

CAPÍTULO I
ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO.

1.1 EL PROBLEMA.

1.1.1 Antecedentes

El INE es un Órgano Ejecutivo del Sistema Nacional de Información Estadística de Bolivia, tiene las funciones de: relevar, clasificar, codificar, compilar y difundir, con carácter oficial, la información estadística del país.

Esta institución que cuenta con su oficina central en el departamento de La Paz y con oficinas en el resto de los departamentos, las cuales se encargan de la información estadística de cada departamento.

En el caso del departamento de Tarija, esta institución presenta un déficit en cuanto se refiere a infraestructura. En la actualidad no cuenta con ambientes confortables por no tener una edificación propia y con las condiciones adecuadas para que esta institución pueda desenvolver con eficacia la labor que realizan.

La institución a lo largo del tiempo ha estado alquilando infraestructuras que generalmente presentaban ambientes reducidos y de carácter temporario, lo que implica que en un lapso tiempo la institución tendrá que buscar otra edificación para poder realizar sus actividades.

Actualmente el INE Tarija se encuentra en la calle Méndez entre la av. Bolívar y Domingo Paz aún sin contar con una edificación propia.

1.1.2 Planteamiento

De acuerdo a la información obtenida, el INE es un Órgano Ejecutivo del Sistema Nacional de Información Estadística de Bolivia. Tiene las funciones de: relevar, clasificar, codificar, compilar y difundir, con carácter oficial, la información estadística del país.

La información producida es utilizada para:

- El Estado como insumo para la formulación de Políticas Públicas.
- Para mantener el equilibrio macroeconómico, promocionar la inversión, regular los mercados y redistribuir el ingreso.
- La información estadística posibilita invertir con mayor certeza.
- Para la cooperación internacional, permite conocer el destino e impacto de los recursos destinados al país.
- Para la sociedad, el destino e impacto de recursos y decisiones públicas.
- Investigadores.
- Organizaciones Institucionales.
- Sociedad Civil.

Por tal motivo, la información disponible en esta institución es de suma importancia por lo que se requiere de una infraestructura que permita realizar dichas actividades en los ambientes y con los equipos adecuados.

Las principales causas que dan lugar a que el INE de Tarija trabaje en infraestructuras que no brindan los requisitos necesarios son:

- El INE de Tarija no cuenta con una edificación propia.
- Falta de presupuesto destinado a infraestructura.

De mantenerse la situación actual, la institución se verá limitada en el desarrollo de sus actividades al desenvolverse en ambientes que no cuenten con suficiente espacio para los equipos informáticos y bibliografía de la institución, incomodidad de los usuarios que requieran de datos estadísticos, gastos adicionales por el alquiler del inmueble, como también la permanencia temporal en un determinado sitio. Tal situación obliga a la institución a buscar edificaciones para rentar. Por lo consiguiente, se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Alquiler de ambientes que cumplan con las exigencias que se demanden.

- Diseño y Construcción de la edificación “INE Tarija.”

1.1.3 Formulación.

A través de la elaboración y la construcción del proyecto “Edificio Instituto Nacional de Estadística Tarija” se podrá superar la problemática existente en la institución, al generar ambientes idóneos, tanto para los funcionarios que se encargan de elaborar datos estadísticos así como también para la sociedad en general que los requiera.

El proyecto de diseño y construcción de la edificación “INE Tarija”, contempla la construcción de ambientes amplios y cómodos como ser oficinas, sala de reuniones, sala de proyectos anuales de encuestas, salas de informática, auditorio y una biblioteca pública. Esto con el objetivo de brindar mayor facilidad en el cumplimiento de la misión y visión que tiene el Instituto Nacional de Estadistas con el departamento y por ende con el país.

En base a las alternativas planteadas para sanear la problemática existente, se decide como la alternativa más apropiada el Diseño y Construcción de la edificación “INE Tarija”, que garantice una solución viable para la problemática.

1.1.4 Sistematización.

Con la alternativa definida tanto técnica como institucionalmente del proyecto “Diseño y construcción del edificio INE Tarija”; se procede con la recolección de información base disponible, los planos arquitectónicos; quedando pendiente la realización del análisis estructural, estableciendo y definiendo la estructura de sustentación y fundación.

PLANTEAMIENTO TÉCNICO DE LA INFRAESTRUCTURA.

En función a la topografía y a los planos arquitectónicos se plantea para el diseño estructural lo siguiente:

Estructura Azotea: Losa alivianada.

Estructura de entepiso: Losa alivianada.

Estructura de edificación: Estructura Aporticada de H°A°

Estructura de cimentación: La cimentación será de zapatas aisladas centrales.

1.2 OBJETIVOS

La propuesta de proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos.

1.2.1 Objetivo General

Elaborar el diseño estructural del proyecto “EDIFICIO INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA TARIJA”, con la finalidad de que respondan a las necesidades de los usuarios, dotándoles de una infraestructura comfortable que cumplan con los parámetros de la normativa vigente.

1.2.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos se tienen los siguientes:

- Analizar el suelo de fundación de la zona de emplazamiento para poder obtener la resistencia admisible del mismo.
- Realizar el diseño y dimensionamiento de: Estructura de fundación y de la estructura de sustentación cumpliendo con las especificaciones de la normativa vigente.
- Elaborar los planos estructurales del diseño de todos los elementos que componen la estructura, para utilizar como guía en la ejecución de la obra.
- Realizar un presupuesto de los ítems que corresponden al desarrollo del proyecto para tener un precio referencial de la edificación.
- Desarrollar el cronograma de actividades para la ejecución del proyecto.
- Realizar el estudio comparativo de tres sistemas de impermeabilización de azoteas para poder recomendar el método a usar para la impermeabilización.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Las razones por las cuales se elabora la propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

1.3.1 Académica

Aplicar y profundizar los conocimientos adquiridos durante la formación académica, acerca del diseño de estructuras para edificaciones, plasmándolos en el diseño estructural del proyecto “EDIFICIO INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA TARIJA”, realizando un estudio comparativo de sistemas de impermeabilización

1.3.2 Técnica

De acuerdo a las características del diseño arquitectónico, se establece que la estructura más idónea para satisfacer los requerimientos planteados es una estructura aperticada de hormigón armado, entrepisos de losa alivianada, siendo zapatas aisladas la opción viable. Aplicando las acciones de sobrecargas destinadas a oficinas y salas de reunión, se elaborará el diseño estructural de la edificación tomando en cuenta la normativa vigente para su respectivo diseño.

1.3.3 Social

La ejecución de este proyecto conlleva al diseño de una edificación con ambientes destinados a bibliotecas, salas de computación, salas audiovisuales y auditorios donde su uso no será institucional, sino también con acceso público y así mismo, la construcción del proyecto, brindara a la institución del INE una infraestructura moderna y apropiada para el desarrollo de sus actividades, generando datos estadísticos que son usados por organizaciones sociales, investigadores, instituciones públicas, sociedad civil en general, etc.

1.4 ALCANCE DEL PROYECTO

El proyecto contempla el diseño estructural de la edificación, en función al diseño arquitectónico disponible en la institución que requiere el proyecto, se realizará:

- El estudio de suelos ejecutando el ensayo de SPT, con la finalidad de determinar la capacidad portante máxima del suelo.

- Cálculo estructural y cálculo de todos los elementos de H°A° (losas, vigas, columnas, gradas y fundaciones), contemplados en el esquema estructural establecido para la edificaciones, observando la normativa actual CBH-87.
- Elaborar las especificaciones técnicas para la ejecución del proyecto.
- Realizar los cómputos métricos y el análisis de los precios unitarios del proyecto.
- Determinar el presupuesto general de la obra.
- Elaborar el cronograma de ejecución de actividades con la ayuda del programa MICROSOFT PROYECT 2010.
- Realizar un estudio comparativo de tres sistemas de impermeabilización (pinturas acrílicas, membranas asfálticas y revestimiento cerámico).
- No se realiza el cálculo de las instalaciones (agua potable, sanitaria, eléctrica).
- No se realiza la evaluación ambiental.
- Elaboración del informe del proyecto

1.5 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

1.5.1 Población del área de influencia del proyecto.

El proyecto beneficiará a toda la población de Tarija que requiera de información estadística y así también colaborando en el recaudo de información al país.

La población diferenciada por sexo en el departamento, se muestra una proporción casi similar de hombres con relación a la de mujeres, En el siguiente cuadro permite apreciar la población total del área de influencia del proyecto.

TOTAL	CENSO 2012				TOTAL	TASA DE CRECIMIENTO INTERCENSAL 2001-2012	
	Urbana	Rural	Porcentaje urbano	Porcentaje rural		urbana	rural
482196	314299	167897	65,2	34,8	1,9	2,1	1,4

Tabla 1: Poblacion de Tarija según censo 2012, INE

En cuanto a la población del barrio Simón Bolívar, donde se encuentra el área de emplazamiento del proyecto es de 1623 habitantes de los cuales 777 son hombres y 846 mujeres.

1.6 LOCALIZACIÓN

El proyecto “Edificio INE Tarija” se encuentra ubicado en la provincia Cercado del departamento de Tarija, al este de la ciudad, en el Barrio Simón Bolívar que corresponde al distrito N° 10. Sobre la Av. Simón Bolívar. En su ubicación geográfica: 21°32'46.23''S 64°41'35.28''O.

Ubicación del Proyecto:

País: Bolivia.

Departamento: Tarija.

Provincia: Cercado.

Municipio: Tarija.



Ilustración 1: Ubicación referencial del proyecto, elaboración propia.

1.7 SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES.

1.7.1 Agua Potable.

Se cuenta con un sistema de agua potable, que cubre a un 98% de sus habitantes del barrio, donde la avenida Simón Bolívar cuenta con la red principal, aunque el terreno de la gobernación no cuenta con sistemas interconectados de tuberías en la red principal de agua potable. Este servicio es proporcionado por COSALT (Cooperativa de Servicio de Agua y Alcantarillado Tarija).

1.7.2 Alcantarillado.

La zona de estudio sí cuenta con alcantarillado sanitario cubriendo el 86%. Donde el resto de las viviendas cuentan con pozo ciego y cámaras sépticas.

En la actualidad la red de alcantarillado sanitario no llega el terreno de la gobernación por lo que el punto de emplazamiento y habitantes de los alrededores no cuentan con este servicio básico.

1.7.3 Electricidad.

El servicio de energía eléctrica está cubriendo el 98%, el cual es brindado por SETAR (Servicios Eléctricos Tarija). Con un 0.5% que recurre a otra fuente y 1.5% que no cuenta con este servicio. Sin embargo, el suministro de energía eléctrica es parcial debido a su escasez, teniendo razonamientos en ciertas épocas del año.

En la actualidad la red de distribución pasa por el punto de emplazamiento por lo que se contara con el servicio.

1.7.4 Modalidad de Recolección y Disposición de Residuos Sólidos.

La recolección de residuos y la administración y control del suministro está a cargo de la Empresa Municipal de Aseo Tarija (EMAT).

Empresa que regula el servicio de recolección y depósito de residuos tóxicos en toda la ciudad.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2. MARCO TEÓRICO

2.1 GENERALIDADES

En el siguiente capítulo se mencionan los fundamentos teóricos, para el posterior desarrollo de la ingeniería del proyecto.

2.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre. Tomando los datos necesarios para la presentación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio.

Los planos del levantamiento topográfico del presente proyecto fueron proporcionados por la Secretaria Departamental de Obras Públicas de la gobernación de Tarija.

2.3 ESTUDIO DE SUELOS

El ensayo normal de Penetración Estándar SPT es una prueba In Situ que se realiza en el fondo de una perforación que nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, como también la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) en los diferentes extractos que se encuentran en el subsuelo a diferentes profundidades.

Para realizar el ensayo se debe inspeccionar el sitio de emplazamiento para poder limpiarlo, prepararlo y ubicando los puntos estratégicos de estudio.

El ensayo consiste en determinar el número de golpes de un martillo de peso 63.5 Kg y 762 mm (30 plg) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado, un toma muestras partido normal en una distancia de 305 mm. (1 pie) cuyos diámetros normalizados son: 36.8 mm. (1.45 plg) de diámetro interior y 50.8 mm. (2 plg.) de diámetro exterior.

El ensayo se puede realizar de dos formas, una a cielo abierto (mediante excavación con equipos característicos) y otra por perforación (mediante barrenado).

Este ensayo se realiza en depósitos de suelo arenoso y de arcilla blanda; no es recomendable llevarlo a cabo en depósitos de grava, roca o arcilla consolidada, debido a los daños que podría sufrir el equipo de perforación al introducirlo dentro de dichos estratos.

2.4 DISEÑO ARQUITECÓNICO

Entendiendo al diseño como un proceso creativo encausado hacia una meta determinada, existen ciertas bases que apoyen su desarrollo y su creatividad. Estas bases no han sido formuladas a modo de reglamento, pues se rigen por la creatividad. Sin embargo el diseño arquitectónico tiene influencia en el planteamiento y diseño estructural.

Los planos arquitectónicos aprobados del INE. Fueron proporcionados por la Secretaria Departamental de Obras Públicas de la Gobernación de Tarija.

2.5 IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

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

2.5.1 Azotea

La azotea es la parte superior de un edificio cuando ésta es plana. Siendo éstas transitables o no transitables, permitiendo el acceso sólo para mantenimiento. Suelen utilizarse en zonas de clima poco lluvioso, como son los países mediterráneos o los latinoamericanos. El presente proyecto la azotea será diseñada como losa alivianada de viguetas pretensadas.

2.5.2 Sustentación de la Edificación

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

En el presente caso será una estructura aporticada de H°A°. Tomando en cuenta que la edificación es una estructura de 3 plantas y al estudio de alternativas que se realizó en la propuesta, ya que la funcionalidad de la estructura es para uso de oficinas.

2.5.3 Fundaciones

De acuerdo a los resultados del estudio de suelos, se realiza fundaciones con zapatas aisladas, en la mayoría conectadas con vigas centradoras.

2.6 HORMIGÓN ARMADO

En la mayoría de los trabajos de construcción, el hormigón se refuerza con armaduras metálicas, de acero; este hormigón reforzado se conoce como ‘hormigón armado’. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas de tracción elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suele ser una malla de alambre o barras. El hormigón y el acero forman un conjunto que transfiere las tensiones entre los dos elementos.

2.6.1 Hormigones

Las características de calidad exigidas al hormigón se detallarán en el Pliego de Especificaciones Técnicas, siendo necesario, en todos los casos, indicar los datos relativos a su resistencia a compresión, a su consistencia y al tamaño máximo del árido. Cuando sea preciso, se indicarán también los datos referentes a su resistencia a tracción, al contenido máximo y mínimo de cemento, a su absorción, masa específica, compacidad, desgaste, permeabilidad, aspecto externo.

2.6.1.1 Propiedades del hormigón.

Resistencia.

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

Tipos de Hormigones Según su Resistencia										
H 12.5	H15	H 17.5	H20	H25	H30	H35	H40	H45	H50	H55

Tabla 2: Hormigón según su resistencia en Mpa, Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

Consistencia.

La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueas. Como norma general, y salvo justificación especial, no se utilizan hormigones de consistencia fluida, recomendándose los de consistencia plástica, compactados por vibrado.

Las distintas consistencias y los valores límites de los asentamientos correspondientes, medidos en el cono de Abrams de acuerdo con el método del ensayo son los siguientes:

Consistencia	Asentamiento en cm	Tolerancia en cm
Seca	0-2	0
Plástica	3-5	-1
Blanda	6-9	-1
Fluida	10-15	-2

Tabla 3: Asentamientos Admisibles, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

Coefficiente de dilatación térmica.

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

2.6.2 Aceros

2.6.2.1 Generalidades

Las armaduras para el hormigón serán de acero y estarán constituidas por:

- Barras lisas.
- Barras corrugadas.
- Mallas electrosoldadas.

Interesando tener en cuenta las características geométricas, mecánicas, ductilidad y adherencia de las armaduras como así su aptitud al soldeo.

2.6.2.2 Características geométricas

Los diámetros nominales en milímetros de las barras 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:

Diámetro mm	4	6	8	10	12	16	20	25	32	40	50
Área cm^2	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,909	8,042	12,57	19,64

Tabla 4: Diámetros Áreas de Barras Corrugadas, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.6.2.3 Características mecánicas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de características mecánicas mínimas, expresadas en la siguiente tabla:

Designación	Clase de acero	Límite elástico f_y , en MPa no menor que	Carga unitaria de rotura f_s , en MPa no menor que	Alargamiento de rotura, en % sobre base de diámetros, no menor que	Relación 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	1,1
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,2
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,1
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,1

Tabla 5: Tipos de Acero, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.6.3 Adherencia entre hormigón y acero

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca. La norma boliviana de hormigón armado dice *“la adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos”*.

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: la de asegurar el anclaje de las barras y la de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

2.6.4 Disposición de armaduras.

2.6.4.1 Generalidades

Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primarias las armaduras longitudinales y las armaduras transversales. El principal objetivo de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

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

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

2.6.4.2 Distancia entre barras

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden espacios vacíos. La Norma Boliviana CBH-87. Recomienda los valores que se indican a continuación:

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

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

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

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

2.6.4.3 Distancia a los paramentos

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

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

a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm.

Para losas y paredes en el interior de los edificios	1.5 cm
Para losas y paredes al aire libre	1.5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

Tabla 6: Recubrimientos Mínimos, Código Boliviano del Hormigón CBH-87.

2.6.4.4 Doblado de armaduras

Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío y velocidad moderada, por medios mecánicos, no admitiéndose ninguna excepción en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos térmicos especiales.

2.6.4.5 Anclaje de las armaduras

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

mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas.

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por gancho, patilla, prolongación recta. O cualquier otro procedimiento, garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste.

2.6.4.6 Empalme de armaduras

Sólo se dispondrán los empalmes indicados en planos y los que autorice el Director de Obra; empalmes que se procurará que queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga. Los empalmes podrán realizarse por traslapeo o por soldadura.

Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen, permanentemente, una resistencia a la rotura, no inferior a la de la menor de las dos barras empalmadas; y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0.1 mm.

2.7 DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural estará de acuerdo a la idealización de la estructura, tomando en cuenta los materiales de construcción que se emplearan. El cual está dividido en tres etapas que son: Azotea, Estructura de sustentación y fundación.

2.7.1 Método de Cálculo de Estructuras de H^oA^o

El proceso general de cálculo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado corresponde al método de los estados límites, dicho cálculo trata de reducir 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.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite consiste en deducir por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura, o a parte de ella: y por otra, la respuesta de tal 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.

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores puedan ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican los valores característicos de las acciones y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia el proceso de cálculo del Código Boliviano del Hormigón consiste en:

1° Obtención del efecto S_d , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

2° Obtención de la respuesta R_d , de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.

3° El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Siendo: S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura

2.7.2 Coeficientes Minoración de Resistencias de Materiales y Mayoración de Cargas.

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la norma Boliviana de hormigón armado, son los que se indican en los siguientes cuadros:

Coeficiente básico	Nivel de Control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1,6$	Nivel de Control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0.10
		Medios	0
		Muy Importantes	+0.20

Tabla 7: Coeficientes de ponderación de las acciones, Código Boliviano CBH-87

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

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

Se podrá reducir el valor final 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, enlaces, apoyos, etc.

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
ACERO	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
HORMIGÓN	$\gamma_c = 1,5$	Reducido	+0.20
		Restantes Casos	0
		Intenso	-0.10

Tabla 8: Coeficiente de minoración de resistencia de materiales, Código Boliviano CBH87

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad, para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

- Coeficientes de minoración del acero..... $\gamma_s = 1.15$
- Coeficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_c = 1.50$

Coeficiente de ponderación de las acciones de efecto desfavorable... $\gamma_{fg} = 1.60$

2.7.3 Hipótesis de Carga

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

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma:

Para cada estado límite de que se trate, se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican, y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizará en las comprobaciones relativas a los estados límites últimos. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

$$\text{HIPÓTESIS I} \quad \gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q \dots \dots \dots 3.1$$

$$\text{HIPÓTESIS II} \quad 0.90 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q) + 0.9 * \gamma_{fq} * W \dots \dots \dots 3.2$$

En estas expresiones:

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

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

W = Valor característico de la carga de viento.

γ_{fg} = Coeficiente de ponderación de las cargas permanentes; si su efecto es desfavorable, se tomará $\gamma_{fg} = \gamma_f$ aplicando simultáneamente a todas las acciones del

mismo origen que actúen en la estructura, si su efecto es favorable se tomara el valor ponderado $\gamma_{fg} = 0,90$.

γ_{fq} = Coeficiente de ponderación de las cargas variables, si su efecto es desfavorable se tomará $\gamma_{fq} = \gamma_f$. Si el efecto es favorable se tomara $\gamma_{fg} = 0$.

γ_f = Coeficiente de ponderación que lo define el proyectista de acuerdo a su criterio, para los estados límites últimos, no deberá ser menor que $\gamma_f = 1,25$ pero si puede ser mayor.

