

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1. El Problema

El crecimiento acelerado de la población, conjuntamente al de la ciudad de Tarija de forma horizontal en los barrios, ha producido en los últimos años el alejamiento espacial de los individuos de los centros sociales, culturales y religiosos, problema que se va agudizando cada vez más a medida que pasa el tiempo por falta de una planificación que no acompaña el crecimiento y desarrollo de la ciudad.

El barrio Narciso Campero es parte del distrito 9 de la ciudad de Tarija, que tiene una densidad poblacional relativamente baja pero que se encuentra dentro de la mancha urbana en crecimiento, su principal problema es su alejamiento espacial de los centros sociales y religiosos, situación que causa incomodidad en sus habitantes ya que para desarrollar sus actividades religiosas las tienen que llevar a cabo en alguna Iglesia o capilla que se encuentran mayormente lejanas al mismo, o simplemente las realizan en la cancha polifuncional de la unidad educativa del barrio, que es un espacio no muy apto para este tipo de celebraciones y es por eso que contar con una infraestructura religiosa se ha convertido en una necesidad urgente para los vecinos de este barrio.

- Planteamiento del problema

De acuerdo a una serie de reuniones del barrio Narciso Campero los vecinos y la junta directiva al analizar las falencias del barrio determinaron destinar un área de equipamiento para la construcción de alguna infraestructura donde se podrían realizar actividades religiosas católicas.

Dadas las características religiosas de la población del barrio Narciso Campero que en su mayoría son de la religión Católica Apostólica Romana la solución al planteamiento del problema de infraestructura religiosa se resumen en:

- Diseño y construcción de salón multifuncional
- Diseño y construcción de Capilla Católica.
- Diseño y construcción de Iglesia Católica.

- Formulación

Con la implementación de una infraestructura religiosa se podría llegar a reducir o paliar este problema o falencia que viene aquejando a los vecinos del barrio Narciso Campero.

Por lo tanto en consecuencia con el perfil de la Propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil se estableció que la alternativa de solución viable por tratarse de un barrio altamente de religión Católica Cristiana Apostólica Romana y por el tamaño del área destinada a la infraestructura religiosa, es una **Capilla Católica**, en la cual se pueden programar una serie de horarios de atención más amplia de acuerdo a las necesidades de los vecinos del Barrio Narciso Campero.

- Sistematización

La alternativa propuesta de una **“Capilla Católica”** con cubierta metálica y estructura de H^ºA^º es la solución viable técnica, estética y económica; de acuerdo al análisis previo que se realizó en el perfil de la Propuesta de Proyecto de Ingeniería Civil y según la información secundaria del mismo.

1.2. Ubicación

El área del proyecto se encuentra en el Barrio Narciso Campero Distrito 9 de la ciudad de Tarija, sobre la Av. La Gamoneda y Av. M.Q. Santa Cruz frente a la plaza principal del Barrio, colinda al Noreste con la propiedad de la familia del Sr. Mario Cazón Guevara y al Noroeste con la propiedad de la familia del Sr. Gabriel Narváez.

Cabe resaltar que la ubicación del terreno del proyecto es privilegiada ya que alrededor de éste se encuentran la plaza principal del barrio, el colegio, un centro de capacitación que trabaja con niños y lo más importante está ubicado sobre la avenida principal del barrio que es destino obligatorio de tránsito para de los vecinos de los barrios colindantes.

El terreno donde se emplazará el proyecto tiene en su extremo final las siguientes coordenadas geográficas de: 21°39' 41.93" Sur y 64° 42' 42.72" Oeste, con una elevación de 1880 m.s.n.m.

1.3. Justificación

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

1.3.1. Académica

Aplicar y articular los conocimientos teóricos y prácticos adquiridos en las diferentes asignaturas de la carrera de ingeniería civil, en el diseño estructural de una edificación de uso público.

1.3.2. Técnica

Se realizará un análisis técnico de acuerdo a normativa en el cálculo y diseño de la estructura de sustentación, según la información de la zona y los resultados de los estudios necesarios que vayan a realizarse; en lo que respecta la topografía y estudio de suelos.

1.3.3. Social

Realizar extensión social mediante el diseño de la estructura de sustentación y de esta manera ayudar a contribuir a reforzar los valores religiosos, culturales y empezar a solucionar de cierta manera los problemas de incomodidad que se presentan por falta de una infraestructura religiosa en el Barrio Narciso Campero y en la zona; ya que a través del “Diseño Estructural Capilla Católica” se logrará concretar una base sólida para trabajar en la captación de recursos económicos que financiaran la construcción futura de dicha infraestructura que es de mucha importancia para los vecinos del Barrio Narciso Campero y barrios colindantes que se encuentran alejados.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Realizar el diseño estructural de la “Capilla Católica” Barrio Narciso Campero de la ciudad de Tarija, cumpliendo los lineamientos de diseño de la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 en la parte de la estructura de la edificación y la Norma Americana del Método de Factores de Carga y Resistencia LRFD en la parte

de la estructura metálica de la cubierta, para garantizar su estabilidad y resistencia requerida.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Obtener el perfil longitudinal y curvas de nivel del área del proyecto mediante un levantamiento topográfico con Estación Total para emplazar la estructura de la edificación en el terreno y calcular los volúmenes de relleno.
- Realizar el estudio de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación, dato que se utilizará en el diseño de los elementos de cimentación.
- Realizar el diseño y dimensionamiento de fundaciones, columnas, vigas y losas de toda la estructura de sustentación de H°A°.
- Diseñar y dimensionar la estructura de la cubierta metálica.
- Realizar una verificación manual de los resultados del análisis del diseño estructural del programa SAP 2000 y CYPECAD.
- Determinar el costo y tiempo referencial de ejecución de la edificación de la estructura de sustentación.

1.5. Alcance

El presente trabajo sólo se enfocará en el diseño estructural de la edificación, por lo tanto se realizará el levantamiento topográfico del área de emplazamiento de la estructura, análisis de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación y en base a esta información del terreno se realizará el plateo estructural y posterior diseño de las fundaciones, columnas, vigas y losas de H°A°, como también el diseño de la cubierta metálica que será realizado por norma.

