0,7 * 0,00213}{7,80}}{\frac{0,35 * 0,0007145833}{5} + \frac{0,35 * 0,0007145833}{3,30}} = 3,71$$

Figura 4.4.

Factor de longitud efectiva para el desarrollo del aporte académico



K=0,93

$$= \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b * h^3}{12 * b * h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,4^2}{12}} = 0,1155m$$

$$\frac{kl_U}{r} = \frac{0,93 * 7,80}{0,1155} = 62,8052$$

$$\frac{kl_U}{r} = 62,8052 \rightarrow 62,8052 < 22 \therefore \text{Es una columna esbelta}$$

- $E_c = 5700\sqrt{3625,94} = 3432299,384 \frac{lb}{pulg^2} = 2366,4871 MPa$
- $I_g = \left(\frac{1}{12}\right) (0,4)(0,4)^3 = 0,00213 m^4$
- $\beta_d = \frac{7,1}{11,02} = 0,6443$
- Dado que no se seleccionó el refuerzo aun, se debe utilizar la siguiente ecuación para EI:

$$EI = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d} = \frac{0,4 * 2366,4871 * 0,00213}{1 + 0,6443}$$

$$EI = 1226203,861(N*m^2)$$

$$- P_C = \frac{\pi^2 EI}{(kl_U)^2} = \frac{\pi^2 * 1226203,861}{(0,93 * 7,8)^2} =$$

$$P_C = 229,989(KN)$$

$$- Cm = 0,6 + 0,4 \frac{0,26}{1,66} = 0,6626$$

$$- \delta = \frac{0,6626}{1 - \frac{15,85 * 9,8066}{0,75 * 229,989}} = 4,645$$

$$- \boxed{M_c = 4,645 * 20,3067 = 90,345(KN * m)}$$

4.3. COMPARACIÓN DE LAS COLUMNAS ESBELTAS CON LAS NO ESBELTAS

- Columnas no esbeltas arriostradas por vigas:

Volumen de vigas: 28,224 m³

Volumen de columnas: 33,9975 m³

Del ANEXO 10 se obtiene el precio unitario de Vigas Hormigón Armado:

4.798,696 Bs.

Del ANEXO 10 se obtiene el precio unitario de Columnas Hormigón Armado: 3627,291 Bs.

Precio Total de columnas no esbeltas arriostradas por vigas: 258.675,6076 Bs.

- Columnas esbeltas consideradas en el aporte académico:

Volumen de columnas 56,16 m³

Del ANEXO 10 se obtiene el precio unitario de Columnas Hormigón Armado: 3.627,291 Bs.

Precio Total de columnas esbeltas consideradas en el aporte académico: 276.735,4546 Bs.

Tabla 4.1.

Comparación de volúmenes entre columnas esbeltas y columnas arriostradas

	COLUMNAS ESBELTAS		COLUMNAS ARIOSTRADAS	
	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas
Volumen (m³)	56,16	-	33,997	28,224

Nota: Elaboración propia.

Tabla 4.2.

Comparación del precio total del emplazamiento físico entre columnas esbeltas y columnas arriostradas

	COLUMNAS ESBELTAS	COLUMNAS ARIOSTRADAS
Precio Total (Bs)	276.735,45	258.675,61

Nota: Elaboración propia.

Se debe tener en cuenta que la tanto la normativa CBH87 como la ACI318S advierten que el proceso constructivo de columnas esbeltas es muy dificultoso, siendo una de las razones por las cuales no se recomienda su uso. En las Tabla 4.3 y 4.4 se puede observar las ventajas y desventajas de columnas esbeltas y columnas arriostradas respectivamente.

Tabla 4.3

Ventajas y desventajas de columnas esbeltas

COLUMNAS ESBELTAS	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
Longitudes libres largas	Proceso de encofrado dificultoso
Estructuras con pisos altos	Altura de bombeo de hormigón demasiada alta
Estéticamente más agradable dado que no tiene vigas de arriostramiento a la vista	Dificultad del proceso de armado y vaciado del hormigón.
	Emplazamiento físico más costoso económicamente
	No recomendada según normativa CBH87 Y ACI318S

Nota: Elaboración propia.

Tabla 4.4

Ventajas y desventajas de columnas arriostradas

COLUMNAS ARIOSTRADAS	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
Proceso constructivo sencillo y conocido	Estéticamente menos agradable dado que están a la vista vigas
Diseño y cálculo sencillo y conocido	Menor longitudes libres
Emplazamiento físico más económico	
Encofrado sencillo y más económico	

Nota: Elaboración propia.

4.4. CONCLUSIONES APORTE ACADÉMICO

A partir del desarrollo del aporte académico se plantean las siguientes conclusiones:

- Para el emplazamiento físico del proyecto no se consideran las columnas esbeltas analizadas en el aporte académico, siendo así este capítulo netamente teórico.