Los coeficientes de ponderación γ , para el caso de control normal se ejecución que recomienda Jiménez Montoya son los siguientes:

$\gamma_{fg} = 1$. Si el efecto de las cargas permanentes es favorable.

$\gamma_{fg} = 1,50$ Si el efecto de las cargas permanentes se desfavorable.

$\gamma_{fq} = 0$ si el efecto de las cargas variables es favorable.

$\gamma_{fq} = 1,60$ Si el efecto de las cargas variables es desfavorable.

2.7.4 Cargas Para el Cálculo de Edificios.

2.7.4.1 Cargas permanentes.

Son todas las cargas constituidas por el peso propio de la estructura, el peso de todos los elementos contractivos fijos en instalaciones permanentes.

Para los elementos de hormigón se adoptarán las siguientes masas específicas:

- Hormigón sin armar 23 KN/m³
- Hormigón armado con cuantías normales 25 KN/m³

La determinación del peso de un cuerpo homogéneo se hará, en general multiplicando su volumen por su peso específico aparente.

Para los casos más frecuentes de fábricas y macizos pueden utilizarse los pesos por unidad de volumen consignados en la tabla pesos de fábrica y macizos Anexo N°1

2.7.4.2 Cargas accidentales

Son todas las cargas que puedan actuar sobre la estructura en función de su uso (personas, muebles, vehículos, instalaciones amovibles, etc).

Para cada parte del edificio se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener, sin que el valor elegido sea menor que el correspondiente a este uso en la siguiente tabla de sobrecargas de uso Anexo N°1.

*** Sobrecarga de balcones volados**

Los balcones volados de toda clase de edificios se calcularán con una sobrecarga superficial, actuando en toda su área, igual a la de las habitaciones con que comunican, más una sobrecarga lineal, actuando en sus bordes frontales, de 200 kg/m.

2.7.5 Losas con Viguetas de Hormigón Pretensado

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoforno. No se realizará el diseño de la losa alivianada, porque en el medio existen viguetas pretensadas y el proveedor será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

2.7.6 Losa Nervada

Según el nuevo reglamento, se llama losa nervada cuando se usan moldes recuperables; Se llama losa alivianada cuando se dejan insertos en el hormigón; a los fines del cálculo no existen diferencias.

2.7.6.1 Condiciones geométricas de la losa nervada

La norma boliviana del hormigón CBH-87. Establece ciertos criterios de parámetros para el cálculo de los componentes para este tipo de losas.

Nervios: Son los elementos encargados de transmitir las acciones a los soportes. La separación de los nervios puede ser variable en función del diseño estructural, la separación máxima es de 100cm. El número de nervios incluidos en cada recuadro, en cada dirección debe ser igual o mayor a seis. El ancho de nervio no será inferior a 7cm. Ni la cuarta parte del canto de la placa, medido sin tener en cuenta la capa de compresión.

Capa de compresión: Las losas nervadas deberán disponer de una capa de compresión no menor a 3cm. Ni al décimo de la luz libre entre parámetros laterales de los nervio y deberá disponer de una armadura de reparto en malla.

Canto de la losa: La losa aligerada debe disponer de un canto total de espesor constante no inferior $L/28$, siendo L la luz de cálculo mayor entre los soportes.

2.7.6.2 Dimensionamiento de la sección del nervio T o L.

Las experiencias han verificado que las vigas que se encuentran íntimamente ligadas a las losas arrastran en su deformación una parte de ésta. Por tal motivo, la sección de la viga no será rectangular sino T o L.

Las vigas T o L constituyen una solución estructural muy racional en hormigón, la viga cuenta con una gran cantidad de material sometido a compresión y puede resistir grandes momentos flectores, aun con alturas reducidas.

2.7.6.3 Viga T aislada

Anchura de la cabeza de compresión que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en el centro de luz, cuando la viga se encuentra sometida a carga uniformemente repartida.

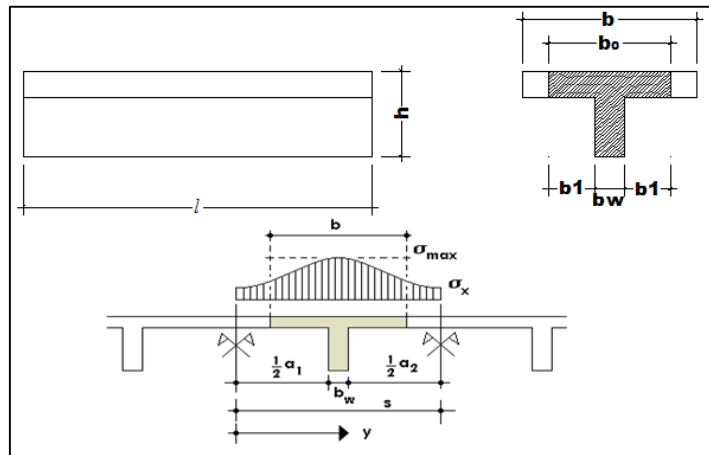


Ilustración 2: Transferencia de cargas.

En la práctica, en lugar de considerar la verdadera variación de tensiones en el ancho del ala, se define un ancho de colaboración b con un diagrama de tensiones igual a la tensión máxima que produce la resultante de las compresiones reales.

El ancho de colaboración o ancho efectivo depende de:

- La forma de la carga: uniforme, puntual directa o indirecta.
- Las condiciones de apoyo: viga simple, viga continua o en voladizo.
- La forma de la sección: vigas T simétricas o asimétricas, relación entre espesor del ala y altura del nervio.
- Las condiciones de borde de la placa: empotramiento perfecto o no.
- La luz de la viga (l).
- La distancia entre nervios (a).

Para vigas T simétricas (con alas de ambos lados), se considera el menos valor de b entre:

$$b \leq \frac{\text{luz}}{4} \qquad b \leq b_w + 16h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2}$$

Siendo a la distancia libre hasta las vigas más cercanas a ambos lados.

Para vigas L (con ala de un solo lado), se considera el menor valor de b entre

$$b \leq \frac{\text{luz}}{12} \qquad b \leq b_w + 6h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a}{2}$$

Siendo a la distancia libre hasta la viga más cercana.

2.7.6.4 Armadura Mínima

En las losas nervadas, la cuantía mínima se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_{smin} = 0.0033 * b_w * d$$

Se usa la fórmula de cuantía mínima para vigas debido a que la verificación se realiza para una armadura de un solo nervio y no así para una franja de losa.

2.7.6.5 Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

En la loseta de compresión de las losas nervadas deberá proveerse de acero de refuerzo para resistir la retracción de fraguado y los cambios de temperatura, de un modo similar a las losas macizas de espesor constante.

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

La diferencia entre las especificaciones para losas nervadas y para losas macizas se produce por los nervios de las losas nervadas se comportan fundamentalmente como una malla espacial de vigas, y la loseta de compresión se comporta como una combinación de placas y membrana.

2.7.6.6 Comprobación de flechas en losas casetonadas

El valor máximo admisible de la flecha vertical en forjados y viguetas que no hayan de soportar tabiques ni muros, es de $L/300$, donde L es la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha se considera la flecha instantánea producida por la acción simultánea de las cargas permanentes y las de uso con sus respectivos valores característicos.

En caso de vigas o forjados que hayan de soportar muros o tabiques, se distinguen los siguientes casos:

- ✓ Si los muros o tabiques han sido construidos con mortero de cemento, la flecha máxima admisible es $l/500$.
- ✓ Si los muros o tabiques han sido construidos con mortero de cal, la flecha máxima no podrá ser superior a $l/400$.

- ✓ Si los muros o tabiques han sido construidos con mortero de yeso, la flecha máxima admisible es $\ell/300$.

2.7.6.7 Tablas Para el Diseño de Losas Nervadas Rectangulares Sustentadas Perimetralmente en Vigas:

Existen tablas para el diseño de losas, desarrolladas por diferentes autores, que facilitan el análisis y el diseño de las losas de geometrías y estados de carga más comunes, basadas en la mayor parte de los casos en la Teoría de Placas. Son tablas para el diseño de losas sustentadas perimetralmente en vigas de mayor peralte que las losas sometidas a cargas uniformemente distribuidas. El tipo de sustentación está definido por las condiciones de borde de las losas.

El modelado de las losas nervadas esta basado en el Análisis Matricial de Estructuras tradicional, para estructuras conformadas por barras rectas espaciales bajo la hipótesis de que el efecto de flexión es dominante sobre las deformaciones de cortante y torsión. Las deformaciones y los momentos flectores que se obtienen en el modelo de losas nervadas son generalmente mayores que los valores obtenidos en losas macizas, debido a que los momentos torsores en las placas se transforman en momentos flectores en los nervios.

2.7.6.8 Ábacos en losas casetonadas.

Zona de la placa alrededor de un pilar o de su capitel, que se resalta, o si se trata de placa aligerada, se maciza con o sin resalto. En las placas macizas, puede no existir, y si existe, puede ir acompañado de capitel. En las placas aligeradas, su existencia es preceptiva, pudiendo ir acompañado o no de capitel

Dimensiones: la distancia del borde del ábaco al eje del pilar, no deberá ser inferior a 0.15 de la luz correspondiente del recuadro considerado.

En el cálculo de la armadura necesaria para resistir los momentos negativos sobre los apoyos, se tomara como espesor de cálculo el siguiente:

- 1.- Si no existe ábaco o si este está embebido en la losa, el espesor de la placa.
- 2.- Si existe ábaco el menor de los dos siguientes:

- El espesor de la placa más ábaco.
- El espesor de la placa, más la cuarta parte de la distancia del borde del ábaco al pilar o, en su caso, del capitel “ $e+d/4$ ”

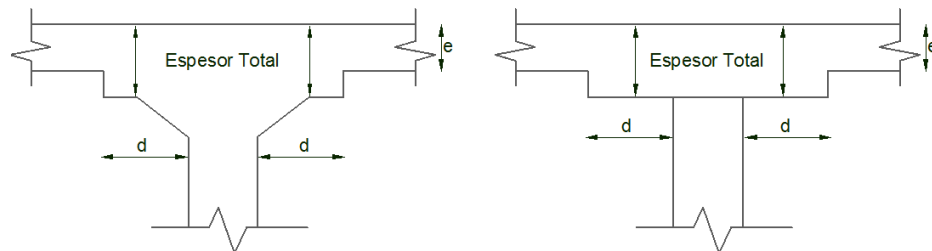


Ilustración 3: Abaco y capitel, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.7.6.9 Verificación de la resistencia a cortante.

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

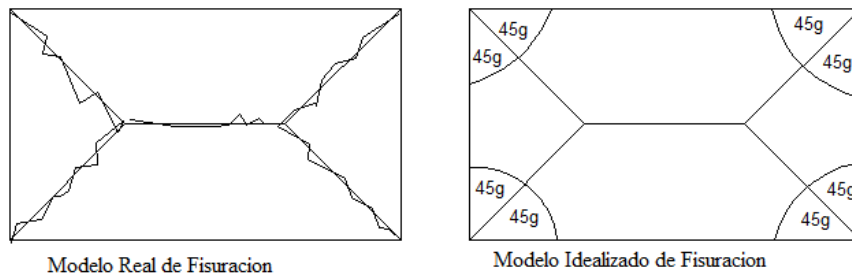


Ilustración 4: Líneas de Rotura.

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

2.7.7 Vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente

se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

2.7.7.1 Diseño a flexión simple

Se deberá calcular el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

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

Dónde:

b_w = Ancho de la viga

d = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamado “canto útil”)

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

- Se calculará el valor μ_{lim} . Se obtiene de la tabla de valores límites del Anexo N°1

Si: $\mu_{lim} \geq \mu_d$ no necesita armadura a compresión.

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, sólo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

1) Con el valor del momento reducido se entra a la tabla universal de flexión simple o compuesta Anexo N°1 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura

2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

Dónde:

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura a tracción.

3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ se obtiene da la tabla cuantías geométricas mínimas del Anexo N°1

$$A_{smin} = \mu * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

- Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

Si: $\mu_{lim} \geq \mu_d$ no necesita armadura a compresión.

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

$$j = \frac{r}{d} \quad w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d\ lim}}{1 - j'} \quad w_{s1} = w_{lim} + w_{s2}$$

Dónde:

w_{lim} = Este valor se obtiene de la tabla N° 13

w_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción

w_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión

j = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

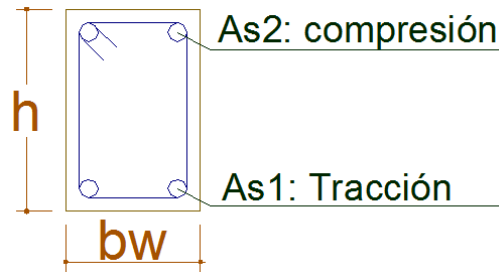


Ilustración 5: Viga de hormigón armado, elaboración propia

2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = \frac{w_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

A_{s1} = Área de la armadura a tracción.

A_{s2} = Área de la armadura a compresión.

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene da la tabla N° 14.

$$A_{\min} = \mu * b_w * d$$

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para As1 como para As2.

2.7.7.2 Diseño a cortante

Jiménez Montoya dice “en caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales”.

$$\tau = \frac{(V * m)}{b * I}$$

Dónde:

τ = Esfuerzo cortante

V = Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento

m = Momento estático en la sección donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

b = Ancho de la pieza donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

I = Momento de inercia respecto del centro de gravedad de la pieza.

Cálculo de la armadura transversal

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

En virtud a todos los efectos favorables el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d \quad V_{cu} = f_{vd} * b_w * d \quad f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

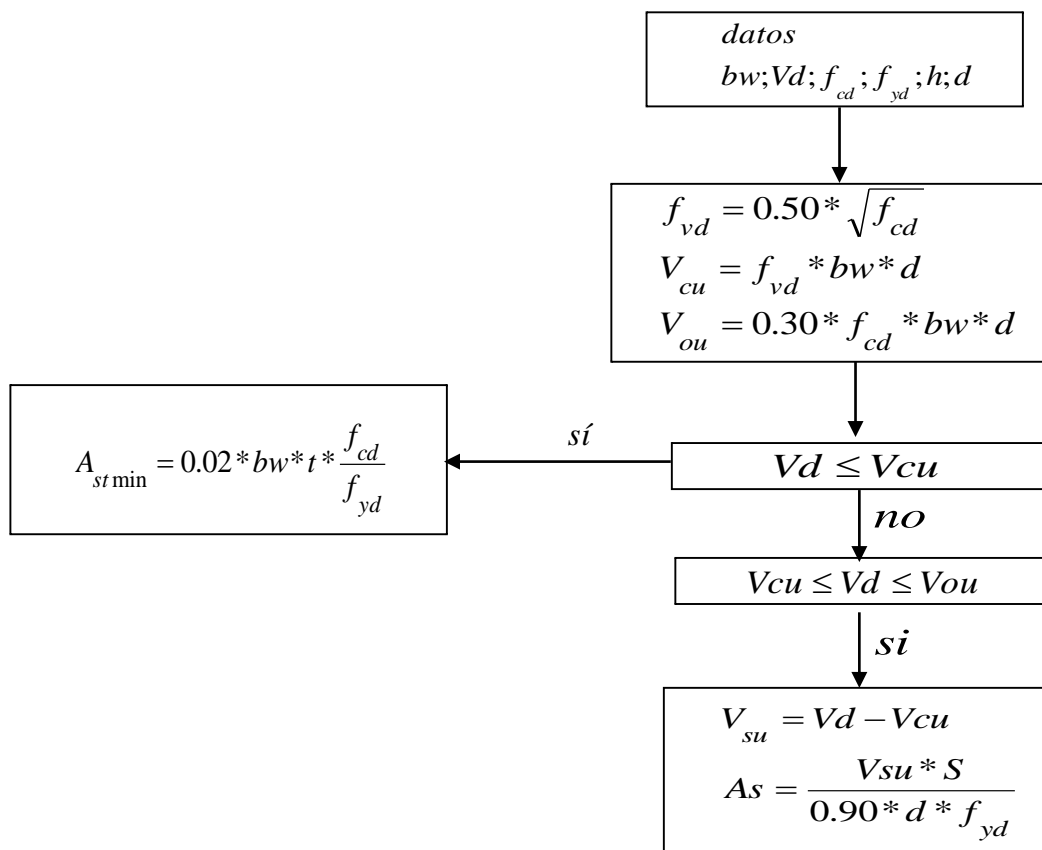
Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

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

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplica a t.

$$A_{stmin} = 0.02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero sea de 4200kg/cm². A continuación se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo.



2.7.8 Columns

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

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

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

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

2.7.8.1 Excentricidad mínima de cálculo

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

2.7.8.2 Disposición relativa a armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

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

- **Armaduras longitudinales.**

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12cm. y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en

cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

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

Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm., que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

- **Cuantías límites**

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

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

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

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

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

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

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

Dónde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

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

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

Nd=Esfuerzo axial de cálculo

fcd = Resistencia de cálculo del hormigón.

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

- **Armadura transversal.**

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

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

$$S \leq b_e$$

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

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

$$S \leq 15\phi$$

Dónde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

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

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

2.7.8.3 Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

- **Ideas previas.**

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos.

Jiménez Montoya nos dice” *por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma*”.

- **Longitud de pandeo.**

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

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

Sustentación de la pieza de longitud ℓ	k
Un extremo libre y otro empotrado	2
Ambos extremos articulados	1
Biempotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
Soportes elásticamente empotrados	0.70
otros casos	0.90

Tabla 9: Coeficiente de Pandeo, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

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

- **Esbeltez geométrica y mecánica.**

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

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma Boliviana de hormigón armado son los que mencionan a continuación:

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

2.7.8.4 Flexión esviada

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

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.

➤ En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

➤ En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

- **Sección rectangular con armadura simétrica.**

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

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

- ❖ **Ábacos adimensionales en roseta.**

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

una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón (para poder observar las rosetas, ver el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya Tomo Nº2 o en el anexo 1). El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x, μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria w .

❖ Columnas cortas y largas.

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

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

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{I}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica}$$

$$l_0 = k \cdot l$$

} La pieza puede considerarse corta

l_0 : Longitud de pandeo

i : Radio de giro

k : Coeficiente de pandeo

❖ Compresión simple.

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

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen

con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

Excentricidad mínima de cálculo.

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

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

Dónde:

h: Canto total en la dirección considerada

Resistencia del hormigón

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

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

Excentricidad de primer orden

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

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

Excentricidad ficticia

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

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

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

Excentricidad total

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

Armadura longitudinal

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

$$\begin{array}{ll} \text{Momento reducido.} & \text{Axil reducido.} \\ \mu = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} & v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}} \end{array}$$

De los ábacos en rosetas (ANEXO N°1) $\rightarrow w$

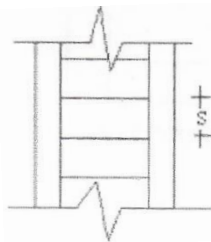
$$A_s = w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

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

Siendo A_c : Área de la sección bruta del hormigón

Armadura transversal

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



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

El diámetro del estribo será:

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

2.7.9 Fundaciones

2.7.9.1 Zapatas aisladas

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

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

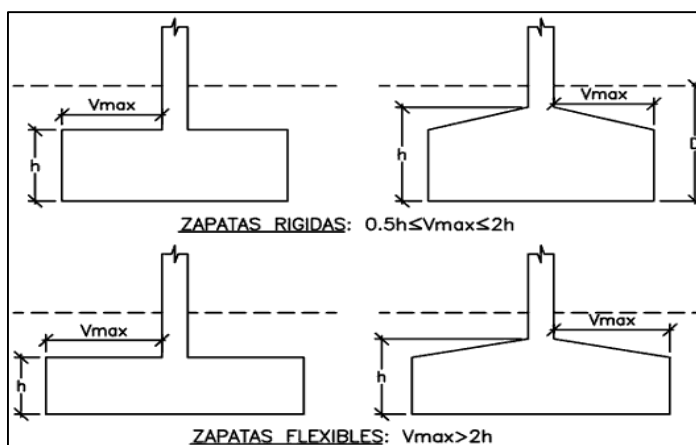


Ilustración 6: Formas Típicas de Zapatas Aisladas.

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

Tanto las Recomendaciones del Comité Euro-Internacional del Hormigón como la instrucción española y boliviana distinguen entre zapatas rígidas y flexibles. Se consideran como zapatas rígidas aquellas en las que el vuelo v , en ambas direcciones principales, no supera a $2h$, siendo h el canto máximo (ilustración 10). En las zapatas rígidas puede admitirse una distribución plana de las tensiones del terreno. Pero dada su gran rigidez no se cumple la ley de Bernoulli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón.

Por el contrario, se consideran como zapatas flexibles aquellas en las que el vuelo v es superior a $2h$, en alguna de las direcciones principales. En este caso la distribución de tensiones del terreno no es plana; y el funcionamiento resistente del hormigón puede considerarse como el de una losa o el de una viga plana.

- **Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada.**

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

mediante la ecuación:

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

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. Al no conocerse inicialmente el valor de P, será necesario operar por tanteos admitiendo, en principio, para el peso propio un valor del orden del 10 por 100 de N.