En consecuencia se plasmará todo el diseño y cálculo realizado, en un ejemplar que contendrá la memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, costo y tiempo de ejecución física del proyecto según planeamiento.

CAPÍTULO II

DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DEL PROYECTO

2.1. Aspectos Físicos

2.1.1 Localización

País:	Bolivia
Departamento:	Tarija
Provincia:	Cercado
Distrito:	9
Sección:	Primera
Municipio:	Ciudad de Tarija
Barrio:	Narciso Campero

2.1.2. Ubicación Geográfica

2.1.2.1. Latitud y Longitud

El Departamento de Tarija se ubica en el extremo Sur Este del país, entre los paralelos 20° 53' 00'' y 22° 52' 30'' de latitud Sur y entre los meridianos 65° 25' 48'' y 62° 15' 34'' de longitud Oeste.

La provincia Cercado se sitúa al Noreste del Departamento de Tarija, entre los paralelos 20° 56' y 21° 36' de latitud Sud y los 64° 05' y 65° 13' de longitud Oeste.

El Barrio Narciso Campero es parte del Municipio de la ciudad de Tarija y la provincia Cercado, que política y administrativamente corresponde a la primera sección de la provincia, el terreno donde se emplaza el proyecto tiene en su extremo final las coordenadas de 21°39' 41.93'' Sur y 64° 42' 42.72'' Oeste con una elevación de 1880 m.s.n.m.

2.2. Características de la zona

2.2.1. Clima

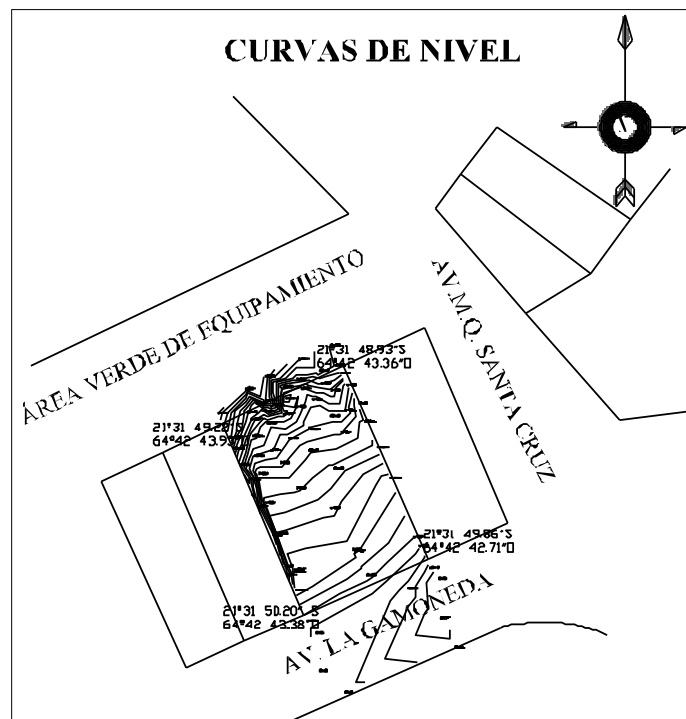
La ciudad de Tarija tiene un clima templado agradable y según los registros del SENAMHI para la estación pluviométrica de la zona del aeropuerto y un registro desde 1962 al 2005.

La temperatura máxima media es de 26.0 °C, la temperatura mínima media es de 9.5 °C, la temperatura media 17.8 °C, la temperatura máxima extraordinaria es de 39.3 °C, la temperatura mínima extraordinaria -9.5°C.

Presenta una humedad relativa media anual de 59 %. Además de 65 días de lluvia al año y vientos de 5.9 km/hr como velocidad media anual.

2.2.2. Topografía

La topografía de la zona de emplazamiento tiene como característica un desnivel del terreno que es característico de este barrio de la ciudad.



Topografía de la zona.

Fuente: Levantamiento Topográfico.

2.3. Vías de acceso

2.3.1. A la ciudad

La ciudad de Tarija cuenta con los siguientes accesos:

Tarija-Potosí: Comunica al departamento con las ciudades del norte, como la sede de gobierno y la capital del país.

Tarija-Bermejo: comunica a la ciudad de Tarija con la ciudad de Bermejo y también permite el acceso al vecino país de Argentina, y es transitable todo el año.

Tarija-Yacuiba: Comunica la capital del departamento con la ciudad de Yacuiba, además en Palos Blancos existe un ramal que permite la comunicación hacia Villamontes y Santa Cruz.

2.3.2. A la zona

La vía de comunicación a la zona de emplazamiento del proyecto es mediante la Av. La Gamoneda y Av. Marcelo Q. Santa Cruz, pudiéndose tomar como medio de transporte los micros de la línea E que pasan por inmediaciones de la zona.

2.4. Aspecto Socioeconómico

2.4.1. Población

2.4.1.1. Datos demográficos

De acuerdo al Censo Poblacional realizado en 2001, la población para ese año en el municipio de Tarija alcanzaba 153,457 habitantes, y una tasa media de crecimiento para el período 1992-2001 alta de 3,2% anual. La misma explica que Tarija es un departamento de población predominantemente joven, con 59% de su población está en el rango de 0 a 24 años.

La densidad demográfica obtenida para el año 2001 fecha del último censo fue de 75 habitantes por kilómetro cuadrado, para una población de 153457 habitantes y una superficie de 2047 km².

POBLACIÓN URBANA DE LA CIUDAD TARIJA POR DISTRITO.				
Configurada por Distrito, Tasa de crecimiento anual de 3.77 %.				
Districtos	Población según el Censo del año 2001.	Población Proyectada Para el año 2008.	Hombres 48 %	Mujeres 52 %
Total	135.783	182.566	87.632	94.934
Z.C.P.	24.601	33.077	15.877	17.200
6	15.865	21.331	10.239	11.092
7	15.387	20.688	9.930	10.758
8	18.312	24.621	11.818	12.803
9	18.748	25.207	12.099	13.108
10	15.807	21.253	10.201	11.052
11	7.914	10.641	5.108	5.533
12	5.085	6.837	3.282	3.555
13	14.064	18.910	9.077	9.833
Fuente: Véase Boletín; Estadísticas Departamentales., Autor: INE.				