- El aporte académico del presente proyecto determinó el análisis del efecto de pandeo de segundo orden en columnas esbeltas mediante la amplificación de momentos, para la columna P6 que representa la situación más crítica en la zona de los galpones.
- Del análisis realizado a la columna P6 se determinó que su sección es de 40x40 cm y una longitud de 7,80 m lo cual permite clasificarla como columna esbelta debido a que $\frac{klU}{r} = 62,8052 < 22$.
- Mediante el análisis del efecto de pandeo de segundo orden en columnas esbeltas se determinó el amplificador de momento de diseño, siendo así de $\delta=4,645$.
- Se obtuvo el volumen total de columnas de hormigón armado para la zona de los galpones considerando en su diseño el efecto del pandeo de segundo orden en columnas esbeltas, teniendo un total de 56,16 m³.
- Se comparó el volumen total (para los dos galpones del proyecto) de columnas y vigas de hormigón armado de las columnas consideradas en el aporte académico y columnas arriostradas por vigas. Obteniendo un mayor volumen de columnas de hormigón armado para las columnas esbeltas, pero sin vigas de hormigón armado.
- Se comparó el precio total de la ejecución de columnas esbeltas y columnas arriostradas para l, siendo más económicas las columnas arriostradas.

4.5. RECOMENDACIONES APORTE ACADÉMICO

En base al desarrollo y conclusiones del aporte académico se plantea la siguiente recomendación:

- Se recomienda evitar columnas esbeltas dada su dificultad constructiva, amplia sección y elevado precio de ejecución.

5. CONCLUSIONES

A partir del desarrollo del proyecto, se llegó a las siguientes conclusiones:

- Mediante el uso del software CYPECAD2017 y aplicando la Norma Boliviana del Hormigón vigente CBH-87 y la Norma Americana AISI S100 2017 (LRFD) de forma apropiada y óptima se realizó el “Diseño estructural del Centro Productivo Suaruro del Municipio de Entre Ríos Distrito I” obteniendo un estructura segura, óptima y estable.
- A través del levantamiento topográfico del terreno de emplazamiento del proyecto se concluye que el mismo cuenta con un área de 3.966,86 m² y no presenta un desnivel considerable, siendo el mayor de 3 cm.
- El estudio de suelos del lugar de emplazamiento del proyecto permitió identificar sus características geotécnicas y adoptar como resistencia admisible del proyecto 1,71 kg/cm².
- Se identificó todas las cargas o solicitaciones correspondientes a la función y ubicación de la estructura, tomando en cuenta sobrecargas de servicio y cargas muertas prescritas en la normativa empleada, los efectos del viento y granizo y además el peso propio de todos los elementos estructurales calculados de manera automática por el software CYPECAD 2017.
- En base al estudio de suelo y análisis de cargas realizados, para las fundaciones de la estructura se optó por zapatas aisladas cuadradas con una profundidad de fundación de 2 metros.
- Se realizó el cálculo y diseño estructural con el software CYPECAD2017 de los siguientes elementos:
 - Cubierta: optando por perfiles de acero conformado ASTM A-36.
 - Elementos estructurales de hormigón armado: optando por hormigón H25.
 - Losas alivianadas: obteniendo como resultado el requerimiento de viguetas y complementos disponibles en el mercado local.
- Se determinó si la estructura es traslacional o no en direcciones X y Y. Teniendo como resultado una estructura intraslacional en ambas direcciones.
- Para evitar columnas esbeltas y secciones demasiado grandes en los galpones (propuestas en los planos arquitectónicos) se optó por arriostrar las columnas con

vigas de hormigón armado de forma que las columnas no sean esbeltas y así disminuir su sección.

- Se elaboró las especificaciones técnicas del proyecto obteniendo la descripción, materiales, herramientas y equipo, forma de ejecución, medición y forma de pago de todos los ítems considerados.
- Sustentado en el desarrollo del análisis de precios unitarios, basados en las especificaciones técnicas elaboradas, y cálculos métricos se concluye que para la implementación de los módulos considerados (Actividades preliminares, Obra gruesa y Obra fina) se requiere un total de DOS MILLONES QUINIENTOS CINCUENTA Y SEIS MIL OCHOCIENTOS SETENTA Y SIETE 47/100 Bolivianos (Bs. 2.556.877,47) el mismo que debe ser considerado como un precio referencial. Esto implica aproximadamente 41.339,207 Bs/m² de construcción.
- El tiempo de ejecución del proyecto contempla un tiempo de 256 días calendarios para su ejecución según la programación realizada mediante Microsoft Project y 278 días mediante el análisis de ruta crítica CMP-PERT.

6. RECOMENDACIONES

En base al desarrollo del presente proyecto, se plantea las siguientes recomendaciones:

- Se recomienda uniformizar los elementos estructurales para economizar encofrado, ya que resulta así constructivamente más fácil y rápido.
- Realizar la ejecución del proyecto de acuerdo a los planos estructurales obtenidos adjuntos en los planos 4-16.
- Para garantizar la correcta construcción de la estructura se recomienda respetar y seguir las especificaciones técnicas propuestas adjuntas en el ANEXO 9.