Cualquiera que sea el tipo de zapata, para el cálculo resistente del hormigón siempre puede considerarse una tensión uniforme del terreno, en favor de la seguridad, pero prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas. Por lo tanto, como acción del terreno sobre la zapata se considera la tensión uniforme, $\sigma_t = N/(a * b)$.

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

$$\left. \begin{aligned} d_2 &= \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \\ d_2 &= \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} k &= \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t} \\ f_{vd} &= 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kp/cm}^2) \end{aligned}$$

Con los significados indicados en la ilustración N°9 siendo, además, f_{vd} la resistencia convencional del hormigón a cortante, f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón a compresión y γ_f el coeficiente de seguridad de la sollicitación. Estas fórmulas son válidas para zapatas de planta cuadrada o rectangular en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor; y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

- **Determinación de las armaduras de tracción.**

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

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

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0,15 \cdot a_o$ y $0,15 \cdot b_o$, respectivamente (fig. 2.23). El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno $a_1 = N/(a \cdot b)$ es:

$$M_{cd} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2a} \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 \cdot a_o \right)^2$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b \cdot d$, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para d valores mayores que 1,5 v. En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

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

La cuantía mínimas, exigida por la norma para el acero a ser utilizado es:

$$\rho \geq 0,0018 \quad \text{acero AE-400}$$

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

Debe tenerse en cuenta que los cantos útiles, en los dos sistemas de armaduras ortogonales, son distintos. Por otra parte, en las zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b . Sin embargo, la armadura paralela al lado menor b se concentrará más en la banda central de ancho $a_1 = b \geq a_o + 2h$, en la que se dispondrá la fracción $U \cdot 2 \cdot a_1 / (a + a_1)$. El resto se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales. Por último, las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20 por 100 de la correspondiente a la otra dirección.

- **Comprobación a cortante y punzonamiento.**

Las zapatas dimensionadas de acuerdo con lo indicado en el apartado 1º, no necesitan comprobación a cortante ni a punzonamiento. No obstante, a continuación se indican las comprobaciones preconizadas por la Instrucción española, análogas a las recomendadas por el CEB-FIP, que son las que han servido de base para la determinación de las mencionadas fórmulas de dimensionamiento. De acuerdo con la Instrucción española, como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor, $f_{vd} = 0,5 * (f_{cd})^{1/2}$ (kp/cm²).

2.7.9.2 Zapatas rígidas ($v \leq 2h$, en ambas direcciones)

Cuando el vuelo sea, $v \leq 1,5*b$, la comprobación se efectúa a punzonamiento por secciones independientes. Así, la sección de referencia 2 - 2 se sitúa a una distancia $d/2$ del paramento del soporte, su ancho es $b_o + d \leq b$, y su canto $d_2 \leq 1,5*V_2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando, según el área tributaria de la fig. 2.24. a, sea:

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} * \frac{(b * b_o + d) * (a - a_o - d)}{4} \leq 2 * f_{vd} * (b_o + d) * d_2$$

Cuando el vuelo sea $v > 1,5*b$ (zapatas estrechas), la comprobación se efectúa a cortante en la sección de referencia 3-3 (fig. 3.11.b), separada una distancia d del paramento del soporte, de ancho b y canto d_3 . Debe ser:

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 * f_{vd}$$

2.7.9.3 Zapatas flexibles ($v > 2h$, en alguna dirección principal)

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior. Esta comprobación debe efectuarse en la

sección 3-3 cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$ (fig. 2.24.b); en caso contrario se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los paramentos del soporte (fig. 2.24.a), es decir, en la sección $A_c = 2(a_o + d + b_o + d) * d$. La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} (a * b - (a_o + d)(b_o + d)) \leq A_3 * 2f_{vd}$$

Debe llamarse la atención sobre la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ($a_o > 2b_o$). El Código ACI-318 adopta para la resistencia a punzonamiento, en este caso, el valor:

$$f_{yd} = 0.5 \left(1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) * \sqrt{f_{cd}}$$

Evidentemente menor que el correspondiente a la norma Boliviana e Instrucción española.

$$f_{yd} = 2f_{cd} = \sqrt{f_{cd}}$$

2.7.9.4 Comprobación de Adherencia

La comprobación de adherencia se efectúa en las mismas secciones de referencia, 1-1 y 1'-1', tornadas para la flexión (fig.3.10.). En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

$$V_d = \frac{Y_f * N}{a} \left(\frac{0 - a_o}{2} \right) + 0.15 * a_o$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando sea:

$$Y_b = \frac{Y_d}{0.9 * d * n * \pi * \phi} = f_{cd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}}$$

En donde n es el número de barras de diámetro ϕ , y k una constante con el valor $k=0,95$ para las zapatas rígidas, y $k = 2,00$ para las flexibles.

2.7.10 Estructuras Complementarias (Escaleras)

2.7.10.1 Definición

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas, contrahuellas y rellanos.

2.7.10.2 Cálculo de la Escalera

La escalera se calcula como una losa horizontal de ancho unitario, luego se disponen precauciones en el cambio de pendiente correspondiente a la escalera.

Se calcula el momento positivo originado por las diferentes cargas en los tramos en la viga horizontal y para el refuerzo negativo se supone empotrada en los apoyos.

Con estos momentos se determina el área necesaria de acero.

Cálculo de la carga última:

$$q_u = pp + Acab + sc$$

Dónde:

q_u = Carga última que actúa sobre la escalera

pp = Peso propio

$Acab$ = Acabados

sc = Sobrecarga de uso

Cálculo de la armadura:

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

Con μ_d se entra en el cuadro N° 2.14 y se obtiene w .

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{smin} = w_{min} * b_w * d$$

Donde $w_{min} = 0.0018$. Que es la cuantía mínima geométrica para losas.

2.7.11 Presupuesto del Proyecto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser acabada, 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 cuáles algunos son conocidos o son de fácil evaluación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.7.12 Cronograma de Ejecución del Proyecto

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.

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

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

La representación se la realizará mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación donde se muestran las actividades en modo de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra, pudiendo ser más entendible para el ejecutor.

CAPÍTULO III
INGENIERÍA DEL PROYECTO

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por la Secretaria Departamental de Obras Públicas de la Gobernación de Tarija. El terreno cuenta con una superficie útil de 981.65 m². El cual en su mayoría es una superficie plana con desniveles que no son de mucha consideración, con una pendiente aproximada del 1 % de salía hacia la Av. Simón Bolívar. No se realizó una verificación del mismo con equipo topográfico ya que en las visitas al lugar se pudo observar que el terreno prácticamente es de superficie plana y el plano otorgado es de fuente confiable.

3.2 ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS

EL Estudio de Mecánica de Suelos, del proyecto “Diseño Estructural del Edificio Instituto Nacional de Estadística Tarija”, ubicado en la ciudad de Tarija, se realizó con la finalidad de conocer la capacidad portante del subsuelo. Para lo cual se realizó en tres fases.

3.2.1 Fase N°1: Trabajo en Campo

Previa inspección del terreno, se observa que no cuenta con desniveles considerables, siendo un terreno plano, en algunos sectores con cobertura vegetal y arbustos.

Para el estudio del subsuelo, se realizó la excavación de 3 pozos de exploración. Para realizar el Ensayo Normal de Penetración (SPT). Mediante una previa inspección visual y elección adecuada de la ubicación de los pozos en función a la estructura a emplazar. La profundidad máxima alcanzada en las perforaciones ha sido de 3.00 metros.

PROYECTO	POZO DE ESTUDIO	PROFUNDIDAD
Diseño Estructural del Edificio Instituto Nacional De Estadística Tarija.	POZO N°1	3.00 m
	POZO N°2	3.00 m
	POZO N°3	3.00 m

Tabla 10: Pozos de estudio, Elaboración propia

Una vez realizado el ensayo SPT, se ha tomado muestras de suelo en bolsas de plástico manteniendo de alguna manera inalterado el contenido de humedad del suelo, para poder realizar los ensayos correspondientes en laboratorio.

En el pozo de estudio N°3 se encontró un banco de arena a una profundidad de 1.30 m. hasta una profundidad de 1.70 m. Por la incertidumbre del tipo de suelo que podría existir a mayores profundidades, se decidió realizar la exploración a una profundidad de 3.00 m. donde el banco de arena solo se presentó en el pozo N°3; Siendo este extracto de un espesor de 0,40 m. En los pozos N°1 y N° 2 no se encontró el extracto de arena, siendo un terreno consolidado hasta los 3 m. de profundidad.

En la siguiente ilustración se puede apreciar la ubicación de los pozos en el terreno.

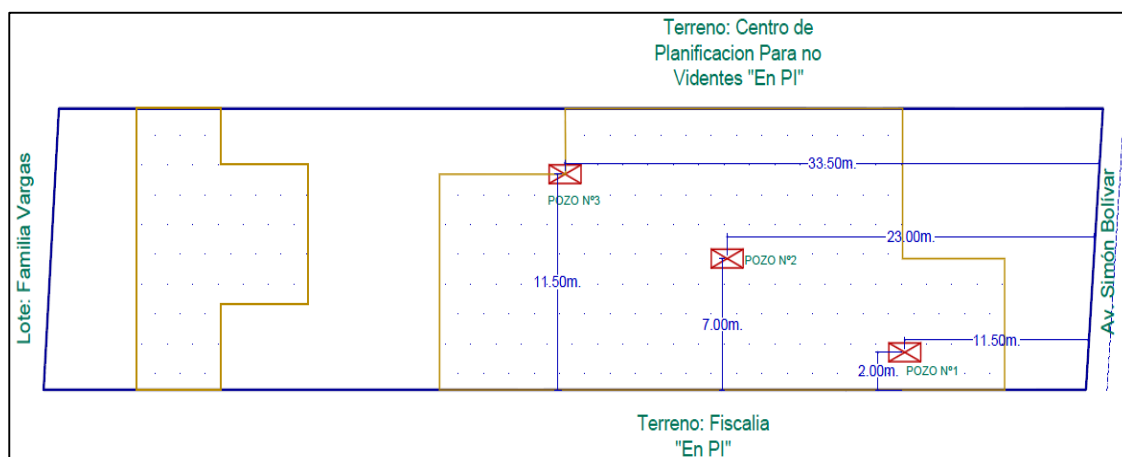


Ilustración 7: Croquis de Ubicación de los Pozos en el Terreno, Elaboración Propia.

3.2.2 Fase N°2: Trabajo de Laboratorio

Se realizó en el laboratorio de Suelos y Hormigones de la U.A.J.S. la caracterización de las muestras de suelo extraídas de los pozos en estudio mediante los ensayos de granulometría y límites de consistencia, de los cuales se obtuvieron los siguientes resultados. El desarrollo se encuentra en el ANEXO 2

RESULTADOS DEL LABORATORIO			
POZOS	Análisis Granulométrico	Límites de Consistencia	Ensayo de Carga Directa SPT
POZO N° 1	Gravas: 0.00 % Arenas: 5.74 % Finos: 94.26 % Total: 100 %	Límite Líquido: 31.21 % Límite Plástico: 15.34 % Índice de Plasticidad: 15.86% Índice de Grupo: 10	N° Golpes: 45
POZO N° 2	Gravas: 0.00 % Arenas: 10.45 % Finos: 89.55 % Total: 100 %	Límite Líquido: 29.54 % Límite Plástico: 17.98 % Índice de Plasticidad: 11.56 % Índice de Grupo: 9	N° Golpes: 40
POZO N° 3	Gravas: 0.00 % Arenas: 41.65 % Finos: 58.35 % Total: 100 %	Límite Líquido: 21.67 % Límite Plástico: 15 % Índice de Plasticidad: 6.68 % Índice de Grupo: 5	N° Golpes: 30

Tabla 11: Resultados de los ensayos de laboratorio, Elaboración Propia.

3.2.3 Fase N°3: Trabajo de Gabinete

Se realiza la clasificación del suelo de acuerdo a los resultados obtenidos en el laboratorio, como también la capacidad portante del terreno por medio del ábaco con el tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT.

POZOS	Clasificación del Suelo	Profundidad	Ensayo de Carga Directa SPT	Resistencia Admisible kg/cm2
POZO N° 1	AASHTO: A-6 (10) SUCS: CL	3 m.	N° Golpes: 45	4
POZO N° 2	AASHTO: A-6 (9) SUCS: CL	3 m.	N° Golpes: 40	3.8
POZO N° 3	AASHTO: A-4 (5) SUCS: CL-ML	3 m.	N° Golpes: 30	2.8

Tabla 12: Resultados del trabajo gabinete, Elaboración Propia.

3.3 CARACTERÍSTICAS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico del proyecto “Edificio Instituto Nacional de Estadística Tarija” fue proporcionado por la Secretaría Departamental de Obras Públicas de la

Gobernación de Tarija. El diseño que consiste en una edificación de 3 niveles destinados especialmente a oficinas y consta de los siguientes ambientes:

Planta Baja: Biblioteca, sala audio visual, información secretaría, auditorio, sala de máquinas, depósito, baño varones y baño mujeres.

Primer Piso: Ambientes de estadísticas sociales, estadísticas indicadores económicos, ambientes de equipos informáticos, proyectos anuales-encuestas, oficinas IPC, pasillo distribuidor, baños varones y baños mujeres.

Segundo Piso: Dirección general, sala de reuniones, dirección administrativa, sala de capacitación y coordinación, pasillo distribuidor, baño varones y baño mujeres.

La escalera cuenta con ámbito de 1,35 m. y los pasillos con 1.30 m. En cuanto a funcionalidad los ambientes tienen buena disposición y comodidad con dimensiones adecuadas a la utilidad se le dará a la infraestructura.

3.4 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

3.4.1 Modelo Estructural

El modelo estructural se compone por una estructura aporricada con entrepisos de losas aligeradas y zapatas centradas en las fundaciones.

Columnas: Las columnas se plantean de secciones cuadradas y rectangulares.

Vigas: Se plantean como vigas peraltadas de secciones rectangulares con luces de cálculo variables de 3.50 a 6.70 m.

Entrepisos: Se plantean como losa unidireccional alivianada de viguetas pretensadas con espesor de 20cm. y losa aligerada reticular con espesor de 30 cm.

3.4.2 Modelo de las Estructuras Complementarias

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

3.4.3 Modelo de las Fundaciones

Fundaciones: Se plantean como zapatas aisladas centradas cuya profundidad de fundación será de 2 m, donde se tomará la resistencia admisible de 2.30 kg/cm^2 ; esto por desconocer el tipo de suelo que se tiene a profundidades mayores a los 3 m.

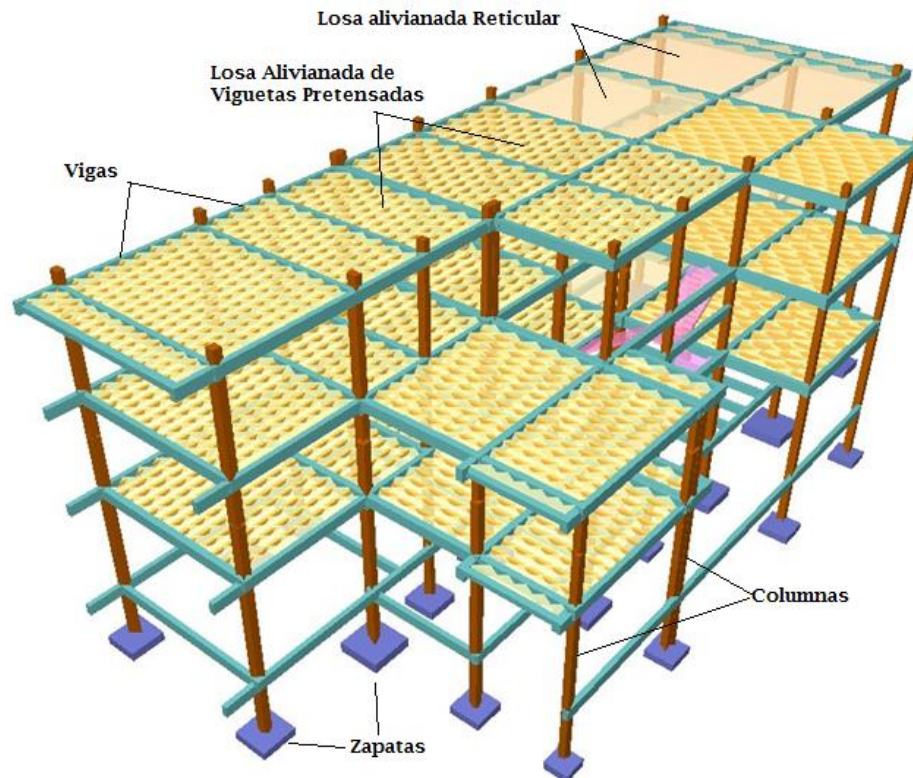


Ilustración 8: Esquema de la estructura de sustentación, Elaboración Propia.

3.5 DATOS DEL PROYECTO

3.5.1 Normativa

El proyecto “Edificio Instituto Nacional de Estadística Tarija” contempla un diseño de todos sus elementos estructurales de Hormigón Armado:

Para el diseño de la edificación se usará la normativa CBH-87 Código Boliviano del Hormigón.

Para las sobrecargas de uso se tomó en cuenta la NBE-AE88 “Normativa Española”

3.5.2 Materiales

Los materiales empleados en el cálculo y diseño de los elementos estructurales, son tomados en cuenta de acuerdo a la disponibilidad en el medio y que estén dentro de las especificaciones de la normativa.

3.5.2.1 Hormigón

Para los elementos de hormigón armado como ser: entrepisos, vigas, columnas y elementos de fundación, se usará hormigón con la siguiente resistencia característica de compresión a los 28 días.

$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$. Nivel de control normal, implica un factor de minoración $\gamma_c = 1,5$.

Por lo que la Resistencia de Cálculo del Hormigón es: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ para el cálculo de la losa, vigas y estructuras de fundación. Art. 7.3 CBH-87

Para las columnas se usa $f_{cd} = 0.90 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ Art. 5.1.2 CBH-87

También cabe mencionar las siguientes características:

Peso específico = 2500 Kg/m^3 Art. 6.2.2.1 CBH-87

Módulo de Elasticidad: $E_c = 44000 * (f_{ck} + 8)^{1/3}$ Art. 5.1.6 CBH-87

$$E_c = 44000 * (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} = 291241 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente de Poisson: $\eta = 0.20$ Art. 5.1.9 CBH-87

3.5.2.2 Acero de refuerzo

Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón armado se usa acero con las siguientes características:

Límite elástico característico: $f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ Con un nivel de control normal, por lo que se cuenta con un factor de minoración $\gamma_s = 1,15$. Por lo que el límite elástico de

cálculo será: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ Art. 7.3 CBH-87

Módulo de Elasticidad: $E_c = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$ Art. 5.2.5 CBH-87

3.5.3 Cargas Consideradas en el Diseño

Las cargas consideradas en el diseño estructural, tanto permanentes como sobrecargas de uso se presentan en las siguientes tablas:

El desarrollo de dichas cargas se presenta en el ANEXO 2.

CARGAS PERMANENTES	
Sobrepiso Y Acabados	98.00 Kg/m ²
Muro de Ladrillo Exterior (e = 18 cm)	752.00 Kg/m
Muro de Ladrillo Exterior (e = 12 cm)	459.00 Kg/m
Paneles de Vidrio	108,00 Kg/m

Tabla 13: Cargas Permanentes, Elaboración Propia

SOBRECARGAS		
Carga Viva	Salas y Pasillos	350 kg/m ²
	Sala de reuniones y capacitación	500 kg/m ²
	Escaleras	400 kg/m ²
	Azotea, acceso restringido	100 kg/m ²
Carga de viento		34 kg/m ²

Tabla 14: Sobre Cargas de Uso, Elaboración Propia.

3.6 ANÁLISIS, CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.6.1 Estructura de Sustentación de la Edificación

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

3.6.1.1 Losa unidireccional.

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas pretensadas.

- Complemento aligerante de Plastoform.
- Losa superior de hormigón.

La vigueta de hormigón pretensado logra generar sección mucho más esbelta que las de hormigón armado vaciada en sitio.

La empresa proveedora de viguetas pretensadas garantiza el producto, realizando la verificación en función a la luz libre entre columnas y las sobrecargas que se consideran en la edificación, recomendando el tipo de vigueta a utilizar. A continuación, se indican las especificaciones técnicas de viguetas pretensadas de Concretex como base de información.

Producto	Dimensiones (cm)				Peso Promedio (kg/m)	Tipo de Hormigón
	a	b	h	L		
Viguetas Pretensadas	11	5.6	11.44	hasta 8.50 m	17	350 kg/cm ²

Descripción	Referencia	Dimensiones (cm)	
		Simple	Doble
Distancia entre ejes	D	50-58-60	62-70-72
Altura del complemento	h1	De 10 a 25	De 12 a 25
Altura carpeta de compresión	h2	5	5
Altura paquete estructural	H	De 15 a 30	De 17 a 30

Tabla 15: Características Técnicas de la Vigueta Pretensada, CONCRETEx.

3.6.1.2 Losa Reticular.

Predimensionamiento:

Capa de compresión para forjados alivianados según CBH-87 Art. 9.4.5.3c e ≥ 3 cm

Capa de compresión: e = 5.00 cm.