2.4.2. Actividades económicas

La actividad económica principal dentro el municipio de Tarija es el comercio al por mayor y menor, agricultura, ganadería, caza y silvicultura.

Así también se cuentan con estrategias productivas como ser: la producción de semillas para cultivos agrícolas, cultivo de frutas de pepita, cría de ganado vacuno, uva, turismo y servicios de consultoría en gestión empresarial.

Además de estas actividades el principal atractivo turístico que genera ingresos es el carnaval tarijeño.

2.5. Aspecto religioso y cultural

2.5.1. La religión o culto.

Se estima que un 80% a 90% de los bolivianos son católicos, si bien se han incorporado al culto, elementos religiosos indígenas. En los últimos años, ha habido un gran crecimiento de diversos grupos cristianos evangélicos.

La Religión predominante en la ciudad de Tarija es la Católica, pero la libertad de culto ha propiciado que actualmente en la ciudad también se asienten otras sectas Cristianas como los Mormones, los Bautistas y otras sectas, las que primordialmente se ubican en el distrito central y periurbano.

De acuerdo a estadísticas Tarija es una ciudad con raíces cristianas muy arraigadas a la religión Católica Apostólica Romana, siendo el Santo Patrono de la ciudad de Tarija San Roque y la Virgen de Chaguaya.

2.5.2. Festividades en la Ciudad.

El calendario festivo tarijeño está regido por la religión Católica y sus santos las festividades son muy singulares por sus elementos costumbristas únicos para cada festividad, que se realizan durante cada uno de los meses del año, estas festividades son realizadas por el municipio en combinación con los vecinos de los lugares que albergan la festividad.

Ciudad de Tarija	CALENDARIO FESTIVO DE LA CIUDAD DE TARIJA.	
Festividades.	Motivos.	Fecha.
Fiesta de Reyes.	Costumbrista.	Enero.
Carnaval.	Costumbrista.	Febrero - Marzo.
La Pascua.	Religioso.	Abril - Mayo.
San Juan.	Costumbrista.	Junio .
Santa Anita.	Costumbrista.	Julio.
Chaguaya.	Religioso.	Agosto.
San Roque.	Religioso.	Agosto.
Fiesta de Rosario.	Religioso.	Octubre.
Todos Santos.	Religioso.	Noviembre.
Navidad.	Religioso.	Diciembre.
Año Nuevo.	Costumbrista.	Diciembre.
Fuente: UTEPLAM, Autor: H. Alcaldía Municipal Cercado.		

2.6. Servicios básicos en el municipio

2.6.1. Agua potable

La cobertura del agua potable por cañería en el municipio de Tarija, alcanza un 78 %, sin embargo el mayor problema por resolver, está referido a la búsqueda de nuevas fuentes para el abastecimiento de agua, a fin de cubrir el déficit de la oferta de agua para satisfacer los nuevos asentamientos, en función al crecimiento acelerado de la población.

Entre las actuales fuentes de abastecimiento se consideran los ríos Erquis y La Victoria y las aguas subterráneas provenientes de los pozos perforados existentes, como los del Estadio, Villa Fátima, Morros Blancos y Alimentos Balanceados, además del agua proveniente de las estaciones de bombeo del Río Guadalquivir.

2.6.2. Servicio Eléctrico

El servicio de energía eléctrica tiene una cobertura de 83%, significando que de un total de 39913 viviendas, 33128 cuentan con el servicio. El servicio de energía eléctrica de la ciudad de Tarija se encuentra bajo la administración de SETAR, empresa que cuenta con una potencia instalada de 40 Mw en sus diferentes centros de generación, correspondiendo 32Mw a centrales termoeléctricas y 8 Mw a centrales hidroeléctricas.

2.7. Servicios básicos en la zona

2.7.1. Agua Potable y Alcantarillado Sanitario

La zona del Barrio Narciso Campero en la cual se propone la construcción de la Capilla cuenta con un servicio de agua potable y alcantarillado sanitario que es administrado por la Cooperativa de Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario Tarija COSAALT Ltda.

2.7.2. Alcantarillado Pluvial

En la actualidad la zona de emplazamiento no cuenta con un sistema de recolección de aguas de lluvia, sin embargo por encontrarse en la cercanía de una quebrada, no presenta un problema mayor ya que se evacúan estas aguas con ayuda de la pendiente natural de la zona.

2.7.3. Servicio Eléctrico

Actualmente la cobertura de energía eléctrica por parte de SETAR servicios eléctricos Tarija, es total en la zona ya que se cuenta con un servicio de baja tensión como es común para el consumo familiar, además es importante resaltar que la zona tiene acceso a cables de media tensión, lo cual es indispensable para la cantidad de potencia necesaria para una capilla.

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

3. Introducción

El presente marco teórico contempla todo el fundamento teórico que se utilizará para elaborar la ingeniería del proyecto desarrollada en el capítulo IV.

3.1. Levantamiento Topográfico

3.1.1. Definición

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.

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

3.1.2. Levantamiento con estación total

Una de las grandes ventajas de levantamientos con estación total es que la toma y registro de datos es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

Generalmente estos datos son archivados en formato ASCII para poder ser leídos por diferentes programas de topografía, diseño geométrico y diseño y edición gráfica.

Modelo de Salida de Datos de la Estación Total

PTO	NORTE	ESTE	COTA	OBS
------------	--------------	-------------	-------------	------------

0	2500.000	5000.000	154.32	EST
---	----------	----------	--------	-----

1	2486.998	4974.804	154.65	BC
---	----------	----------	--------	----

2	2487.248	4976.846	154.62	BC		
3	2480.392	4977.804	154.58	BD		
		4	2467.392	4977.804	154.56	BC
5	2452.392	4980.804	154.41	BC		

3.1.3. Las Curvas de Nivel

Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación del cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

Una curva de nivel es la traza que la superficie del terreno marca sobre un plano horizontal que la intersecta, por lo que podríamos definirla como la línea continua que une puntos de igual cota o elevación.