Tomando una altura de nervio de 25cm, más la capa de compresión de 5 cm. Se tendrá una losa de 30 cm.

Verificando la relación canto/luz para una losa alivianada.

Máxima longitud de la losa: L = 6.80 m.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{680} = 0.044 > \frac{1}{28} = 0.036$$

Cumpliendo con las condiciones prescritas en la CBH-87 Art. 9.4.5.3.

Predimensionamiento del nervio. CBH-87 Art. 9.4.5.3. Tomando como hipótesis de contar con armadura en cada nervio de: $2\phi 12$.

$\phi 6 =$	0,60	cm	Estribos
$\phi 12 =$	1,20	cm	Armadura longitudinal
$r =$	2,5	cm	Recubrimiento. CBH-87 Art. 12.5.3

Ancho min = $2 * r + 2 * \phi 6 \text{estribo} + 2 * \phi 12 \text{As. long} + \text{Separación min.} = 10.60 \text{ cm.}$

Ancho de nervio: $b_w = 12 \text{ cm.}$ CBH-87 Art. 9.4.5.4e $b_w \geq 7 \text{ cm.}$

Separación de nervios se tomará: $S = 62.00 \text{ cm.}$ CBH-87 Art. 9.4.5.4e $s \leq 1 \text{ m}$

Las losas nervadas corresponderán a las siguientes características geométricas.

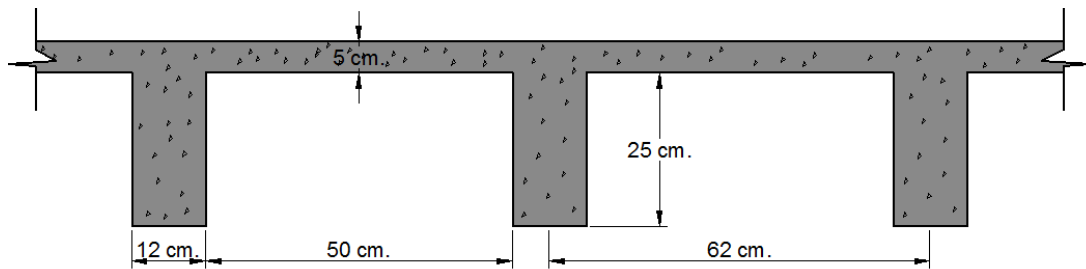


Ilustración 9: Losa Nervada, Elaboración Propia.

Calculo del Peso Propio de la Losa:

Peso específico del hormigón: $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$

Peso de la losa de compresión: $W_{\text{losa-comp}} = e * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 125 \text{ Kg/m}^2$

Peso del nervio: Longitud de nervios en un metro cuadrado = 3.52 m.

$$W_N = L_{m2} * b_N * h_{\text{min}} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 317 \text{ Kg/m}^2$$

Peso del complemento:

$$A_{\text{com}} = 0.57 \text{ m}^2 \quad \text{Vol}_{\text{com}} = 0.17 \text{ m}^3 \quad \gamma_{\text{com}} = 15 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{com}} = \text{Vol}_{\text{com}} * \gamma_{\text{com}} = 2.60 \text{ kg/m}^2$$

Peso proporcional de los ábacos:

$$A_{\text{abaco}} = 6.70 \text{ m}^2 \quad \text{Vol}_{\text{abaco}} = 2,34 \text{ m}^3 \quad A_{\text{losa}} = 42.24 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{abaco}} = \text{Vol}_{\text{abaco}} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 139 \text{ kg/m}^2$$

Peso de sobrepiso y acabados: $W_{ac} = 98 \text{ kg/m}^2$

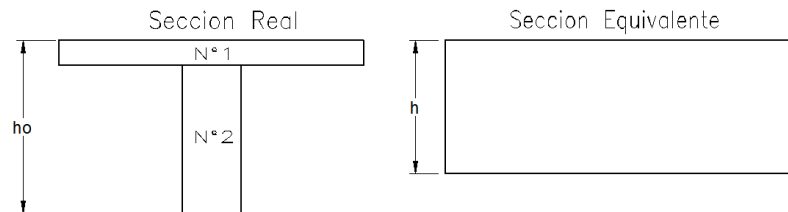
Cargas de Diseño:

$$Q_G = 681 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ Peso propio.} \quad Q_L = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ Sobrecarga de uso.}$$

$$q = 1,6 * Q_G + 1,6 * Q_L = 1890 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la Altura Equivalente:

Para la losa nervada se calcula la altura equivalente de una losa maciza que tenga la misma inercia de la losa nervada.



Sección	A (cm ²)	Y (cm)	A*Y	Ix (cm ⁴)
N°1	310,00	32,50	10075	645,8
N°2	360,00	15,00	5400,0	27000
Σ	670,00		15475	

Centro de gravedad de la sección T: $Y_G = \frac{\Sigma A * Y}{\Sigma A} = 23.10 \text{ cm.}$

Inercia de la sección T: $I_X = 78657 \text{ cm}^4.$

Altura Equivalente: $h = \sqrt[3]{12 * \frac{I_X}{s}} = 24.80 \text{ cm.}$



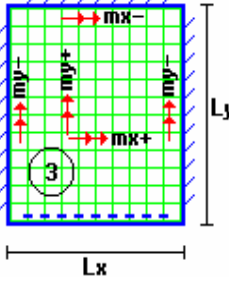
Ilustración 10: Panel de Losa Nervada 2º Piso, Elaboración Propia.

Analizando la gráfica del panel de losas reticulares del segundo piso, la losa N° 3 tiene más lados sin continuidad, pero la losa N° 1 es la de luces mayores y soporta mayor sobrecarga, ya que en esta se cuenta con un ambiente de reuniones.

Los coeficientes m_i para el cálculo de los momentos flectores se obtienen de las tablas para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes (Anexo 1).

DATOS GENERALES

Peso propio de la losa:	$Q_G =$	608	[kg/m ²]
Sobrecarga de uso:	$Q_L =$	500,00	[kg/m ²]
Módulo de elasticidad hormigón:	$E_{H^o} =$	3E+09	[kg/m ²]
Altura equivalente:	$h =$	0,21	[m]
Base de nervios en un metro de ancho	$b =$	24	[cm]
Base de un metro de ancho	$b_{sup} =$	100	[cm]
Longitud mayor de la losa	$L_y =$	6,80	[m]
Longitud menor de la losa	$L_x =$	6,62	[m]

Losa	Fórmula	Coef.	L_x/L_y	Resulta.	Md	Units
			0,97			
	$\Delta = 0,0001 * q * \delta * L_x^4 / (E * h)^3$	δ	273	0,0032	-	m
	$M_{Y-} = 0,0001 * q * m_{y-} * L_x^2$	m_{y-}	737	5727	3551	kg*m
	$M_{Y+} = 0,0001 * q * m_{y+} * L_x^2$	m_{y+}	366	2847	1765	kg*m
	$M_{X-} = 0,0001 * q * m_{x-} * L_x^2$	m_{x-}	594	4616	2862	kg*m
	$M_{X+} = 0,0001 * q * m_{x+} * L_x^2$	m_{x+}	261	2030	1259	kg*m

Cálculo de la armadura necesaria

Modulo reducido de cálculo:
$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

Armadura necesaria:
$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Armadura mínima:
$$A_{smin} = 0,0033 * b * d = 1.10 \text{ cm}^2$$

Se presenta la armadura correspondiente a cada nervio:

	Momento reducido de cálculo μ_d	Cuantía Mecánica w	Armadura Necesaria A_s (cm ²)	
As(y-)	0,279	0,356	4,5	1 ϕ 20 + 1 ϕ 16
As(y+)	0,027	0,028	1,8	2 ϕ 12
As(x-)	0,225	0,269	3,4	2 ϕ 16
As(x+)	0,019	0,020	1,3	2 ϕ 10

DISEÑO A CORTANTE

La comprobación correspondiente se efectuará 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 llevará hasta el apoyo.

Las cargas que solicitan las secciones de cortante crítico son aquellas que actúan sobre zonas ortogonales limitadas por la línea de cortante crítico y la línea de fisuración intermedia de la losa. Se toma la sección de diseño con ancho unitario.

DATOS GENERALES

Carga de Diseño:	$q = 1773$	[kg/m ²]
Sobrecarga de uso:	$Q_L = 500,00$	[kg/m ²]
Base de la viga:	$b_{\text{viga}} = 25,00$	[cm]
Altura útil de la losa:	$d = 27,50$	[cm]
Base de nervios en un metro de ancho	$b = 24$	[cm]
Longitud mayor de la losa	$L_y = 6,80$	[m]
Longitud menor de la losa	$L_x = 6,62$	[m]

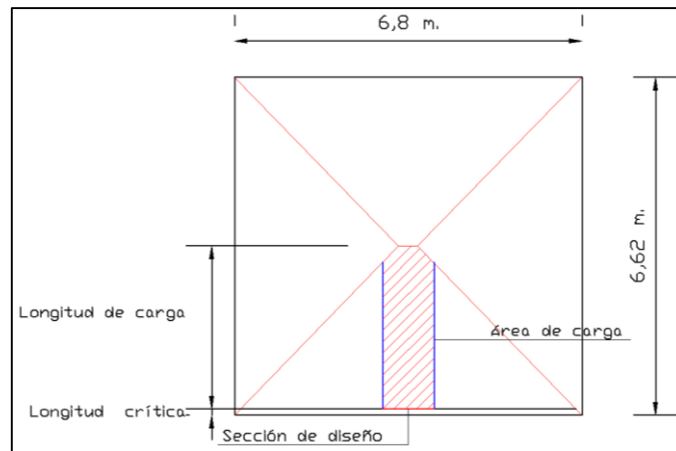


Ilustración 11: Sección crítica, Elaboración Propia.

Longitud crítica:
$$l_{\text{crit}} = d + \frac{b_{\text{viga}}}{2} = 0.40 \text{ m}$$

Longitud de carga:
$$l_{\text{carg}} = \frac{l_y}{2} - l_{\text{crit}} = 3.00 \text{ m}$$

La fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho de la zona crítica.

$$V_d = 1 \text{ m} * l_{\text{carg}} * q = 5319 \text{ kg.}$$

Resistencia a corte del hormigón:
$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante resistente por el hormigón:
$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 3905 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Si $V_d \leq V_{cu}$ el hormigón de la pieza resiste por si sólo el esfuerzo cortante y la viga no necesita teóricamente armadura transversal. No obstante, es necesario colocar estribos de seguridad, cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm.

$$V_{cu} > V_d \text{ No cumple}$$

No se verifica la condición, se requiera armadura transversal.

Agotamiento por Compresión Oblicua en el Alma:

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 27720 \text{ kg}$$

Esfuerzo de cortante en el acero: $V_{su} = V_d - V_{cu} = 1414 \text{ kg}$

Armadura transversal: $A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = 1.80 \text{ cm}^2$

Armadura transversal mínima: $A_{stmin} = 0,02 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * b_w * t = 1.84 \text{ cm}^2$

Armadura transversal por nervio: $A_{stn} = \frac{A_{st}}{2} = 0.92 \text{ cm}^2$

Armadura transversal para una pierna: $A_{sp} = \frac{A_{stn}}{2} = 0.46 \text{ cm}^2$

Adoptando un diámetro de $\phi 6$ se tiene $A_{\phi 6} = 0.28 \text{ cm}^2$, por lo tanto:

$$Nb = \frac{A_{stn}}{A_{\phi 6}} = 3 \text{ pza}$$

Con 3 barras de $\phi 6$ se tiene un área de: $A_s = 0.85 \text{ cm}^2$

La separación será de: $S = 100/A_s = 33.33 \text{ cm.} \Rightarrow S = 30 \text{ cm.}$

Por norma CBH-87 Pg. 73. La separación máxima debe ser el menor de:

$$\phi_{Estrivo} \geq \begin{cases} S \leq 30 \\ S \leq 0.85 * d = 23 \\ S \leq 3 * b = 36 \end{cases}$$

Se dispondrá de: $\Phi 6\text{mm c/ 20 cm}$

Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado:

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de las fisuraciones:

$$A_{smin} = \varphi_{min} * b * d \quad \text{donde} \quad \varphi_{min} = 0.0018 \text{ para losa de } f_{ck} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 5 \Rightarrow A_{smin} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\#barras = \frac{0.9}{0.283} = 3.18 \cong 4 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Se utilizara: $\Phi 6\text{mm}$ c/25cm (a media altura de loseta de compresión)

3.6.1.3 Diseño estructural de vigas

Las vigas se diseñan a efectos de esfuerzos de flexión y cortante, serán vigas peraltadas, que se encuentran en los bordes de las losas y sirven como cierre de entrepiso y rigidizado de los pórticos. La viga analizada tiene las siguientes características geométricas.

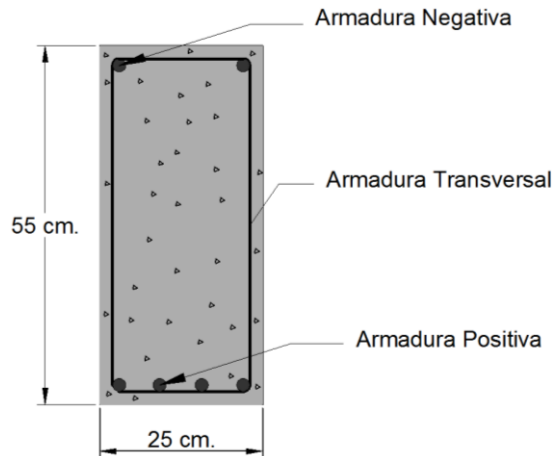


Ilustración 12: Dimensiones de la viga, Elaboración Propia

Datos:

$M_d = 18120 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Momento Máximo Positivo
$L = 680 \text{ cm}$	Longitud de la viga.
$r = 2 \text{ cm}$	Recubrimiento.
$d = 53 \text{ cm}$	Altura útil de la viga
$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$	Esfuerzo característico del H° .
$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Esfuerzo de fluencia del acero.
$\gamma_c = 1,5$	Coefficiente de minoración del H° .
$\gamma_s = 1,15$	Coefficiente de minoración del acero.

Cálculo Armadura Positiva

Momento Reducido de Cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0.18$$

De la Tabla de Valores Límites (Anexo N°1) se obtiene el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0.332$$

Se verifica que: $\mu_{lim} > \mu_d$ Ok. No necesita armadura a compresion.

Se obtiene la cuantía mecánica: (w_s) de la Tabla Universal para Flexión Simple o Compuesta. (Anexo N°1):

$$w_s = 0.21$$

Armadura Positiva (A_s):

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 11.30 \text{ cm}^2$$

Armadura Mínima (A_{smin}):

La cuantía mínima es de: $w_{min} = 0.0033$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d = 4.37 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Se dispondrá:

2 ϕ 12mm+3 ϕ 20mm

Cálculo Armadura Negativa en la Columna C-17

Momento de Diseño (M_d):

$$M_d = 13360 \text{ kg} * \text{m}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0.14$$

De la Tabla de Valores Límites (Anexo N°1) se obtiene el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0.332$$

Se verifica que: $\mu_{lim} > \mu_d$ Ok. No necesita armadura a compresion.

Se obtiene la cuantía mecánica: (W_s) de la Tabla N°26. Tabla Universal Para Flexión Simple o Compuesta. (Anexo N°1): $w_s = 0.15$

Armadura Positiva (A_s):

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 8.30 \text{ cm}^2$$

Armadura Mínima (A_{smin}):

La cuantía mínima es de: $w_{min} = 0.0033$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d = 4.37 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Se dispondrá:

2 ϕ 10mm + 4 ϕ 16mm

Cálculo Armadura Negativa en la Columna C-18

Momento de Diseño (M_d):

$$M_d = 15410 \text{ kg} * \text{m}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0.16$$

De la Tabla de Valores Límites (Anexo N°1) se obtiene el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0.332$$

Se verifica que: $\mu_{lim} > \mu_d$ Ok. No necesita armadura a compresion.

Se obtiene la cuantía mecánica: (W_s) de la tabla N°26. Tabla Universal para Flexión Simple o Compuesta. (Anexo N°1): $w_s = 0.18$

Armadura Positiva (A_s):

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9.35 \text{ cm}^2$$

Armadura Mínima (A_{smin}):

La cuantía mínima es de: $w_{min} = 0.0033$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d = 4.37 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$

Se dispondrá: **$2 \phi 10\text{mm} + 4 \phi 16\text{mm}$**

Cálculo Armadura Transversal:

Cálculo Armadura Transversal Izquierda C-17

Cortante de Diseño (Vd): $V_d = 18460 \text{ kg}$

Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante Resistente por el Hormigón:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 7839 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Si $V_d \leq V_{cu}$ el hormigón de la pieza resiste por sí sólo el esfuerzo cortante y la viga no necesita teóricamente armadura transversal. No obstante, es necesario colocar estribos de seguridad, cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm.

$$V_{cu} > V_d \text{ No cumple}$$

No se verifica la condición, se requiera armadura transversal.

Agotamiento por Compresión Oblicua en el Alma:

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 55650 \text{ kg}$$

Esfuerzo de cortante en el acero: $V_{su} = V_d - V_{cu} = 10621 \text{ kg}$

Armadura Transversal:

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = 6.10 \text{ cm}^2$$

Armadura Transversal (A_{stmin}):

$$A_{stmin} = 0,02 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * b_w * t = 1.92 \text{ cm}^2$$

Armadura Transversal Para una Pierna:

Como: $A_{st} > A_{stmin}$

$$A_{st-p} = \frac{A_{st}}{2} = 3.10 \text{ cm}^2$$

Adoptando un diámetro de $\phi 8$ se tiene $A_{\phi 8} = 0.50 \text{ cm}^2$, por lo tanto:

$$Nb = \frac{A_{st-p}}{A_{\phi 8}} = 6.10 \text{ pza}$$

Con 6 barras de $\phi 8$ se tiene un área de: $A_s = 3.00 \text{ cm}^2$

La separación será de: $S = 100/A_s = 16.67 \text{ cm}$.

Se dispondrá de $\phi 8$ con una separación de $S = 15 \text{ cm}$. Se tiene:

$$A_{st} = 100/15 * A_{\phi 8} = 3.35 \text{ cm}^2 > A_{st-p} = 3.10 \text{ cm}^2$$

$\phi 8 \text{ mm c/ } 15.00 \text{ cm}$

Cálculo Armadura Transversal Derecha C-18

Cortante de Diseño (Vd): $V_d = 19840 \text{ kg}$

Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante Resistente por el Hormigón:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 7839 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$V_{cu} > V_d$ No se verifica la condición, se requiera armadura transversal.

Agotamiento por Compresión Oblicua en el Alma:

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 55650 \text{ kg}$$

Esfuerzo de cortante en el acero: $V_{su} = V_d - V_{cu} = 12001 \text{ kg}$

Armadura Transversal:

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = 6.90 \text{ cm}^2$$

Armadura Transversal Para una Pierna:

Como: $A_{st} > A_{stmin}$

$$A_{st-p} = \frac{A_{st}}{2} = 3.44 \text{ cm}^2$$

Adoptando un diámetro de $\phi 8$ se tiene $A_{\phi 8} = 0.50 \text{ cm}^2$, por lo tanto:

$$Nb = \frac{A_{st-p}}{A_{\phi 8}} = 6.85 \text{ pza}$$

Con 7 barras de $\phi 8$ se tiene un área de: $A_s = 3.52 \text{ cm}^2$

La separación será de: $S = 100/A_s = 14.30 \text{ cm}$.