Si una superficie de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrá igual número de curvas de nivel, las cuales al ser proyectadas y superpuestas sobre un plano común, representarán el relieve del terreno. El concepto de curvas de nivel se ilustra en la figura 2.1

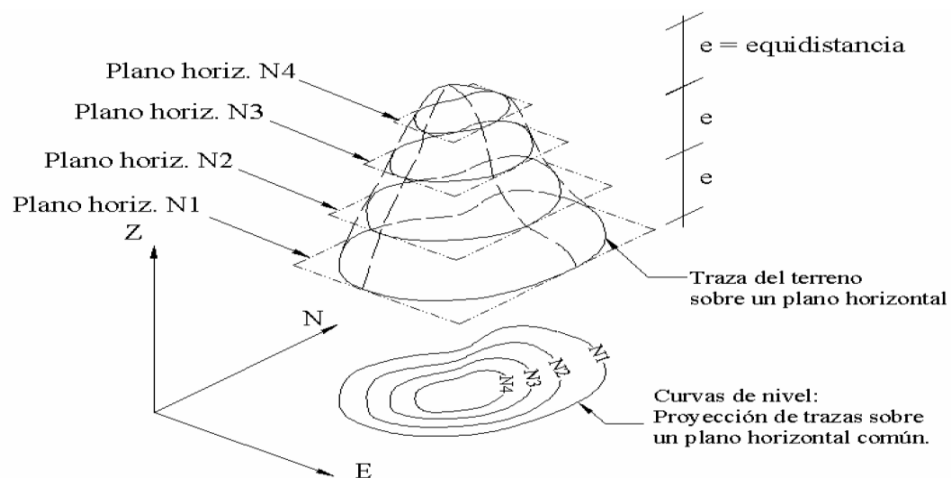


Fig. 3.1 Representación del concepto de curva de nivel

3.1.4. Método de Radiación

El método de radiación es el método comúnmente empleado en levantamientos de superficies de mediana y gran extensión, en zonas de topografía accidentada, con vegetación espesa.

Este método se apoya en una poligonal base previamente levantada a partir de cuyos vértices se hacen radiaciones a fin de determinar la ubicación de los puntos de relleno y de detalles.

Los equipos utilizados para levantamiento por radiación son el teodolito y mira vertical o estación total y prisma.

En caso de utilizar teodolito y mira vertical, se deben anotar los ángulos verticales y horizontales y las lecturas a la mira con los hilos distanciométricos.

Cuando se usa estación total con prisma, generalmente los puntos quedan grabados automáticamente por sus coordenadas, en un archivo con formato ASCII en la libreta de campo electrónica.

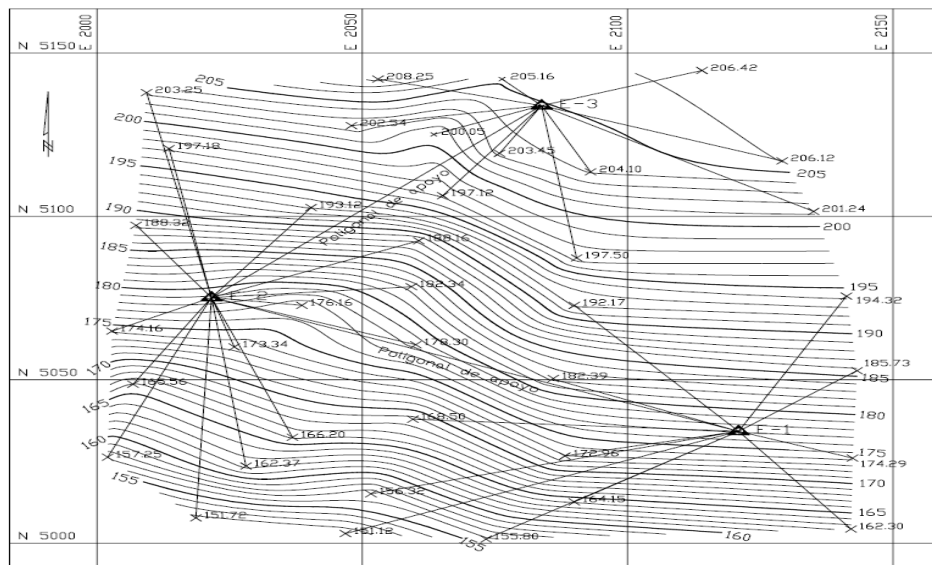


Fig. 3.4. Levantamiento por radiación

3.2. Estudio de suelo de fundación

3.2.1. Definición y pasos de estudio convencional

Sabemos que el dato fundamental que necesitamos para calcular un sistema de fundación es la Resistencia Admisible del Terreno (kg/cm^2) a la profundidad de la cota en estudio.

En toda obra de arquitectura, ya sea viviendas o edificios a menudo es necesario conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y su composición estratigráfica, es decir, las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad, y por cierto, ubicación de napas de agua (freáticas), si las hubiere.

De acuerdo a las características de la resistencia y la deformación que tenga se determinan o sugieren los tipos de fundación a emplear, y las cotas probables donde arranquen las mismas en función de las características de los suelos y las resistencias admisibles de los mismos.

En el caso de los suelos expansivos, como las arcillas, que son muy inestables a las variaciones de humedad por los cambios de volumen, y que generalmente producen roturas y humedades se detectan y se prevee su optimización o se neutralizan sus efectos. Generalmente se estima que el costo de un estudio de suelos oscila entre 0.5% y 1% del costo de la obra.

Si las cimentaciones proyectadas estuvieran sobredimensionadas o a la inversa, si fueran insuficientes para las características del terreno considerado, el estudio de suelos puede prever el ahorro de costos en el primer caso y la previsión de inconvenientes en el segundo. En las obras de mediana envergadura o bien obras de edificios públicos el estudio de suelo es un requisito exigido por los entes Municipales.

Un Estudio de Suelos o Estudio Geotécnico es realizado por geólogos o ingenieros especializados en Mecánica de Suelos.

Básicamente un Estudio de suelos consta de un Informe o Reporte que la empresa entrega al particular que lo contrata donde se consignan los estudios realizados y las conclusiones o recomendaciones sobre las fundaciones a usar, siempre teniendo en cuenta la seguridad y la economía de las mismas. Resumiendo los pasos de un estudio convencional serían:

- 1) Ensayos ‘in situ’ (en el lugar) a cielo abierto con cargas aplicadas, como sondeos o pozos cuya profundidad y cantidad dependerá de la superficie de la obra y el peso de la misma. (cargas en las columnas)

- 2) Toma de muestras ‘in situ’ de cada perforación realizada.

- 3) Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas.

- 4) Análisis de los resultados según los ensayos realizados ‘in situ’ y en laboratorio.

Características de los suelos hallados.

- 5) Elaboración del informe final con resultados, gráficos, tensiones calculadas y las conclusiones sobre los sistemas de fundación recomendados.

3.2.2. Trabajos en terreno

3.2.2.1. Ensayo SPT (Penetración dinámica Standard)

Este ensayo se realiza mediante la hincada de un sacamuestras (permite sacar muestras alteradas para su identificación) que determina la resistencia con N número de golpes para penetrar un suelo no alterado con energía (pesa de 63.5 kg y caída Standard Terzaghi de 75 cm) para hincar la punta cada 30 cm. A mayor número de golpes los suelos serán compactos, duros, muy duros, etc.

Se realiza en el fondo de cada perforación. Cuando los golpes llegan a 50 ó más para penetrar una etapa, entonces se considera ‘rechazo’ y se adopta ese valor, si no se van sumando los golpes de cada etapa y la profundidad alcanzada. Es un estudio típico que se realiza para suelos granulares (arenas o gravas arenosas) aunque a veces se lo realiza para suelos cohesivos. Este ensayo proporciona en el ‘golpeo’ un dato indicativo de la

consistencia de un terreno. Con este ensayo también se obtiene la Tensión Admisible del mismo en las distintas capas.

En la figura 3.2.1 se muestra el detalle del sacamuestras del SPT y en la figura 3.2.2 se muestra un cuadro de las tensiones admisibles que posee cada tipo de suelo

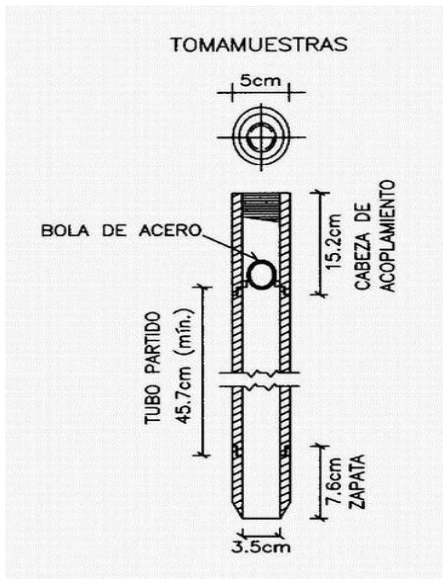


Fig. 3.2.1 Tomamuestras

MATERIAL	ϕ (mm)	σ_{adm} (kg/cm ²)
ARCILLAS	0.0006	0.45
LIMOS	FINOS 0.002	0.80
	MEDIOS 0.006	
	GRUESOS 0.020	
ARENAS	FINAS 0.060	1.00
	MEDIAS 0.200	1.50
	GRUESAS 0.600	2.50
GRAVAS	2	3.00
	6	4.50
	20	6.00
CANTO RODADO	60	6.00
ROCA	200	8.00
	DISGREGABLES	8.00
	HOMOGENEAS	>30.00

Fig3.2.2 Resistencias admisibles del suelo

3.3. Diseño arquitectónico

3.3.1. Introducción

En el campo de la Arquitectura, un Proyecto Arquitectónico es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos utilizados para plasmar (en papel, digitalmente, en maqueta o por otros medios de representación) el diseño de una edificación, antes de ser construida. En un concepto más amplio, el proyecto arquitectónico completo comprende el desarrollo del diseño de una edificación, la distribución de usos y espacios, la manera de utilizar los materiales y tecnologías, y la elaboración del conjunto de planos, con detalles y perspectivas.

3.3.2. Etapas del diseño arquitectónico

En el diseño arquitectónico intervienen ciertas etapas.

- El programa de diseño arquitectónico:

Se trata de una lista que identifica los componentes del sistema y sus requerimientos particulares.

- **Diseño arquitectónico básico:**
Es el proceso donde se traduce a formas útiles todo lo estipulado en el programa de diseño arquitectónico.

- **Hipótesis de diseño:**
Es una aproximación conceptual al objeto que se diseñará, puede ser modificado posteriormente. Se considera como aspectos relevantes el contexto arquitectónico, los criterios estructurales, el presupuesto, la función, la forma, y también puede tomarse la moda.

- **Zonificación:**
Es el ordenamiento de los elementos del diseño, que se establecieron previamente en el programa de diseño, de forma lógica y funcional.

- El proyecto arquitectónico es el fin del proceso de diseño arquitectónico, y es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos, empleados para plasmar el diseño arquitectónico de una edificación.

3.3.3. El proceso del diseño arquitectónico

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

3.4. Idealización de la estructura

3.4.1. Estructura de sustentación de la cubierta

Una vez que se tiene ya establecidas las cargas actuantes sobre los arcos, se procede a idealizar el tipo de apoyos de los arcos que tendrá, en el caso del presente proyecto para no considerar los esfuerzos que ocasiona la temperatura en elementos estructurales restringidos se decidió liberar un extremo del mismo para garantizar su libre dilatación y contracción cuando actúe la temperatura sobre el mismo, en un extremo apoyado articulado fijo y en el otro articulado móvil solo en el sentido horizontal

La obtención de las fuerzas internas en cada barra nos permite realizar el dimensionamiento de las mismas

3.4.2. Estructura de sustentación de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos

Los pórticos de la estructura están compuestos de columnas de sección cuadrada y rectangular, las vigas de arriostramiento (sobre cimientos y encadenado) de sección rectangular, las losas serán forjados reticulares.