Se dispondrá de $\phi 8$ con una separación de $S = 14.00 \text{ cm}$. Se tiene:

$$A_{st} = 100/14 * A_{\phi 8} = 3.60 \text{ cm}^2 > A_{st-p} = 3.44 \text{ cm}^2$$

$\phi 8\text{mm c/ } 14.00 \text{ cm}$

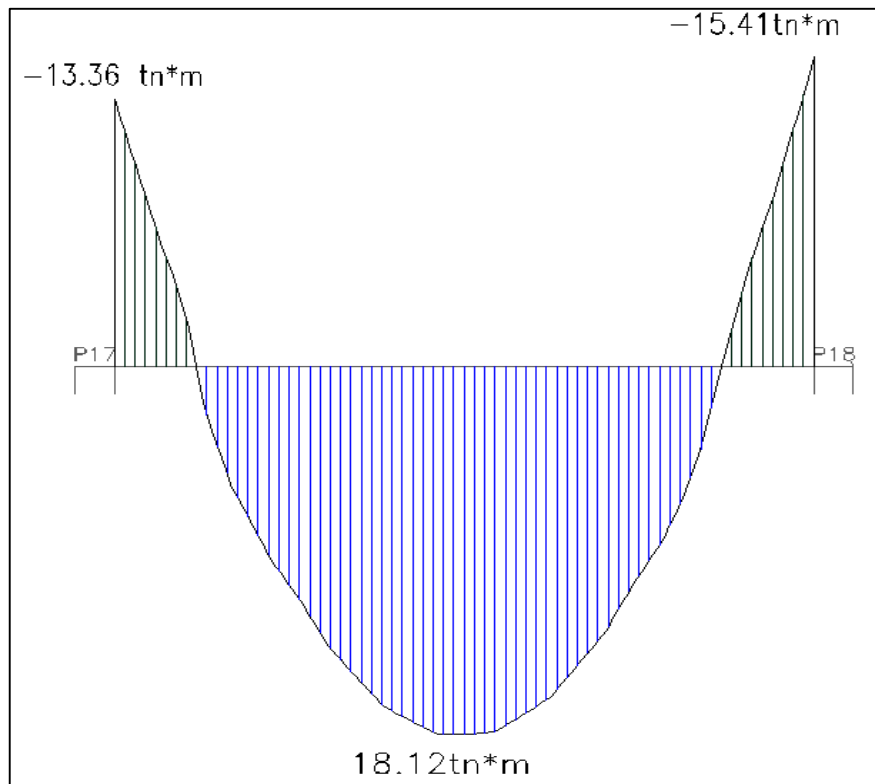


Ilustración 13: Momentos de Diseño, Elaboración Propia

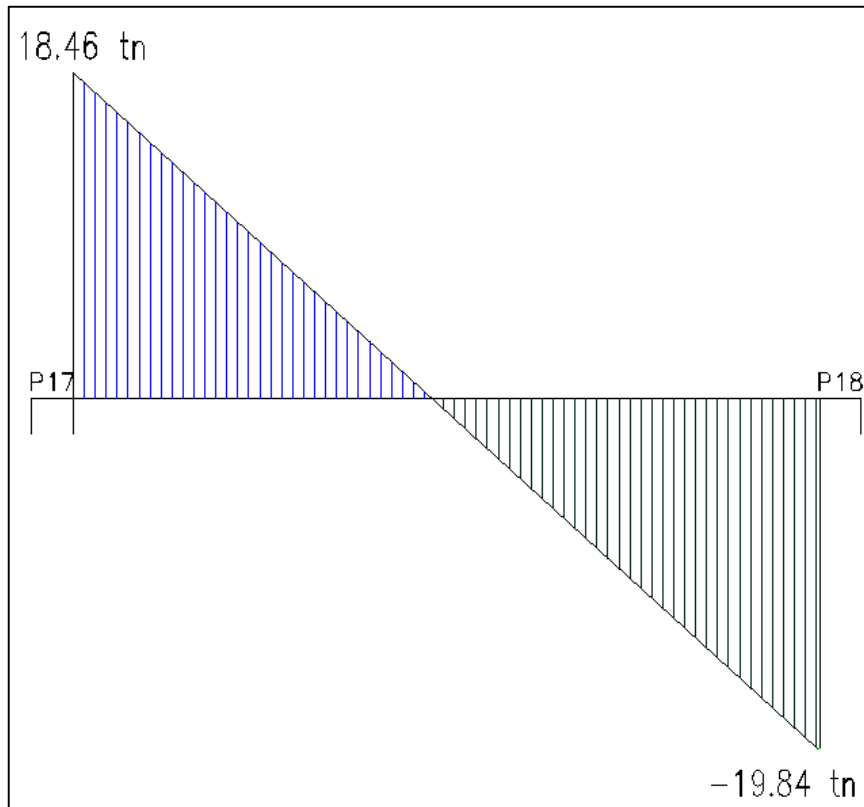


Ilustración 14: Cortantes de Diseño, Elaboración Propia

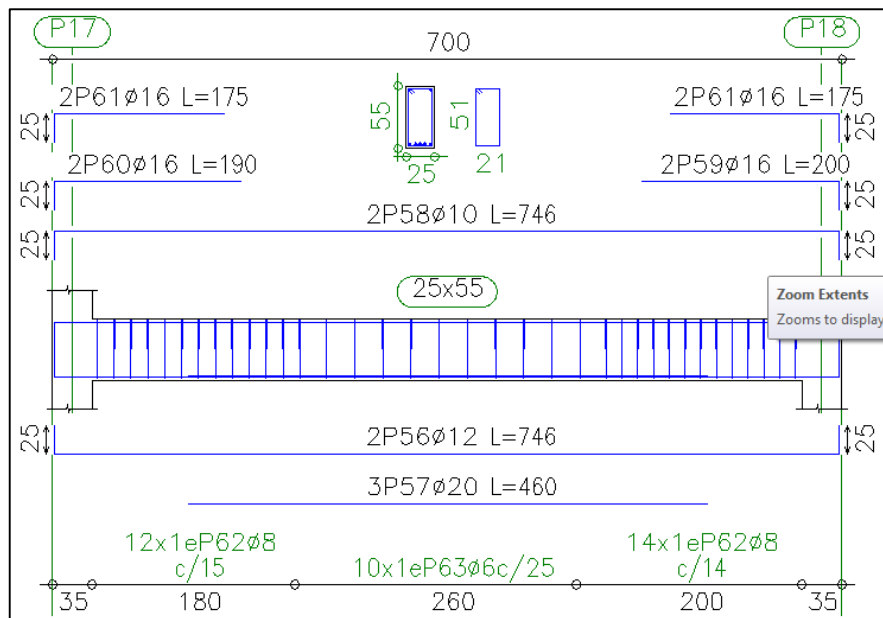


Ilustración 15: Despiece de Viga, Elaboración Propia

3.6.1.4 Diseño estructural de columnas

Las columnas se diseñaran a efectos de esfuerzos de flexo-compresión y cortante, serán columnas de sección rectangulares. La columna que se verificara será la C25 en su primer tramo comprendido entre la planta baja y el primer piso.

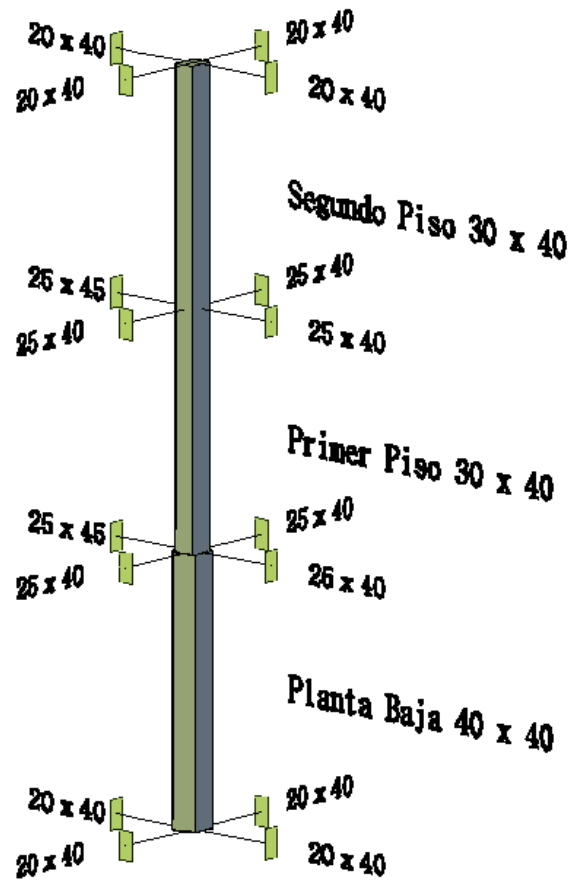


Ilustración 16: Esquema de la columna, Elaboración Propia.

Datos Generales:

$a = 40 \text{ cm.}$ $b = 40 \text{ cm.}$ Sección de la columna.

$N_d = 117.51 \text{ Ton.}$

$M_{dx} = 7.99 \text{ Ton}\cdot\text{m.}$

$M_{dy} = 33.9 \text{ Ton}\cdot\text{m.}$

$V_{dx} = -1.36 \text{ Ton.}$

$V_{dy} = 0.54 \text{ Ton.}$

Esbeltez Geométrica - Comprobación a Pandeo:

Se hará uso del nomograma de pórticos traslacionales

Punto A:

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{XC1}}{L_{C1}}}{\frac{I_{XV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{XV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{YV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{YV4}}{L_{V4}}} = 1.20 \quad \psi_{AY} = \frac{\frac{I_{YC1}}{L_{C1}}}{\frac{I_{YV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{YV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{XV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{XV4}}{L_{V4}}} = 1.30$$

Punto B:

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{XC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{XC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{XV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{XV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{YV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{YV8}}{L_{V8}}} = 1.10 \quad \psi_{BY} = \frac{\frac{I_{YC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{YC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{YV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{YV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{XV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{XV8}}{L_{V8}}} = 1.70$$

Conociendo los valores de los coeficientes ψ se procede a calcular el valor del coeficiente α con el nomograma confeccionado por Jackson y Moreland (ilustración N°30 Anexo N°1):

$$\alpha_x = 1.35 \quad \alpha_y = 1.42$$

Por lo tanto la longitud de pandeo es:

$$l_{ox} = \alpha_x * L = 5.20 \text{ m.} \quad l_{oy} = \alpha_y * L = 5.47 \text{ m.}$$

Cálculo de la Esbeltez Geométrica:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{b_x} = 13.00 \quad \lambda_{1y} = \frac{l_{1oy}}{h_{1y}} = 13.70$$

Como $\lambda > 10$ la pieza puede considerarse como columna intermedia, por lo que se puede aplicar el método aproximado para su verificación.

Excentricidad de Primer Orden:

$$e_{ox} = \frac{Mdx}{Nd} = 6.80 \text{ cm.} \quad e_{oy} = \frac{Mdy}{Nd} = 2.88 \text{ cm.}$$

Excentricidad Mínima de Cálculo:

La excentricidad mínima de cálculo según la normativa es:

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2\text{cm} \quad e_a = \frac{h}{20} = 2.00\text{ cm.}$$

La excentricidad de primer orden para el cálculo de la excentricidad ficticia, no será menor que el valor accidental mínimo.

Por lo tanto se tiene: $e_a = 2.00\text{ cm.}$

Excentricidad Ficticia Debido al Pandeo (Segundo Orden):

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

$$e_{ficX} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) * \frac{b + 20 * e_o}{b + 10 * e_o} * \frac{l_{ox}^2}{b} * 10^{-4} = 4.45\text{ cm.}$$

$$e_{ficY} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) * \frac{h + 20 * e_o}{h + 10 * e_o} * \frac{l_{oy}^2}{h} * 10^{-4} = 4.29\text{ cm.}$$

La excentricidad de cálculo será:

$$e_{Xmax} = e_{ficX} + e_{ox} = 11.25\text{ cm.} \quad e_{Ymax} = e_{ficY} + e_{oy} = 7.20\text{ cm.}$$

Armadura Longitudinal:

Capacidad mecánica del hormigón:

$$f_{cd} = 0,9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 126 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad U_c = f_{cd} * A_c = 201600\text{ kg.}$$

Esfuerzos reducidos de cálculo:

$$v = \frac{Nd}{U_c} = 0.58 \quad \mu_x = \frac{Nd * e_{Xmax}}{U_c * b} = 0.16 \quad \mu_y = \frac{Nd * e_{Ymax}}{U_c * h} = 0.10$$

Con estos valores se entra en el diagrama en roseta flexión Esviada para secciones rectangulares (Anexo N°1). En el sector correspondiente al valor de v y con los valores μ_x y μ_y . Se obtiene la cuantía mecánica ω .

$$\mu_1 > \mu_2 \text{ por lo tanto } \mu_1 = \mu_y; \mu_2 = \mu_x$$

$$\omega = 0.38$$

Capacidad mecánica de la armadura total necesaria será:

$$U_{\text{total}} = \omega * U_c = 76091 \text{ kg.}$$

Armadura Longitudinal:

$$A_s = \frac{U_{\text{total}}}{f_{yd}} = 20.83 \text{ cm}^2$$

Armadura Mínima:

$$A_{\text{min}} = 0,006 * b * h = 9.60 \text{ cm}^2$$

El área de armadura que se deberá disponer es: $A_s = 23.00 \text{ cm}^2$

Se dispone:

6 ϕ 20mm +2 ϕ 16mm

$A_{\text{real}} = 20.83 \text{ [cm}^2\text{]} > A_s = 23.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ OK}$
--

Armadura Transversal:

Cortante Mayorado:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{cd} * b_w * d = 8992 \text{ kg.}$$

Verificación de la condición:

$$V_d = 1360 \text{ kg.} < V_{cu} = 8992 \text{ kg. Ok. Cumple.}$$

Armadura Mínima:

$$A_{\text{min}} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3.10 \text{ cm}^2$$

La distribución del área de acero de la armadura transversal se realiza en función al ancho tributario teniendo en cuenta los diámetros comerciales de barras de acero corrugado y la separación mínima que debe existir entre ellas.

La disposición de la armadura transversal será de dos piernas, entonces se calcula el área para una sola pierna y se tiene:

$$A_{sp} = \frac{A_{smin}}{2} = 1.55 \text{ cm}^2$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{Estrivo} \geq \begin{cases} 1^\circ & \frac{1}{4} * \phi_{As \text{ longitudinal mas gruesa.}} \\ 2^\circ & \phi 6mm \end{cases}$$

$$1^\circ \quad \phi_t = \frac{1}{4} * \phi 20 = 5 \text{ mm.} \quad 2^\circ \quad \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$S \leq \begin{cases} 1^\circ & b \text{ o } h \text{ (El de menor dimensión)} \\ 2^\circ & 15 * \phi_{As \text{ longitudinal más delgada.}} \end{cases}$$

$$S1 = 35 \text{ cm.} \quad S2 = 24 \text{ cm.} \text{ Por lo tanto se asume: } S = 20 \text{ cm.}$$

Se dispone:

$\phi 6mm$ c/ 20 cm

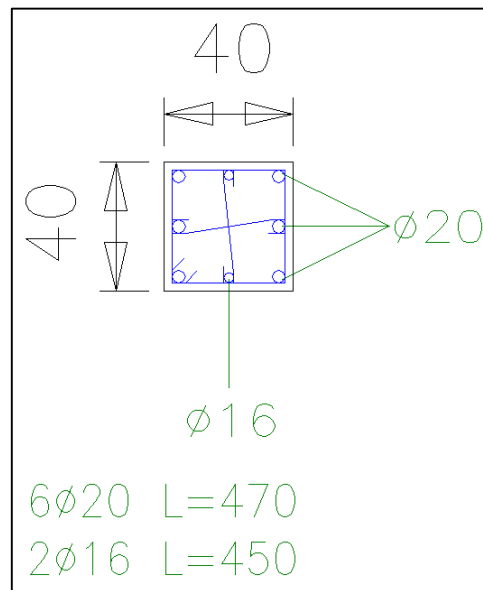


Ilustración 17: Despiece de Columna; Elaboración Propia

3.6.1.5 Diseño estructural de fundaciones

Este elemento estructural fue diseñado bajo solicitaciones de flexión, corte y compresión axial en base a las exigencias de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87).

Diseño estructural de zapatas centrales.

Datos de los materiales: Los datos de los materiales representan las características mecánicas de los materiales a emplear en el diseño del elemento estructural.

$f_{ck} =$	210	[kg/cm ²]	Resistencia característica del hormigón
$f_{yk} =$	4200	[kg/cm ²]	Resistencia característica del acero
$\gamma_c =$	1,5		Coficiente minoración Hormigón
$\gamma_s =$	1,15		Coficiente minoración Acero
$\gamma_f =$	1,6		Coficiente mayoración de cargas
$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} =$	2500	[kg/m ³]	Peso específico del hormigón armado.

Terreno de Fundación.

Los datos del terreno de fundación se reflejan las características mecánicas del terreno donde se realizara la fundación de la estructura.

$$\sigma_{adm} = 2.30 \text{ kg/cm}^2$$

Los datos geométricos representan las dimensiones de las columnas que deberán fundar las zapatas. En función a los datos del análisis estructural representados en las solicitaciones que deberán transmitir.

Zapata Centrada (2).		
$a_o =$	40,00	[cm] Dimensión en x de la columna
$b_o =$	40,00	[cm] Dimensión en x de la columna
$r =$	5,00	[cm] Recubrimiento geométrico
$b_w =$	100,00	[cm] Ancho unitario de diseño.
$N =$	126860	[kg] Normal de diseño
$M_x =$	620	[kg*m] Momento de diseño en x.
$M_y =$	2700	[kg*m] Momento de diseño en y
$Q_x =$	820,00	[kg] cortante de diseño en x
$Q_y =$	3320	[kg] cortante de diseño en y

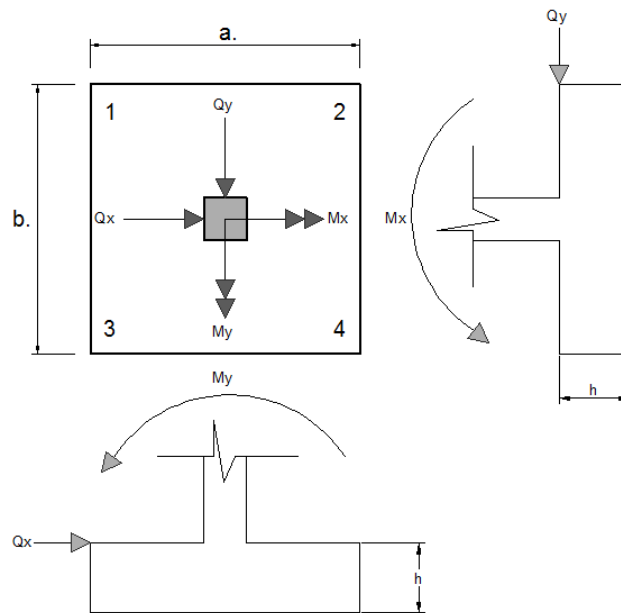


Ilustración 18: Esquema de la Zapata Centrada; Elaboración Propia

Predimensionamiento:

Zapata medianera.

Se realiza un redimensionado del área requerida de la zapata en función solamente al esfuerzo normal de servicio teniendo en cuenta que aún no se conoce el peso de propio de la zapata, por lo que se mayorara un 10 %, se tiene lo siguiente.

$$A_2 = \frac{1,10 * N_2}{\sigma_{adm}} = 60672 \text{ cm}^2$$

$$a_2 = \sqrt{A_2} = 246.32 \text{ cm.} \quad \text{seccion: } \begin{cases} a_2 = 270 \text{ cm} \\ b_2 = 250 \text{ cm} \end{cases}$$

1° condición: $A_{requerida} < A_{adoptada}$

$$60672 \text{ cm}^2 < 67500 \text{ cm}^2$$

2° condición: $\sigma_{adm} > \sigma_{max}$

$$\sigma_{max} = \frac{1.10 * N}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} = 2.10 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$$

$$2.10 \text{ kg/cm}^2 < 2.30 \text{ kg/cm}^2$$

Canto de la Zapata: Para que no sea necesaria la verificación de los esfuerzos tangenciales, se deberá cumplir que el canto útil sea el mayor de los siguientes valores:

$$fvd = 0,5 * \sqrt{fcd} = 5.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad K = \frac{4 * fvd}{1,6 * \sigma_t} = 7.87$$

$$d1 = \sqrt{\frac{a_{o2} * b_{o2}}{4} + \frac{a_2 * b_2}{2 * K - 1} - \frac{a_{o2} + b_{o2}}{4}} = 50.30 \text{ cm.}$$

$$d2 = \frac{2 * (a_2 - a_{o2})}{4 + K} = 37.10 \text{ cm.}$$

$$d3 = \frac{2 * (b_2 - b_{o2})}{4 + K} = 37.10 \text{ cm.}$$

$$d = d3 + r = 55.30 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, adoptaremos el canto de la zapata medianera será:

$$h = 55 \text{ cm.}$$

Corrección de la normal.

Peso propio de la zapata.

$$P_p = \text{Vol} * \gamma_{H^e} = (a * b * h) * \gamma_{H^e} = 9281 \text{ kg.}$$

Corrección de los momentos.

$$M_x = M_{x_2} + Q_{y_2} * h = 2446 \text{ kg} * \text{m}$$

$$M_y = M_{y_2} - Q_{x_2} * h = 2249 \text{ kg} * \text{m}$$

Comprobación al Vuelco:

Se debe comprobar la seguridad al vuelco de la zapata que está sometida a momentos y fuerzas horizontales con la siguiente condición:

Comprobación en X:

$$\gamma_v > 1,5 \quad \text{Donde: } \gamma_v = \frac{M_{\text{estabilizante}}}{M_{\text{desestabilizante}}}$$

$$\gamma_v = \frac{M_{\text{estabilizante}}}{M_{\text{desestabilizante}}} = \frac{R_2 * \frac{a_2}{2}}{M_{x_2} + Q_{x_2} * h} = 75 > 1.5 \text{ Ok cumple.}$$

Comprobación en Y:

$$\gamma_v = \frac{M_{estabilizante}}{M_{desestabilizante}} = \frac{R_2 * \frac{b^2}{2}}{M_{y_2} + Q_{y_2} * h} = 76 > 1.5 \text{ Ok cumple.}$$

Comprobación al Deslizamiento:

Se debe comprobar la seguridad al deslizamiento de la zapata que está sometida fuerzas horizontales con la siguiente condición:

$$\frac{a * b * 0,5 * C}{Q_x} > 1.5$$

Coefficiente de cohesión: $C = 0.25 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{a * b * 0,5 * C}{Q_x} = 10.30 > 1.5 \text{ Ok Cumple.}$$

$$\frac{a * b * 0,5 * C}{Q_y} = 2.50 > 1.5 \text{ Ok Cumple.}$$

Verificación tensiones admisibles:

$$\sigma_1 = \frac{R_2}{a * b} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} = 2.00 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = \frac{R_2}{a * b} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b} = 1.86 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_3 = \frac{R_2}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} = 2.18 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_4 = \frac{R_2}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b} = 2.03 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$$

Esfuerzos de Diseño:

Se determinan los esfuerzos de diseño; cortante y momento en cada dirección de la zapata, a una distancia del 15% de la dimensión de la columna, tomando en cuenta el diagrama con mayor solicitaciones.