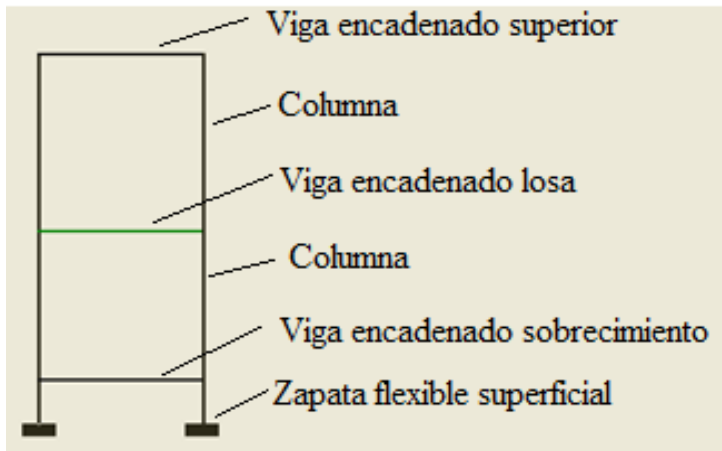


Fig. 3.4.2. Idealización de la edificación

3.4.3. Fundaciones

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas, las cargas provenientes de la estructuras son moderadas por tratarse de una edificación de dos plantas, como así también se tiene un suelo de fundación regular; la fundación se encuentra a un nivel de -1.5 m. además, las zapatas aisladas son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos.

En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base.

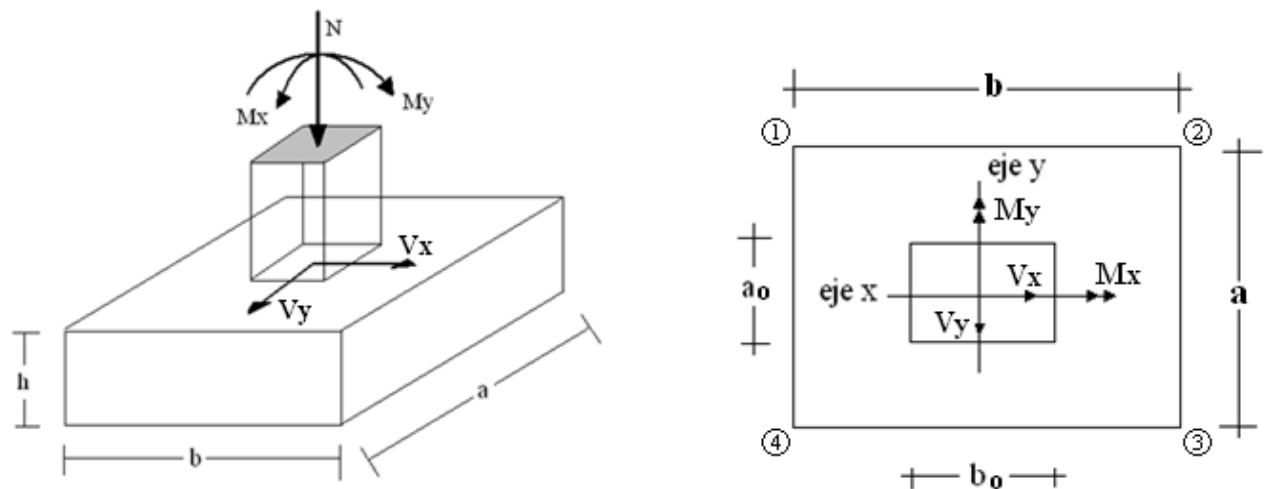


Fig. 3.4.3. Idealización de la fundación

3.5. Diseño estructural (normas, métodos, análisis de cargas)

El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo las normas de construcción en Bolivia CBH-87 para el hormigón armado y LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño) para la cubierta metálica; sin embargo, para el análisis de cargas en la cubierta se tomará en cuenta las recomendaciones del reglamento argentino CIRSOC 101 (Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles).

Combinaciones de carga para la estructura de hormigón Armado

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las dos hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

$$\text{HIPÓTESIS I } \gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II } 0.90(\gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q) + 0.90 * \gamma_{fq} * W$$

Donde:

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 la sísmicas.

W= Valor característico de la carga del 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 tomará el valor ponderado $\gamma_{fg} = 0,90$.

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

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 mayor.

Los coeficientes de ponderación γ , para el caso de control normal de 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 es 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.

Sobrecarga del viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria W (kg/m^2) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

$$W = C * P$$

Donde:

C = Coeficiente eólico, positivo para presión o negativo para succión, para el proyecto se tomaran los siguientes valores que se indican a continuación:

$C_1 = -0,2$ (barlovento) y $C_2 = -0,40$ (sotavento). En el caso de la cubierta

P = Presión dinámica del viento (kg/m^2).

W = Sobrecarga unitaria del viento (kg/m^2).

Presión dinámica del viento

La velocidad del viento produce una presión dinámica en los puntos donde la velocidad se

anula, de valor:
$$P = \frac{V^2}{16}$$

Donde:

V=Velocidad del viento (m/s), para el proyecto se tomó una velocidad de 23.15 m/s

P=Presión dinámica del viento (kg/m²)

Peso propio

Los siguientes cuadros nos proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma. Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomiendan las normas.

TABLA 1 CARGAS PERMANENTES

Materiales		Peso específico KN/m ³
Rocas	Mármol y calcáreo	28
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22
	Losetas cerámicas	18
	Ladrillos con huecos	13
	Ladrillos macizos	18
	Teja colonial	0.50
Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19
	Argamasa de arena y cemento	21
	Argamasa de yeso	12.50
	Hormigón simple	23
	Hormigón armado	25

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Sobrecargas de uso

TABLA 2. SOBRECARGAS DE USO

Uso del elemento		Sobrecarga Kg/m ²
A.	Viviendas	
	Habitaciones de viviendas económicas	150
	Habitaciones en otro caso	200
	Escaleras y accesos públicos	300
	Balcones volados	Según art. 3,5
B.	Oficinas y comercios	
	Locales privados	200
	Oficinas públicas, tiendas	300
	Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
	Locales de almacén	Según su uso
	Balcones volados	Según art. 3,5
C.	Edificios docentes	
	Aulas, despachos y comedores	300
	Escaleras y accesos	400
	Balcones volados	Según art. 3,5
D.	Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
	Locales con asientos fijos	300
	Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
	Balcones volados	Según art. 3,5
E.	Calzadas y garajes	
	Sólo automóviles de turismo	400
	Camiones	1000

FUENTE: HORMIGÓN ARMADO DE JIMENEZ MONTOYA 12ª EDICIÓN

Las sobrecargas de uso fueron extraídas de la tabla del Jiménez Montoya por ser el más completo, donde nos indica que para una iglesia se deberá tomar una sobrecarga de uso igual a 500 Kg/m².