Esfuerzos en X

$$X = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0 = 121.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_4 = 2.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \sigma_3 = 2.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{a} * (a - X) = 2.11 \text{ kg/cm}^2$$

Momento: $M_x = \sigma_x * \frac{X^2}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_x) * \frac{X^2}{3} = 15775 \text{ kg} * \text{m}$

$$M_{dx} = 1,6 * M_x * b_w = 25240 \text{ kg} * \text{m}$$

Cortante: $V_x = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_x)}{2} * X = 259 \text{ kg} * \text{cm}$

$$V_{dx} = 1,6 * V_x * b_w = 41505 \text{ kg.}$$

Esfuerzos en Y

$$X = \frac{b - b_0}{2} + 0,15 * b_0 = 111 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_1 = 2.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \sigma_3 = 2.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{b} * (b - X) = 2.10 \text{ kg/cm}^2$$

Momento: $M_y = \sigma_y * \frac{X^2}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_y) * \frac{X^2}{3} = 13253 \text{ kg} * \text{cm}$

$$M_{dy} = 1,6 * M_y * b_w = 21205 \text{ kg} * \text{m}$$

cortante: $V_y = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_y)}{2} * X = 237 \text{ kg} * \text{cm}$

$$V_{dy} = 1,6 * V_y * b_w = 37978 \text{ kg}$$

Diseño a Flexión en X:

Momento reducido de cálculo: $\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0.072$

Cuantía Mecánica: $\omega = \mu_d * (1 + \mu_d) = 0.077$

Armadura positiva: $A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 14.82 \text{ cm}^2$

Cuantía Mecánica Mínima (W_{min}):

$$\omega_{\min} = 0.0018 \quad A_{s\min} = \omega_{\min} * b_w * d = 9.00 \text{ cm}^2$$

Para un diámetro de $\Phi 20$, se tiene:

Numero de barras: $N_b = A_s / A_{\Phi} = 4.72$

Colocando 5 barras de $\Phi 20$ se tiene un espaciamiento de:

$$S = \frac{b_w}{N_b} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

Se dispondrá: **$\phi 20\text{mm c} / 20 \text{ cm.}$**

Diseño a Flexión en Y:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0.061$$

$$\omega = \mu_d * (1 + \mu_d) = 0.064$$

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$\omega_{\min} = 0.0018 \quad A_{s\min} = \omega_{\min} * b_w * d = 9.00 \text{ cm}^2$$

Para un diámetro de $\Phi 16$, se tiene:

Numero de barras: $N_b = A_s / A_{\Phi} = 6.13$

Colocando 6 barras de $\Phi 16$ se tiene un espaciamiento de:

$$S = \frac{b_w}{N_b} = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm.}$$

Colocando las barras con un espaciamiento de: $S = 15 \text{ cm.}$

$$A_{s-r} = A_{\Phi 16} * \frac{100}{S} = 13.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-r} > A_s \quad \text{Ok. Cumple.}$$

Se dispondrá: **$\phi 16\text{mm c} / 15 \text{ cm.}$**

Verificación a la Adherencia Dirección X:

$$\tau = \frac{Vd}{0,9 * d * n * \pi * \theta} \leq \tau_d = 2 * \sqrt[3]{fck^2}$$

$$\tau_x = \frac{Vdx}{0,9 * d * n * \pi * \theta} = 22.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 2 * \sqrt[3]{fck^2} = 70.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \tau_d > \tau_x \text{ Ok cumple.}$$

Verificación a la Adherencia Dirección Y:

$$\tau_y = \frac{Vdy}{0,9 * d * n * \pi * \theta} = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 2 * \sqrt[3]{fck^2} = 70.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \tau_d > \tau_x \text{ Ok cumple.}$$

Zapata Central:

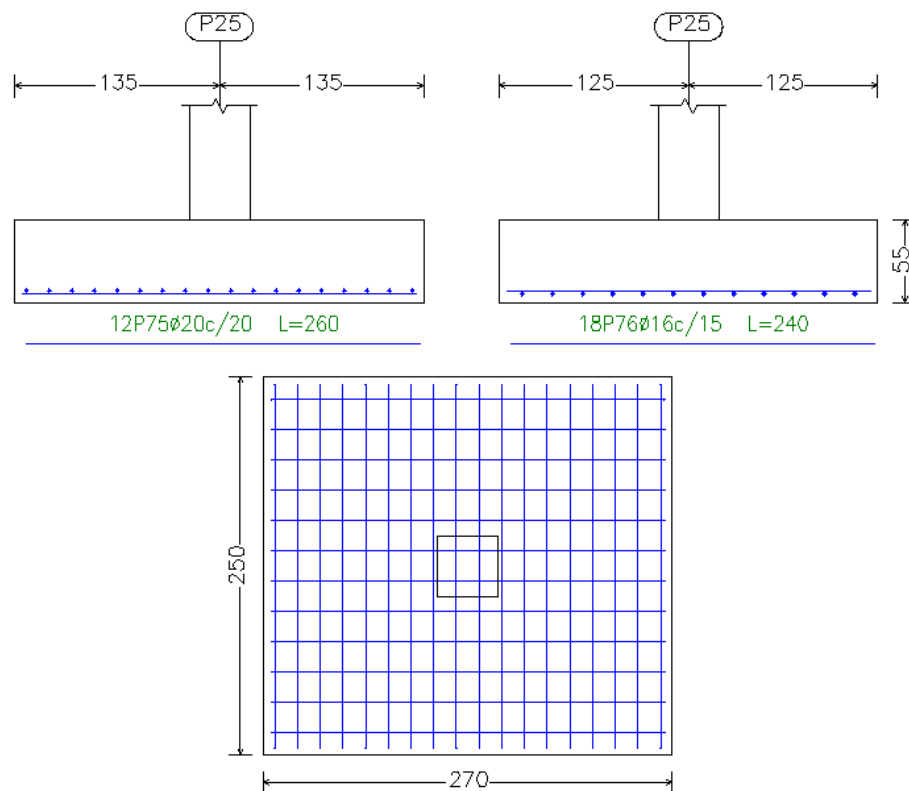


Ilustración 19: Despiece Zapata Central; Elaboración Propia

3.6.2 Estructuras Complementarias

3.6.2.1 Diseño estructural de escaleras

Las escaleras por su tipo de apoyo pueden ser simplemente apoyadas o empotradas.

Fernández Chea indica que “por condiciones de que no existe el empotramiento perfecto, las gradas se consideran simplemente apoyadas” de esta manera se consiguen momentos positivos son mayores a los que se presentarían en la condición de empotramiento, pero con la observación que se estaría diseñando una escalera con momentos negativos cero en los apoyos.

Si el empotramiento se realiza en una viga se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos, pero al calcular las armaduras de vanos, en la situación de agotamiento, debe suponerse que la viga es un apoyo simple.

De esta manera se evitara las figuraciones tanto en los apoyos (momentos negativos), como en los centros de vano (momentos positivos).

Geometría Grada N°1:

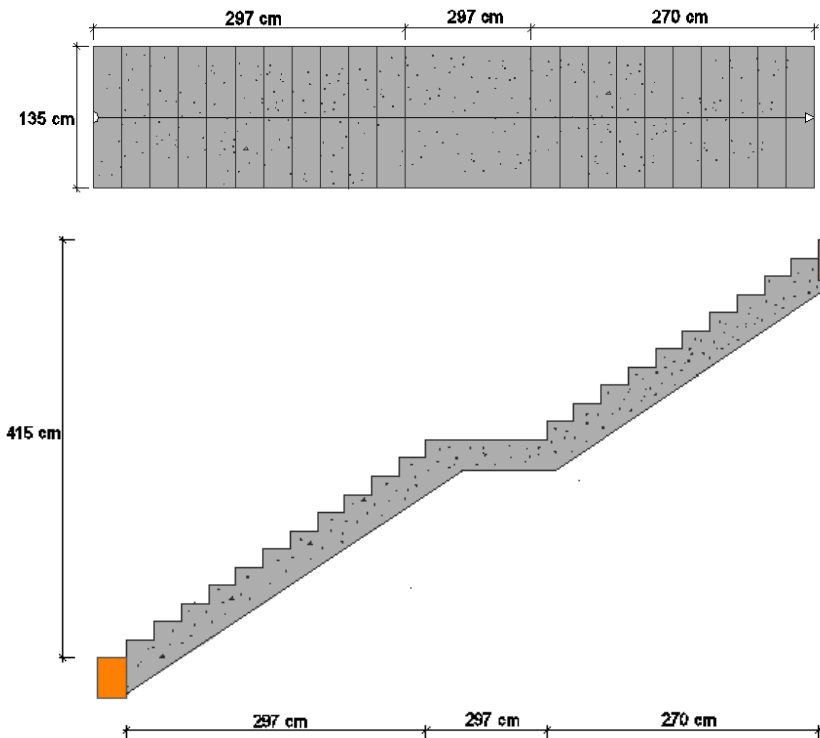


Ilustración 20: Geometría de la Escalera N°1; Elaboración Propia

$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_s = 1,15$
$Z = 4,15 \text{ m}$	Desnivel a salvar.
$r = 3.00 \text{ m}$	Recubrimiento de la armadura.
$h = 0,270 \text{ m}$	Huella.
$ch = 0,18 \text{ m}$	Contra huella.

Cálculo de la carga muerta para la primera rampa:

$$\text{Vol}_{\text{peldaños}} = 0,034 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso}_{\text{peldaños}} = N_{\text{peld. 1}^\circ \text{rampa}} * \text{Vol}_{\text{peldaños}} * \gamma_{H^\circ A^\circ} = 940.747 \text{ kg.}$$

$$A_{\text{rampa}} = 1,35 * 2.97 = 4.01 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{escalón}} = \frac{\text{Peso}_{\text{escalón}}}{A_{\text{rampa}}} = 234,63 \text{ kg/m}^2 \quad q_{\text{rampa}} = t * \gamma_{H^\circ A^\circ} = 750 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{acabados}} = 60 \text{ kg/m}^2 \quad q_{\text{barandado}} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{\text{cm}} = q_{\text{escalón}} + q_{\text{rampa}} + q_{\text{acabados}} + q_{\text{barandado}} = 1094.63 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la carga muerta para el descanso:

$$q_{\text{rampa}} = t * \gamma_{H^\circ A^\circ} = 750 \text{ kg/m}^2 \quad q_{\text{acabados}} = 60 \text{ kg/m}^2 \quad q_{\text{barandado}} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{\text{cm}} = q_{\text{descanso}} + q_{\text{acabados}} + q_{\text{barandado}} = 860 \text{ kg/m}^2$$

Sobrecarga de Uso:

La sobrecarga de uso por metro de ancho es: $Q_{cv} = 400 \text{ kg/m}$

Carga ultima de Diseño:

$$Q_u = 1.6 * Q_{cm} + 1.6 * Q_{cv}$$

Carga ultima de diseño en la rampa $Q_{ur} = 2391.41 \text{ kg/m}$

Carga ultima de diseño en el descanso $Q_{ud} = 2016.00 \text{ kg/m}$

Diseño a Flexión:**Momento Positivo de Diseño (Md):**

$$M_d = 13409.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.13$$

De la Tabla de Valores Límites (Anexo N°1) se obtiene el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0.332$$

Se verifica que: $\mu_{lim} > \mu_d$ Ok. No necesita armadura a compresión.

Se obtiene la cuantía mecánica: (Ws) de la Tabla Universal para Flexión Simple o Compuesta. (Anexo N°1):

$$w_s = 0.14$$

Armadura Positiva: $A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 15 \text{ cm}^2$

Armadura Mínima (Asmin):

La cuantía mínima es de: $w_{min} = 0.0018$

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b_w \cdot d = 4.86 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Se dispondrá: 14 ϕ 16mm c / 10cm.

Momento Negativo de Diseño (Md):

$$M_d = 9037.23 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.09$$

De la Tabla de Valores Límites (Anexo N°1) se obtiene el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0.332$$

Se verifica que: $\mu_{lim} > \mu_d$ Ok. No necesita armadura a compresión.

Se obtiene la cuantía mecánica: (Ws) de la tabla N°26. Tabla Universal para Flexión Simple o Compuesta. (Anexo N°1)

$$w_s = 0.094$$

Armadura Positiva: $A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9.80 \text{ cm}^2$

Armadura Mínima (Asmin):

La cuantía mínima es de: $w_{\min} = 0.0018$

$$A_{s\min} = w_{\min} * b_w * d = 4.86 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s\min}$

Se dispondrá: 14 ϕ 12mm c / 10 cm.

Refuerzo transversal por temperatura:

$$A_{s\min} = 4,86 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{sumin}} \Phi 8 = > A_{\Phi 8} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$N_b = A_{s\min} / A_{\Phi 8} = 10 \Rightarrow 10\Phi 8 = 5.027 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 4.86 \text{ cm}^2$$

Se empleará: $\Phi 8 \text{ C}/10$

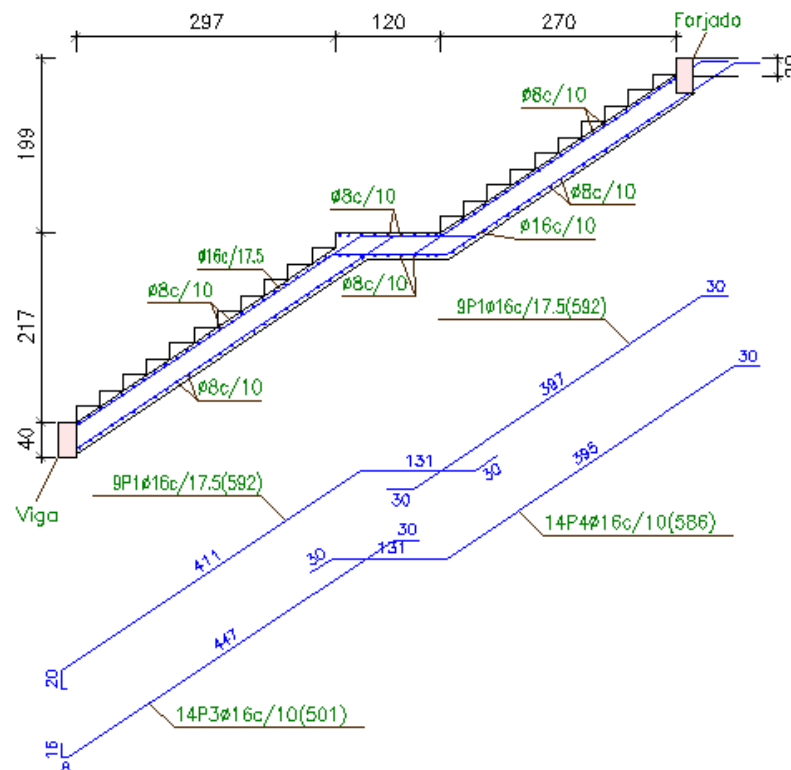


Ilustración 21: Despiece de Armadura; Elaboración Propia.

Geometría Grada N° 2:

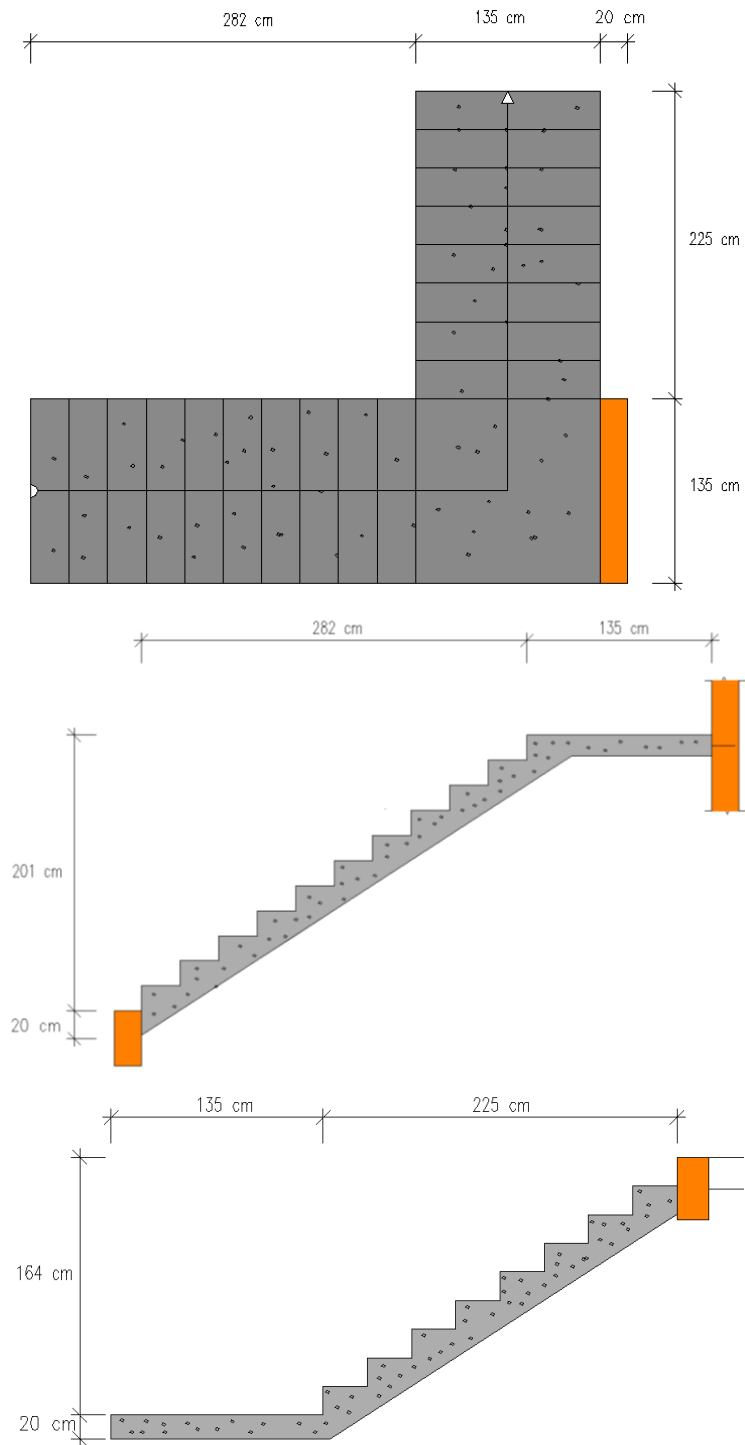


Ilustración 22: Geometría de la Escalera N°2; Elaboración Propia

$f_{ck} = 210,00 \text{ kg/cm}^2$	$f_{yk} = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_s = 1,15$
$Z = 3,65 \text{ m}$	Desnivel a salvar.
$r = 3,00 \text{ m}$	Recubrimiento de la armadura.
$h = 0,28 \text{ m}$	Huella.
$ch = 0,18 \text{ m}$	Contra huella.

Cálculo de la carga muerta para la primera rampa:

$$\text{Vol}_{\text{peldaños}} = 0,035 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso}_{\text{peldaños}} = N_{\text{peld. 1}^\circ \text{rampa}} * \text{Vol}_{\text{peldaños}} * \gamma_{H^\circ A^\circ} = 836.10 \text{ kg.}$$

$$A_{\text{rampa}} = 1,35 * 2.82 = 3.81 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{escalón}} = \frac{\text{Peso}_{\text{escalón}}}{A_{\text{rampa}}} = 219.6 \text{ kg/m}^2 \quad q_{\text{rampa}} = t * \gamma_{H^\circ A^\circ} = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{acabados}} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{\text{cm}} = q_{\text{escalón}} + q_{\text{rampa}} + q_{\text{acabados}} = 759.6 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la carga muerta para el descanso:

$$q_{\text{rampa}} = t * \gamma_{H^\circ A^\circ} = 480 \text{ kg/m}^2 \quad q_{\text{acabados}} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{\text{cm}} = q_{\text{descanso}} + q_{\text{acabados}} = 540 \text{ kg/m}^2$$

Sobrecarga de Uso:

La sobrecarga de uso por metro de ancho es:

$$Q_{\text{cv}} = 400 \text{ kg/m}$$

Carga ultima de Diseño:

$$Q_u = 1.6 * Q_{\text{cm}} + 1.6 * Q_{\text{cv}}$$

$$\text{Carga ultima de diseño en la rampa} \quad Q_{\text{ur}} = 1855.36 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga ultima de diseño en el descanso} \quad Q_{\text{ud}} = 1504.00 \text{ kg/m}$$

Diseño a Flexión:**Momento Positivo de Diseño (Md):**

$$M_d = 3850.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.095$$

De la Tabla de Valores Límites. (Anexo N°1) se obtiene el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0.332$$

Se verifica que: $\mu_{lim} > \mu_d$ Ok. No necesita armadura a compresión.

Se obtiene la cuantía mecánica: (w_s) de la tabla N°26. Tabla universal para flexión simple o compuesta. (Anexo N°1)

$$w_s = 0.0102$$

Armadura Positiva (A_s):

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 6.64 \text{ cm}^2$$

Armadura Mínima (A_{smin}):

La cuantía mínima es de: $w_{min} = 0.0018$

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b_w \cdot d = 3.06 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Se dispondrá: 10 ϕ 12mm c / 15cm.

Momento Negativo de Diseño (Md):

$$M_d = 2634.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.07$$

De la Tabla de Valores Límites. (Anexo N°1) se obtiene el momento reducido de cálculo límite:

$$\mu_{lim} = 0.332$$

Se verifica que: $\mu_{lim} > \mu_d$ Ok. No necesita armadura a compresión.

Se obtiene la cuantía mecánica: (w_s) de la tabla N°26. Tabla universal para flexión simple o compuesta. (Anexo N°1)

$$w_s = 0.068$$

Armadura Positiva (A_s):

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 4.46 \text{ cm}^2$$

Armadura Mínima (A_{smin}):

La cuantía mínima es de: $w_{min} = 0.0018$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d = 3.06 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Se dispondrá: 10 Φ 10mm c / 15 cm.

Refuerzo transversal por temperatura:

$$A_{smin} = 3.018 \text{ cm}^2 \quad \text{Asumiendo } \Phi 8 \Rightarrow A_{\Phi 8} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$Nb = A_{smin} / A_{\Phi 8} = 7 \Rightarrow 7\Phi 8 = 3.5\text{cm}^2 > A_{smin} = 3.018 \text{ cm}^2$$

Se empleará: Φ 8 C/15

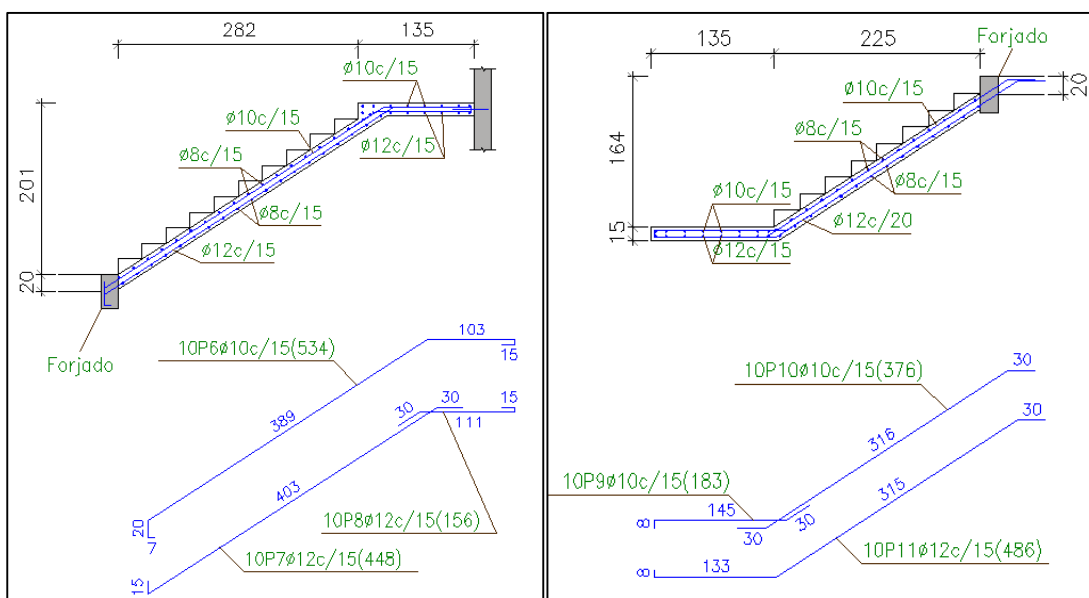


Ilustración 23: Despiece de Armadura; Elaboración Propia.

3.6.3 Especificaciones Técnicas

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

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

3.6.4 Presupuesto del Proyecto

Para el proyecto se tomó en cuenta las actividades más importantes y significativas, el cómputo métrico fue desarrollado según el listado de ítems y los precios unitarios del proyecto se incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades.

Los parámetros tomados en cuenta para el presente proyecto son:

PARÁMETROS	
CARGAS SOCIALES	60,00%
IVA	13,00%
IT	3,10%
HERRAMIENTAS MENORES	5,00%
GASTOS GENERALES	10,00%
UTILIDAD	8,00%

El presupuesto general del proyecto es:

Nº	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	P.U (Bs)	P.P (Bs)	COSTO LITERAL
OBRAS PRELIMINARES						
1	LIMPIEZA Y DESBROCE	m2	464	6,97	3234,08	TRES MIL DOSCIENTOS TREINTA Y CUATRO CON 0.8/100
2	INSTALACIÓN DE FAENAS	pza	1	2517,10	2517,1	DOS MIL QUINIENTOS DIECISIETE CON 10/100

3	TRAZADO Y REPLANTEO	m2	464	19,10	8862,4	OCHO MIL OCHOCIENTOS SESENTA Y DOS CON 40/100
MOVIMIENTO DE TIERRAS						
4	EXCAVACION TERRENO SEMIDURO MANUAL 0-2 M	m3	149,68	117,89	17645,52	DIECISIETE MIL SEISCIENTOS CUARENTA Y CINCO CON 52/100
5	RELLENO Y COMPACTADO C/SALTARIN C/MATERIAL	m3	105,31	64,31	6772,2	SEIS MIL SETECIENTOS SETENTA Y DOS CON 20/100
FUNDACIONES						
6	CARPETA DE HORMIGÓN POBRE	m3	7,43	35,93	267,11	DOSCIENTOS SESENTA Y SIETE CON 11/100
7	ZAPATAS H° FCK=210 KG/CM2	m2	26,72	2313,52	61816,1	SESENTA Y UN MIL OCHOCIENTOS DIECISÉIS CON 10/100
OBRA GRUESA						
8	CIMINETOS H°Cª	m2	13,15	596,67	7846,81	SIETE MIL OCHOCIENTOS CUARENTA Y SEIS CON 81/100
9	SOBRECIMIENTO H° FCK=210 KG/CM2	m3	13,13	2178,79	28599,67	VEINTIOCHO MIL QUINIENTOS NOVENTA Y NUEVE CON 67/100
10	IMPERMEABILIZACIÓN DE SOBRECIMENTOS	m2	214,24	21,08	4516,18	CUATRO MIL SEISCIENTOS DIECISÉIS CON 18/100
11	COLUMNAS H° FCK= 210 KG/CM2	m3	26,43	2965,04	78351,18	SETENTA Y OCHO MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y UNO CON 18/100
12	VIGAS H° FCK=210 KG/CM2	m3	59,13	2867,15	169526,26	CIENTO SESENTA Y NUEVE MIL QUINIENTOS VEINTISÉIS CON 26/100
13	ACERO ESTRUCTURAL	Kg.	20463,30	15,83	323934,04	TRESCIENTOS VEINTITRÉS MIL NOVECIENTOS TREINTA Y CUATRO CON 04/100
14	LOSA RETICULAR H=30 cm	m3	403,98	620,70	250750,39	DOSCIENTOS CINCUENTA MIL SETECIENTOS CINCUENTA CON 39/100
15	LOSA ALIVIANADA VIGUETAS PRETENSADAS H=20 CM	m2	724,00	446,30	323121,2	TRESCIENTOS VEINTITRÉS MIL CIENTO VEINTE UNO CON 20/100
16	ESCALERAS DE HORMIGÓN ARMADO FCK=210 KG/CM2	m3	6,06	2730,10	16544,41	DIECISÉIS MIL QUINIENTOS CUARENTA Y CUATRO CON 41/100
17	CONTRAPISO + EMPEDRADO	m2	396,00	125,47	49686,12	CUARENTA Y NUEVE MIL SEISCIENTOS OCHENTA Y SEIS CON 12/100
18	MURO DE LADRILLO DE 6 HUECOS e=18 CM	m2	806,5	214,82	173252,33	CIENTO SETENTA Y TRES MIL DOSCIENTOS CINCUENTA Y DOS CON 33/100
19	MURO DE LADRILLO DE 6 HUECOS e=12 CM	m2	623,50	153,35	95613,73	NOVENTA Y CINCO MIL SEISCIENTOS TRECE CON 73/100
OBRA FINA						
20	REVOQUE INTERIOR DE YESO	pza	1811	96,16	174097,68	CIENTO SETENTA Y CUATRO MIL NOVENTA Y SIETE CON 68/100
21	REVOQUE EXTERIOR MORTERO	m2	758,5	157,61	119547,19	CIENTO DIECINUEVE MIL QUINIENTOS CUARENTA Y SIETE CON 19/100
22	PROVISION Y COLOCACION DE PUERTAS DE MADERA C/MARCO Y ACCESORIOS	m2	40	428,59	17143,6	DIECISIETE MIL CIENTO CUARENTA Y TRES CON 60/100

23	PROVISION Y COLOCACIÓN DE VENTANAS DE ALUMINIO C/VIDRIO Y ACCESORIOS	m2	60,84	376,49	22905,65	VEINTIDÓS MIL NOVECIENTOS CINCO CON 65/100
24	PROVISION Y COLOCACIÓN PANEL DE VIDRIO DIVISIÓN	m2	183,25	801,58	146889,54	CIENTO CUARENTA Y SEIS MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y NUEVE CON 54/100
25	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN FACHADA DE VIDRIO	m2	198,68	956,58	190048,53	CIENTO NOVENTA MIL CUARENTA Y OCHO CON 53/100
26	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE CIELO FALSO DE PLACAS DE YESO	m2	198,68	188,21	37392,62	TREINTA Y SIETE MIL TRECIENTOS NOVENTA Y DOS CON 62/100
27	PISO DE CERÁMICO ESMALTADO NACIONAL 25*25 CM	m2	1127,98	174,73	213391,26	DOSCIENTOS TRECE MIL TRECIENTOS NOVENTA Y UNO CON 26/100
28	ZOCALO DE CERÁMICO ESMALTADO NACIONAL 25*25 CM	m	534	48,66	25984,44	VEINTICINCO MIL NOVECIENTOS OCHENTA Y CUATRO CON 44/100
29	REVES. DE PIEDRA TARIJA. CORTA. PULIDA	m2	17,25	310,03	5348,02	CINCO MIL TRECIENTOS CUARENTA Y OCHO CON 02/100
30	BARANDA METÁLICA	m2	20	594,35	11887	ONCE MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y SIETE
31	JUNTA DE DILATACION	m	63,45	14,40	913,68	NOVECIENTOS TRECE CON 68/100
32	BOTAGUAS DE LADRILLO	m	96,3	134,37	12939,83	DOCE MIL NOVECIENTOS TREINTA Y NUEVE CON 83/100
33	PINTURA INTERIOR LATEX	m	1810,5	37,57	68020,49	SESENTA Y OCHO MIL VEINTE CON 49/100
34	PINTURA EXTERIOR LATEX	m2	758,5	41,45	31439,83	TREINTA Y UN MIL CUATROCIENTOS TREINTA Y NUEVE CON 83/100
35	IMPERMEABILIZACION AZOTEA	m2	374,66	184,16	68997,39	SESENTA Y OCHO MIL NOVECIENTOS NOVENTA Y SIETE CON 39/100
36	BARNIZADO DE PUERTAS	m2	40	35,03	1401,2	UN MIL CUARENTA UN CON 20/100
TAREAS FINALES						
37	CORDÓN DE ACERA P	m	15,3	147,80	2261,34	DOS MIL DOSCIENTOS SESENTA Y UN CON 34/100
38	ACERA DE HORMIGÓN CON EMPEDRADO	m2	30,6	163,13	4991,78	CUATRO MIL NOVECIENTOS NOVENTA Y UN CON 78/100
39	RETIRO DE ESCOMBROS	m3	15	80,22	1203,3	UN MIL DOSCIENTOS TRES CON 30/100
40	LIMPIEZA GENERAL	m2	464	26,71	12393,44	DOCE MIL TRECIENTOS NOVENTA Y TRES CON 44/100
Monto Total Bs.					2792054,6	DOS MILLONES SETECIENTOS NOVENTA Y DOS MIL CINCUENTA Y CUATRO CON 60/100
Monto Total \$u\$					401157,28	CUATROCIENTOS Y UNO MIL CIENTO CINCUENTA Y SIETE CON 28/100

CAPÍTULO IV
ESTUDIO COMPARATIVO DE SISTEMAS
DE IMPERMEABILIZACIÓN

4. ESTUDIO COMPARATIVO DE SISTEMAS DE IMPERMEABILIZACIÓN.

Como la estructura no cuenta con una cubierta, se realizó un estudio comparativo técnico-económico entre tres sistemas de impermeabilización de azoteas:

- Sistema de Impermeabilización Acrílica.
- Sistema de Impermeabilización con Membrana Asfáltica.
- Sistema de Impermeabilización con Revestimiento Cerámico.

4.1 MARCO CONCEPTUAL

La decisión de impermeabilizar, proviene de la necesidad de proteger los bienes del propietario, estos pueden ser económicos, físicos, humanos y materiales. Debido a estó, se aplica el tratamiento de una impermeabilización, para asegurar la calidad de la obra, y de sus condiciones (exteriores e interiores) que garanticen el bienestar de los ocupantes.

Para poder realizar una impermeabilización eficaz y evitar infiltraciones, se debe cumplir con 4 aspectos: una buena obra civil, especificaciones técnicas de impermeabilización correctas, materiales de impermeabilización de alta calidad y mano de obra calificada.

Existen distintos sistemas de impermeabilización, los cuales son seleccionados por sus características propias que los distinguen de los demás, tales como su facilidad de aplicación, materia prima, mano de obra, funcionalidad; factores cuyo determinante final es el precio.

4.2 SISTEMAS DE IMPERMEABILIZACIÓN

4.2.1 Impermeabilización Acrílica.

El sistema de impermeabilización acrílica, resulta el sistema más cotizado en el mercado, debido a su facilidad de aplicación, así como su alto desempeño y la garantía que este ofrece.

4.2.1.1 Generalidades.

La impermeabilización acrílica, comprende un sistema conformado por varias capas intercaladas con fibras de refuerzo de poliéster, creando de esta manera una cubierta impermeable de color rojo como revestimiento decorativo o como aislante térmico en color blanco.

Es un impermeabilizante en dispersión acuosa, formulado a base de resinas estiren-acrílicas, plastificantes y pigmentos, así como partículas cerámicas, que le dan propiedades de elasticidad, reflectividad y resistencia a la intemperie. Este sistema puede garantizar una durabilidad de 3 años.

La superficie a tratar debe tener la pendiente adecuada, mayor al 1.5% sin resaltos ni depresiones a fin de evitar futuras acumulaciones de agua. Las aristas y ángulos deben estar redondeados.

Ventajas:

- Es de fácil y rápida colocación.
- Al aplicarlo no requiere acabado, ya que contiene color.
- No requiere herramientas especiales para su aplicación.
- Buena resistencia a la elongación.
- Al alcance de cualquier presupuesto.
- Forma una membrana elástica continua e impermeable al agua.
- Permite puntear micro fisuras de hasta 0.2 mm.
- Resistencia a la intemperie, envejecimiento y radiación UV.
- Su viscosidad permite fácil aplicación en frío.
- No se quiebra ante la acción de bajas temperaturas.
- Permite su aplicación en superficies verticales o inclinadas.
- No tiene gran influencia en la carga permanente de la estructura.

Desventajas:

- No recomendable para superficies sujetas a tráfico.
- Requiere mantenimiento constante.
- A comparación de otros sistemas, su vida útil es limitado.

- Como aislante térmico, su efectividad es menor a otros sistemas de impermeabilización
- No brinda características al aislamiento acústico.

4.2.1.2 Especificación técnica.

IMPERMEABILIZACIÓN DE AZOTEAS CON PINTURAS ACRÍLICAS.

Descripción.

Por impermeabilización de azoteas se entiende la construcción de una barrera impermeable sobre la techumbre de una determinada edificación, ya sea que esta barrera se aplique directamente sobre una losa de concreto o, en algún caso excepcional sobre un enladrillado.

Materiales, herramientas y equipo.

Los materiales a utilizar comprenden en la pintura acrílica y la malla poliéster deberán ser verificados que la calidad y marca esté garantizada por un certificado de fábrica.

La elección del color del material acrílico será de acuerdo a la terminación que le quiera dar. Ya sea un acabado rojo, o un acabado blanco con mayor efectividad térmica.

El Ejecutor suministrará todas las herramientas, equipo y elementos necesarios para ejecutar el ítem, todos los materiales empleados deberán ser de primera calidad y antes de proceder a su instalación deben ser aprobados por el Supervisor.

Entre el equipo y metrial necesario comprende en:

Materiales	Herramientas y equipo
Pintura acrílica Base imprimante Membrana de Refuerzo	Espátula Escoba Rodillo o brocha Tijera Cuchilla

Ejecución.

La impermeabilización en azoteas se ejecutará una vez que la superficie de la losa esté completamente seca y firme para poder ser transitado.

La superficie debe estar limpia, libre de materiales y lisa, curada correctamente, lo cual garantiza que el impermeabilizante no se desprenda.

Limpia la superficie, se debe curar cualquier grieta con cemento plástico, para evitar filtraciones de humedad a través de ella y tener una superficie de aplicación homogénea. Se deben realizar refuerzos en aquellos lugares donde se producen, encuentros entre el piso y los muros, los desagües, las conexiones y ventilaciones, etc., es decir donde haya cambios de planos o ángulos. Para ello, se coloca una capa de impermeabilizante y aún húmeda se coloca una membrana de refuerzo, una vez seco se pasa una segunda mano de impermeabilizante.

Para el sellado de la superficie se aplica con cepillo, brocha o rodillo, una base imprimante que corresponde a un diluido con un 25% de agua, para formar una película adhesiva la misma que asegura la correcta adherencia del impermeabilizante sobre la losa, se deja secar por lo menos 2 horas.

Una vez seca la imprimación, se aplica la primera capa de acrílico con brocha, cepillo o rodillo, de forma uniforme sobre la superficie. Mientras se va esparciendo el producto impermeabilizante, aún húmedo, se va colocando la membrana de refuerzo, la cual es una membrana de poliéster flexible, presentada en rollos de 1.10 metros de ancho por 10 metros de largo, cuidando dejar un traslape de 10 centímetros en sus bordes, y en sentido contrario a la pendiente de la superficie, evitando que queden burbujas, bolsas de aire o falsas adherencias. Se recomienda dejar secar de por lo menos de 4 a 6 horas para poder aplicar la segunda capa de impermeabilizante de manera transversal a la primera, procurando no dañar la primera capa. El espesor mínimo en capa húmeda será de 0.8mm.

Medición

La unidad de medición de la impermeabilización de azoteas será el metro cuadrado medido en magnitud real, tomando en cuenta únicamente el área neta del trabajo ejecutado y de acuerdo a lo establecido a los planos de construcción.

Forma de Pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Impermeabilización de azotea con pintura acrílico.....m2

4.2.2 Impermeabilización Con Membrana Asfáltica.

El sistema prefabricado con membranas asfálticas es el sistema más avanzado y funcional dentro de las impermeabilizaciones, pero de la misma manera, el más técnico, costoso y difícil de aplicar.

4.2.2.1 Generalidades.

Para la impermeabilización con manto asfáltico, no es necesario aplicar varias capas de pastas impermeabilizantes, ni esperar a que seque, ya que todas las capas necesarias están integradas en el material prefabricado. Otra ventaja de una obra realizada con este sistema, es que requiere un mínimo mantenimiento.

El manto prefabricado, está conformado por una capa inferior plástica y otra capa superior dura; que lo hacen muy resistente y flexible a la vez; por tanto, soporta muchísimo tiempo sin deteriorarse. Este manto puede encontrarse con refuerzos de fibra de vidrio o fibras de poliéster, este último refuerzo es más resistente y presenta mayor flexibilidad, por lo que es el más utilizado. Dicho manto se encuentra en capas desde 2.6 milímetros el mayor.

Por su acabado aluminizado, refleja los rayos solares, mejorando el aislamiento térmico del local y de los materiales de la cubierta con mayor efectividad que el sistema acrílico. La superficie a tratar debe tener la pendiente adecuada, mayor al 1.5% sin resaltos ni depresiones a fin de evitar futuras acumulaciones de agua. Las aristas y ángulos deben estar redondeados.

Este sistema garantiza una vida útil de 5 años.