TABLA 3 CARGAS ACCIDENTALES

Lugar		Carga
Voladizo, balcones	Vertical en su borde	2KN/m
	Horizontal en el pasamanos	0.80 KN/m
Edificaciones residenciales	Dormitorios, salas, cocinas	1.5 - 2 KN/m ²
Escaleras	Con acceso al público	3 KN/m ²
	Sin acceso al público	2.50 KN/m ²
Colegios	Sala de clases	3 KN/m ²
	Otras salas	2 KN/m ²
Hospitales		2 - 3.KN/m ²
Terrazas	Sin acceso al público	2 KN/m ²
	Con acceso al público	3 KN/m ²

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Combinaciones de carga para la cubierta

La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones

TABLA 4. FUENTE: LRFD-93

1.4D	(1)
1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr o S o R)	(2)

Donde:

D: carga muerta

L: carga viva

Lr: carga viva en techos

S: carga de nieve

R: carga inicial de agua, lluvia o hielo sin incluir el escarchamiento

U: carga de escarchamiento

Si comprende las fuerzas de viento (W) y sismo (E) es necesario realizar las siguientes combinaciones

TABLA 5. FUENTE: LRFD-93

$1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$	(3)
$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(4)
$1.2D + o- 1.0E + 0.5L + 0.2 S$	(5)

Es necesario considerar sólo la carga de impacto en la combinación (3) de este grupo. Existe un cambio en el valor del factor de carga para L en las combinaciones (3), (4), (5) cuando se trata de garajes, áreas de reuniones públicas, y en todas las áreas donde la sobrecarga exceda 100 psi. En tal caso se debe utilizar el valor de 1 y las combinaciones son:

TABLA 6. FUENTE: LRFD-93

$1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.8W)$	(3)
$1.2D + 1.3W + 1.0L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	(4)
$1.2D + o- 1.0E + 1.0L + 0.2 S$	(5)

Es necesario considerar otra combinación para tomar en cuenta la posibilidad de levantamiento. Esta combinación se incluye en los casos donde se contienen las fuerzas de tensión debido a momentos de volteo, que regirá en edificios altos con fuertes cargas laterales.

TABLA 7. FUENTE: LRFD-93

$0.9D + o- (1.3W \text{ o } L \text{ o } E)$
--

Factores de reducción de resistencia

TABLA 8

Factor de Reducción (ϕ)	SITUACIÓN
1	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas concentradas, cortante en tornillo en juntas tipo fricción
0.9	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal de base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros.
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sea tipo A307)
0.60	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

FUENTE: LRFD-93

3.5.1. Estructura de sustentación de cubierta

3.5.1.1. Propiedades Estructurales

- **Módulo de elasticidad (E):** El rango típico para los aceros (relativamente independiente de la resistencia de fluencia es de 193000 a 207000 MPa el valor de diseño se adopta como 2.039×10^{10} kg/m² .
- **Coefficiente de dilatación termina (α):** Puede tomarse como:

$$\alpha = \frac{1.2 \times 10^{-5}}{^{\circ}\text{C}}$$

3.5.1.2. Diseño de miembros sometidos tracción: Para realizar el diseño de cualquier miembro sometido a tracción se debe realizar el análisis de cargas y tener conocimiento de los siguientes datos:

Ng = Carga muerta, **Nq** = Carga viva, **Fy** = Esfuerzo mínimo de fluencia,

Fr = Esfuerzos de tensión mínima a la ruptura.

1.- Definir la selección del perfil

2.- Condiciones a cumplir:

$$f't = \frac{Nd}{A_{bruta}} \leq F't = 0,90 * Fy$$

$$f't = \frac{Nd}{A_{critica}} \leq F't = 0,75 * Fr$$

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

3.- Carga mayorada (Nd)

4.- Esfuerzos y áreas necesarias

$$F't = 0,90 * Fy$$

$$f't = \frac{Nd}{A_{bruta}} \leq F't \rightarrow f't = F't \rightarrow A_{bruta \min_{nec}} = \frac{Nd}{0,90 * Fy}$$

$$f't = \frac{Nd}{A_{critica}} \leq F't \rightarrow f't = F't \rightarrow A_{critica \min_{nec}} = \frac{Nd}{0,75 * Fr}$$

5.- Cálculo del radio mínimo necesario

$$\frac{Kl}{r} \leq 300 \rightarrow r_{\min_{nec}} = \frac{Kl}{300}$$

6.- De tablas según el perfil se obtiene: A= Área, b= Espesor alma, rx= radio de giro x, ry= radio de giro y

7.- Verificaciones correspondientes

$$f' = \frac{Nd}{A_{bruta}} \leq F't \rightarrow \text{cumple} \quad f' = \frac{Nd}{A_{critica}} \leq F't \rightarrow \text{cumple}$$

$$\frac{Kl}{r_x} \leq 300 \rightarrow \text{cumple} \quad ; \quad \frac{Kl}{r_y} \leq 300 \rightarrow \text{cumple}$$

3.5.1.3. Diseño de miembros sometidos a compresión: Para realizar el diseño de cualquier miembro sometido a compresión se debe realizar el análisis de cargas y tener conocimiento de los siguientes datos:

N_g = Carga muerta, N_q = Carga viva, F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia, f_a = Tensión de compresión que está actuando sobre la pieza, F_a = Tensión resistente a compresión que tiene la pieza en las condiciones de trabajo que se ha determinado.