Ventajas:

- Libre de mantenimiento durante el tiempo de garantía.
- Sistema integral de protección por la colocación por termo fusión.
- Buena respuesta en azoteas con deficiente calidad en la superficie ya sea por fisuras o irregularidades leves ya que el material “flota” garantizando la impermeabilidad.
- Resistencia al tráfico ligero.
- Estupenda respuesta a la elongación y al tráfico.
- Rápida colocación.
- Resiste altas y bajas temperaturas sin afectar su elasticidad y resistencia.
- Los materiales empleados, el espesor, el peso por m² están debidamente controlados por fábrica.
- Óptima resistencia al envejecimiento y a la intemperie.
- Refleja los rayos solares, mejorando el aislamiento térmico del local y de los materiales de la cubierta.
- Cumple la doble función de aislante contra el agua y el vapor del agua.

Desventajas:

- Tiene un costo mayor a de los sistemas acrílicos.
- Requiere mano de obra y herramienta especial para su colocación.
- Las azoteas deben estar preferentemente regulares en su superficie.
- Con el tiempo la membrana se rigidiza y se rompe.
- No brinda características acústicas.
- El acabado no es estético.
- A pesar de su resistencia al tráfico ligero, no brinda la comodidad adecuada.

4.2.2.2 Especificación Técnica.**IMPERMEABILIZACIÓN DE AZOTEAS CON MEMBRANA ASFÁLTICA**

Por impermeabilización de azoteas se entiende la construcción de una barrera impermeable sobre la techumbre de una determinada edificación, ya sea que esta

barrera se aplique directamente sobre una losa de concreto o, en algún caso excepcional sobre un enladrillado.

Materiales, herramientas y equipo.

Los materiales a utilizar comprenden en la membrana asfáltica e imprimador, el cual es un líquido asfáltico de baja viscosidad a base de solventes. Dichos materiales deberán ser verificados que la calidad y marca esté garantizada por un certificado de fábrica.

El Ejecutor suministrará todas las herramientas, equipo y elementos necesarios para ejecutar el ítem, todos los materiales empleados deberán ser de primera calidad y antes de proceder a su instalación deben ser aprobados por el Supervisor.

Entre el equipo y material necesario comprende en

Materiales	Herramientas y equipo
Manto asfáltico	Soplete
Base imprimante	Cepillo
	Cuchilla
	Rodillo o brocha
	Guantes
	Botas

Ejecución

La impermeabilización en azoteas se ejecutará una vez que la superficie de la losa esté completamente seca y firme para poder ser transitado.

La superficie de aplicación debe estar completamente limpia, libre de partículas sueltas, así como de grasa y materia orgánica. Se requiere una superficie parcialmente lisa, y sin necesidad de curar grietas que presente, a menos que el impermeabilizador lo considere por la magnitud de éstas.

En los vértices se deberá redondear con la aplicación de mortero, como por ejemplo los encuentros entre el piso y muro.

Se debe tener en cuenta en los encuentros de losa y muro la altura de los bordes de la membrana no serán menores a 15cm. Y que la colocación permita doble capa de

membrana asfáltica.

Se deben realizar refuerzos en puntos críticos como ser, los desagües, las conexiones y ventilaciones, etc., es decir donde haya cambios de planos o ángulos. Para ello, se coloca doble capa de impermeabilizante.

Al tener una superficie limpia, se procede a colocar la base del imprimador, el cual es un líquido asfáltico de baja viscosidad a base de solventes. Se aplica mediante cepillos, brochas o rodillos. Esperar de 6 a 8 horas para que la imprimación seque para poder proceder con la impermeabilización.

Para la instalación del manto prefabricado, una vez secado el imprimante, se debe extender el rollo de membrana para que ésta se adapte a la superficie eliminando ondulaciones, los rollos deben colocarse perpendicularmente a la corriente de agua desde la parte más baja así a la más alta de la superficie cuidando la alineación de este, respetando traslapes de 10 centímetros.

Con un soplete se calienta progresivamente la superficie que estará sobre la losa hasta fundir la película de polipropileno, inmediatamente hacer que se adhiera a la base imprimada, se debe presionar ligeramente contra la base para lograr una adhesión correcta.

Por último, se deben rematar los traslapes pasando la flama a lo largo de los mismos, esparciendo el sangrado del asfalto reblandecido con una espátula, para lograr un sellado liso y hermético.

Se debe asegurar el orden del traslape, evitando que esté sea en dirección al desnivel, para poder prever futuras filtraciones de agua en dichas juntas.

Medición

La unidad de medición de la impermeabilización de azoteas será el metro cuadrado medido en magnitud real, tomando en cuenta únicamente el área neta del trabajo ejecutado y de acuerdo a lo establecido a los planos de construcción.

Forma de pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Impermeabilización de azotea con membrana asfáltica.....m2

4.2.3 Impermeabilización con Revestimiento Cerámico.

El sistema de impermeabilización con cerámicos, que es una alternativa más para resolver constructivamente la impermeabilización en las azoteas que depende especialmente del uso que se le dará a la superficie y de la accesibilidad para mantenimiento.

4.2.3.1 Generalidades.

La impermeabilización con cerámico, comprende en el revestimiento de la supervise de la losa con baldosas de cerámicas esmaltadas, en general son homogéneos y poseen baja porosidad, las cuales por sus características pueden resistir las contracciones y dilataciones por exposición a la intemperie brindando una larga duración, haciendo que el mantenimiento sea mínimo.

Este método es más fácil de aplicar por que no requiere de equipo y personal especializado.

Las baldosas además de cumplir como aislante al paso del agua, funcionan como aislante térmico y acústico ya que evita que el calor del sol pegue directamente en la losa.

Al ser una terminación esmaltada la resistencia al escurrimiento del agua, es mucho menor a en comparación a los anteriores sistemas ya mencionados por lo que con una pendiente adecuada será como mínimo al 1% sin resaltos ni depresiones a fin de evitar futuras acumulaciones de agua.

Este sistema garantiza una vida útil alrededor de 10 años.

Ventajas:

- Mantenimiento mínimo, esto en las juntas de dilatación.
- Estupenda resistencia al tráfico.

- Colocación limpia y rápida.
- No se requiere de equipamiento y personal especializado.
- Resistente a altas y bajas temperaturas, sin afectar su elasticidad y resistencia.
- Los materiales empleados, el espesor, el peso por m² están debidamente controlados por fabrica.
- Optima resistencia al envejecimiento y a la intemperie.
- Por las características de la terminación y espesor de este sistema funciona como aislante térmico y acústico al evitar que el calor solar llegue directamente a la losa.
- Cumple la doble función de aislante contra el agua y moderadamente al vapor del agua.
- Por su terminación esmaltada, brinda menos resistencia al flujo del agua. Por lo que se puede usar pendientes como mínimo del 1 %.
- Vida útil mucho mayor a los que brindan los sistemas bituminoso y acrílico mencionados.
- Acabado estético.

Desventajas:

- Tiene un costo mayor a de los anteriores sistemas mencionados.
- Las azoteas deben estar preferentemente regulares en su superficie.
- Pueden presentar fallas de fábrica con el esmalte, se debe verificar que el esmalte no este quebradizo.
- La carga permanente a considerar es mayor a la de los anteriores sistemas.

4.2.3.2 Especificación Técnica.

IMPERMEABILIZACIÓN DE AZOTEAS CON REBESTIMIENTO CERÁMICO.

Descripción.

Por impermeabilización de azoteas se entiende la construcción de una barrera impermeable sobre la techumbre de una determinada edificación, ya sea que esta barrera se aplicará directamente sobre una losa de concreto, con la colocación de mosaicos esmaltados de IP IV en la azotea como se indican en los planos.

Materiales, herramientas y equipo

El mortero de cemento y arena a emplearse para la colocación de los mosaicos esmaltados será de proporción 1:3.

El mosaico será del tipo tráfico medio a moderado del tipo PI-4. Por su alta resistencia a la intemperie.

El Ejecutor, previa a la adquisición del material, deberá presentar a consideración de la supervisión de la cerámica que cumpla con las características necesarias.

Se emplearán cemento Pórtland y arena de acuerdo a las especificaciones de materiales de este documento

Materiales	Herramientas y equipo
Cerámico Esmaltado Cemento adhesivo Cemento Blanco	Cuchara Llana dentada Mazo de goma Nivel de gota Cinta métrica. Separadores Llana de goma

Ejecución.

La impermeabilización en azoteas se ejecutará una vez que la superficie de la losa esté completamente seca y firme para poder ser transitado.

Se verifica que la superficie de la losa este perfectamente nivelada con una pendiente no menor al 1 % y libre de cualquier materia extraña, basura y/o material suelto, se colocará el cerámico con mortero de cemento blanco y arena fina en proporción 1:3.

Se debe tener especial cuidado en aplicar el mortero de cemento en toda la superficie de la cerámica, para evitar que presenten un sonido hueco a impactos.

Una vez colocadas las piezas se rellenan las juntas entre las mismas empleando lechada de cemento blanco.

Se debe evitar el tránsito sobre la superficie recién colocada durante al menos tres días que es el periodo mínimo de fraguado y endurecimiento del mortero.

Medición.

La unidad de medición de la impermeabilización de azoteas será el metro cuadrado medido en magnitud real, tomando en cuenta únicamente el área neta del trabajo ejecutado y de acuerdo a lo establecido a los planos de construcción.

Forma de Pago.

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Impermeabilización de azotea con revestimiento cerámico.....m²

4.3 PRESUPUESTO.

La aplicación de impermeabilizantes resulta una consideración importante en la planificación de una obra, la aplicación de tratamientos a los miembros estructurales, se realiza en búsqueda de resultados positivos, que permitan la durabilidad del mismo. Cada sistema funciona de una forma distinta sobre el concreto, y en consecuencia, el resultado en cuestión de funcionalidad, será diferente.

Los resultados de precios unitarios son los siguientes.

- Sistema de Impermeabilización Acrílica.
Se tiene un costo de: 75.66 bs/m²
- Sistema de Impermeabilización con Membrana Asfáltica.
Se tiene un costo de: 114.00 bs/m²
- Sistema de Impermeabilización con Revestimiento Cerámico.
Se tiene un costo de: 189.20 bs/m²

Sistema	Material	Unid.	Rend.	Equipo / Herramienta	Aislante Acústico	Aislante Térmico	Transitable	Pendiente	Mano de Obra	Vida útil	Precio Bs/m2
Acrílico (pinturas)	Pintura acrílica	lt	0,8	Espátula Escoba Rodillo o brocha Tijera Cuchilla	No brinda aislamiento acústico.	En color blanco por reflectividad del sol. Colaborando en aislamiento térmico.	No recomendable para el tráfico.	$S \geq 1,5\%$	Especializada	3 años	75,66
	Membrana de Refuerzo	m2	1,12								
Membrana Asfáltica	Base Imprimante	lt	0,7	Soplete. Cepillo. Cuchilla. Rodillo o brocha. Guantes. Botas.	No brinda aislamiento acústico.	Por su terminación aluminizada, brinda aislación térmica.	No recomendable para el tráfico.	$S \geq 1,5\%$	Especializada	5 años	113,92
	Membrana asfáltica	m2	1,12								
Revestimiento cerámico	Cerámico Esmaltado	m2	1	Cuchara. Lana dentada. Mazo de goma. Nivel de gota. Cinta métrica. Separadores. Lana de goma.	Colabora en el aislamiento acústico.	Colaboran como aislante térmico al evitar que el calor del sol llegue directamente a la loza	Estupenda resistencia al tráfico	$S \geq 1,0\%$	No Especializada	10-15 años	189,18
	Cemento adhesivo	kg.	11,11								
	Cemento Blanco	kg.	0,55								
	Arena Fina	kg.	0,024								

Tabla 16: Resumen comparativo de sistemas de impermeabilización, Elaboración Propia.

El sistema de impermeabilización con pinturas acrílicas es el más económico pero siendo el de menos duración, que en un periodo de 3 años se debe volver a pintar o reemplazar el material.

Con las membranas asfálticas, por la exposición a la intemperie estas llegan a rigidizarse y quebrarse, según el fabricante la vida útil de este material es de 5 años. Posteriormente se procede al retiro del material para reemplazarlo.

En el caso de los cerámicos, estos tienen una larga duración, sólo se requería de inspecciones en lapsos de tiempo para verificar el estado de las juntas y cerámicos que estén sueltos, implicando el reemplazo o reparación de la zona dañada.

Para un periodo de tiempo en función a la vida útil del revestimiento cerámico, suponiendo su reemplazo en periodo de 15 años. El costo de mantenimiento de la impermeabilización en la azotea de 374.66 m² será de:

- Sistema de Impermeabilización Acrílica.

Se tiene un costo de: 244.50 bs/m²; para el proyecto significa un monto de 91604 bs.

- Sistema de Impermeabilización con Membrana Asfáltica.

Se tiene un costo de: 235.86 bs/m²; para el proyecto significa un monto de 88367 bs.

- Sistema de Impermeabilización con cerámicos.

Se tiene un costo de: 114.00 bs/m²; para el proyecto significa un monto de 53951 bs.

Sumado con el costo inicial se tiene:

- Sistema de Impermeabilización Acrílica.

Se tiene un costo de: 119955 bs

- Sistema de Impermeabilización con Membrana Asfáltica.

Se tiene un costo de: 131049 bs

- Sistema de Impermeabilización con cerámicos.

Se tiene un costo de: 113618 bs

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

4.1 CONCLUSIONES:

Del presente proyecto “Diseño Estructural del Edificio Instituto Nacional de Estadística Tarija” se llegó a las siguientes conclusiones:

- Con la implementación del proyecto “Diseño Estructural del Edificio Instituto Nacional de Estadística Tarija” se brindará una infraestructura moderna y adecuada para la institución INE que se encarga en generar datos estadísticos que son usados para la formulación de políticas públicas, organizaciones institucionales, investigadores y sociedad civil en general. Dando solución al problema de no contar con una infraestructura propia.
- Para la determinación de la resistencia admisible del subsuelo en el lugar de emplazamiento, realizando el ensayo de S.P.T. Se lograron los siguientes resultados de tres pozos de estudio a una profundidad de 3 m. el primer pozo presenta una resistencia admisible de 4.00 kg/cm^2 , el segundo con una resistencia admisible de $3,80 \text{ kg/cm}^2$ y el tercero con una resistencia de $2,80 \text{ kg/cm}^2$. Siendo en los tres casos un suelo arcilloso consolidado con resistencias admisibles muy elevadas, lo que nos indica que es un suelo muy bueno para la fundación; teniendo estos resultados y la magnitud de la estructura fueron los parámetros preponderantes que definieron el tipo de fundación que se utilizó; siendo la mejor alternativa zapatas aisladas.
- Por el elevado costo y complejidad en la excavación de un suelo consolidado a una profundidad de 3 m, por la incertidumbre del tipo de suelo que se pueda tener a una profundidad mayor a 3 m. y por los elevados valores admisibles de resistencia del terreno, la fundación se realizó a una profundidad de 2 m. con una resistencia admisible de $2,30 \text{ kg/cm}^2$. Siendo este valor minorado por cuestiones de seguridad para el diseño de las fundaciones.

- El desarrollo del cálculo estructural se realiza empleando el cypecad, para una posterior verificación del dimensionamiento de los elementos más solicitados de la estructura donde los resultados obtenidos cumplen satisfactoriamente bajo la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.
- Debido a la luces de las vigas que están entre 3 m. a 6.80 m. se planteó dos sistemas de losas. Siendo las losas alivianada con viguetas pretensadas para luces iguales o menores a los 5 m. siendo apropiadas para sobrecargas de uso convencionales, por la facilidad y rapidez constructiva disminuyendo el costo de mano de obra, tiempo de ejecución y ahorro de encofrados, lo que permite un ahorro económico considerable; y para las luces mayores se diseñaron losas reticulares, ya que este tipo de losas presentan mayores cualidades en cuanto a funcionalidad en luces iguales o mayores a los 6 metros con sobrecargas de uso considerables; por tener un comportamiento de distribución de cargas bidireccional siendo más eficiente que el comportamiento unidireccional de las losas con viguetas pretensadas.
- El comportamiento de las losas sobre apoyos aislados es diferente al de las losas con vigas descolgadas, debido a las condiciones de apoyo; cuando las losas disponen de vigas embebidas se produce un trabajo integrado de losas y vigas por el grado hiperestático en cuanto a sus condiciones de apoyo, dando lugar a que las cargas sean transmitidas en una dirección para poder alcanzar los apoyos; la metodología más adecuada para el cálculo de este tipo de losas es el método directo una variante de los métodos clásicos el cual se centra en el uso de tablas modeladas por medio del Análisis Matricial de Estructuras.
- Los sistemas de impermeabilización analizados en el presente proyecto varían en costo de material, mano de obra, herramientas y vida útil. Donde los sistemas de pinturas acrílicos y membranas asfálticas se requiere de mano de obra especializada, el sistema de revestimiento cerámico se requiere de un maestro albañil. Siendo inicialmente el sistema más económico el de pinturas acrílicas

con un 30 % en comparación a la membrana asfáltica y 60 % frente a los revestimientos cerámicos.

- El colocado de cerámicos en la azotea implica un costo inicial mayor a los otros métodos, pero con un mantenimiento mínimo durante un periodo aproximado de 10 a 15 años. Siendo su mantenimiento el más económico frente a las pinturas acrílicas con un 53 % y con las membranas asfálticas un 48 %; considerando el costo inicial se observó que el revestimiento de cerámicos es el más económico pero con una mínima diferencia de 6 % con el sistema acrílico y un 13 % frente a las membranas asfálticas.
- Las pendientes mínimas indicadas por los fabricantes para azoteas son importantes ya que implica una carga adicional en la losa, siendo los materiales acrílicos y asfálticos que demandan mayor pendiente $S \geq 1.5 \%$; lo que significa una carga adicional de aproximadamente 10 % por el hormigón a usar para dicha pendiente. Los cerámicos por su terminación esmaltada, con una pendiente de $S \geq 1 \%$; implica una menor cantidad de material para obtener dicha pendiente.
- Sumando los lapsos para la realización de cada ítem, según la secuencia lógica se pudo determinar el tiempo estimado de ejecución que es de 306 días calendarios. Dicho valor se encuentra dentro del rango de ejecución para obras similares.
- El costo estimado del proyecto según el presupuesto es de Bs. 2`792.054,60. Por lo tanto el costo por metro cuadrado es de: \$ 325. Estando dentro del rango en costos para obras similares. El costo no contempla lo referente a instalaciones.

4.2 RECOMENDACIONES:

- Antes de fundar se recomienda realizar una verificación de la capacidad portante del terreno, con el número de pozos de estudio y profundidad que se crean necesarios.
- Se debe tomar muy en cuenta la información del diseño arquitectónico para poder determinar el tipo de estructura a diseñar observando el número de niveles, las distancias de luces entre las columnas y el uso que se le dará a cada ambiente para así poder determinar la sobrecarga de uso, la estructura de sustentación y el tipo de forjados a utilizar.
- De acuerdo a criterio, si es necesario, se puede modificar la disposición de las columnas y vigas de los planos arquitectónicos, buscando una estructura más funcional pero sin comprometer la estética de la estructura y los volúmenes de los ambientes.
- La correcta ubicación de columnas y vigas es fundamental para obtener secciones y armaduras similares o semejantes en la mayoría de los pórticos de la estructura, sin descuidar la seguridad y estética. Al ser los elementos estructurales similares se facilitará el proceso constructivo y el ahorro de material.
- Se deberá obedecer las recomendaciones y limitaciones que nos ofrecen las normas, para que la estructura tenga un comportamiento óptimo y sea segura para el público.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento de la estructura.
- Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado, deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la

colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueas o espacios vacíos.

- Bajo la zapata debe disponer siempre 10 cm de hormigón de limpieza, para evitar que el hormigón y el acero entren en contacto con el suelo y se pueda contaminar provocando la corrosión en el acero y degradación del hormigón.
- Cuando la estructura no tiene una cubierta; se debe realizar un tratamiento de impermeabilización de la azotea para evitar las filtraciones y así poder asegurar la calidad de la obra en sus condiciones (exteriores e interiores); que garanticen el bienestar de los ocupantes.
- Se debe dar las pendientes adecuadas en la azotea de acuerdo al método a utilizar para la impermeabilización; para sistemas acrílicos y asfálticos con pendientes no menores a 1,5 % y con revestimiento cerámico no menor a 1 %; evitando zonas de encharcamiento, así el sistema impermeabilización pueda funcionar adecuadamente.
- Independiente del tratamiento de impermeabilización a utilizar, para una aplicación efectiva se recomienda la limpieza de la superficie para garantizar la adherencia del producto a utilizar.
- Al momento de dar la pendiente en la azotea, se debe tener en cuenta la longitud que recorrerá el agua para evacuarse, esta longitud no deberá ser extensa ya que implica un incremento de espesor de la losa, siendo que a mayor longitud para una determinada pendiente el desnivel será mayor. Si es el caso de grandes azoteas se debe dar varias caídas a distintos puntos para que el trayecto a recorrer del agua sea el adecuado.
- Para el mejoramiento del proyecto es indispensable el estudio ambiental, diseño de la instalación eléctrica, el diseño de la instalación de agua potable, pluvial e instalación sanitaria con sus respectivos planos, para cumplir con el proyecto a diseño final.