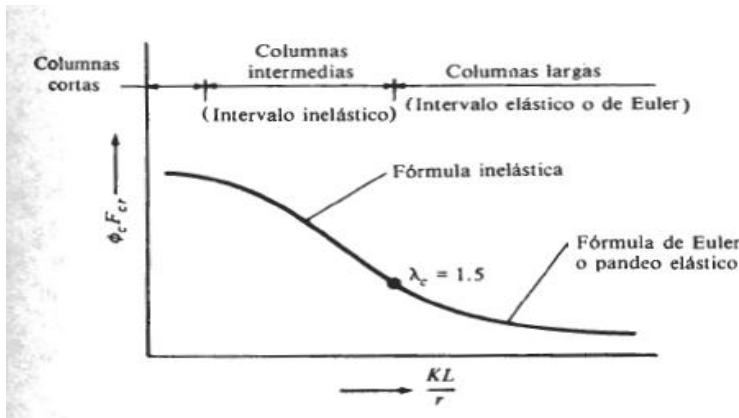


Fig. 3.5.1.3. Diagrama de Euler

1.- Definir el perfil a usar

2.- Condiciones a cumplir: $f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a$; $\frac{KL}{r} \leq 200$

3.- Carga mayorada (N_d)

4.- Esfuerzos y áreas necesarias

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a \rightarrow f_a = F_a$$

$$F_a = 0,85 F_{crit} \quad A_{nec} = \frac{N_d}{F_a}$$

5.- Cálculo del radio mínimo necesario

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \rightarrow r_{minnec} = \frac{KL}{200} \rightarrow \text{a tabla (Anexos)}$$

6.- Se obtiene los valores de las tablas: A = Área, r_x = radio en X, r_y = radio en Y

7.- Se procede a realizar las tentativas

8.- Relación de esbeltez

$$\frac{Kl}{r_x} \leq 200 \rightarrow \text{cumple} \quad ; \quad \frac{Kl}{r_y} \leq 200 \rightarrow \text{cumple}$$

$$\lambda_{c_x} = \frac{Kl}{r_x * \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad ; \quad \lambda_{c_y} = \frac{Kl}{r_y * \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

9.- Esfuerzo crítico

$$\text{si } \lambda_c \leq 1.5 \rightarrow F_{\text{crit}} = 0.658 \lambda_c^2 \quad ; \quad \text{si } \lambda_c \geq 1.5 \rightarrow F_{\text{crit}} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) * F_y$$

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

10.- Verificaciones correspondientes

$$f_a = \frac{Nd}{A} \leq F_a \rightarrow \text{cumple} \quad ; \quad \frac{Kl}{r} \leq 200 \rightarrow \text{cumple}$$

3.5.1.4. Diseño de miembros sometidos a flexión

Para realizar el diseño de cualquier miembro sometido a flexión se debe realizar el análisis de cargas y tener conocimiento de los siguientes datos:

q = Carga **F_y** = Esfuerzo mínimo de fluencia, **F_r** = Esfuerzos de tensión mínima a la ruptura

Condiciones a cumplir

- 1) Verificar si es compacto, no compacto o esbelto

En sección canal (para diseño en régimen elástico)

- Para las alas

$$\lambda = \frac{bf}{tf} \leq \left\{ \lambda_p = \frac{545}{\sqrt{f_y}} \right\}$$

- Para el alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \leq \left\{ \lambda_p = \frac{5370}{\sqrt{f_y}} \right\}$$

La resistencia de diseño en flexión debe cumplir

$$\phi_b M_t = \phi_b M_p \geq M_u$$

2) Capacidad resistente a corte

$$\frac{h}{tw} = < 260 \quad \phi_v V_t > V_u$$

3) Capacidad resistente al pandeo lateral torsional

Si $L_p < L_b \leq L_r$ zona de pandeo inelástico

$$\phi_b M_t \leq \phi_b M_p$$

Si $L_b > L_r$ zona de pandeo inelástico

$$\phi_b M_t = \phi_b M_{cr} \leq \phi_b M_p$$

3.5.1.4. Soldadura

En ingeniería, procedimiento por el cual dos o más piezas de metal se unen por aplicación de calor, presión, o una combinación de ambos, con o sin el aporte de otro metal, llamado metal de aportación, cuya temperatura de fusión es inferior a la de las piezas que se han de soldar.

3.5.1.5. Soldadura por arco con electrodo recubierto



Fig.3.5.1.5. Soldadura con arco electrico

En este tipo de soldadura el electrodo metálico, que es conductor de electricidad, está recubierto de fundente y conectado a la fuente de corriente. El metal a soldar está conectado

al otro borne de la fuente eléctrica. Al tocar con la punta del electrodo la pieza de metal se forma el arco eléctrico. El intenso calor del arco funde las dos partes a unir y la punta del electrodo, que constituye el metal de aportación. Este procedimiento, desarrollado a principios del siglo XX, se utiliza sobre todo para soldar acero.

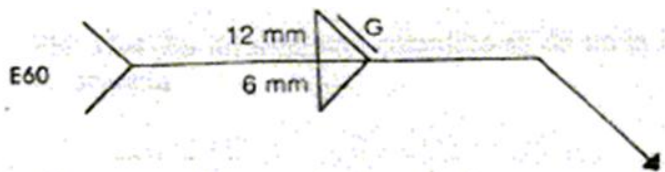
La soldadura de arco aprovecha el intenso calor que produce un arco voltaico. El arco se forma cuando fluye una corriente entre dos electrodos separados. La corriente atraviesa el aire u otro gas situado entre los electrodos, y produce luz y calor. Una pantalla protectora permite al soldador observar el proceso sin sufrir daños en la vista.

3.5.1.6. Símbolos de soldadura

Los símbolos de soldadura se utilizan en la industria para representar detalles de diseño que ocuparían demasiado espacio en el dibujo si estuvieran escritos con todas sus letras. Por ejemplo, el ingeniero o el diseñador desean hacer llegar la siguiente información al taller de soldadura:

- El punto en donde se debe hacer la soldadura.
- Que la soldadura va ser de filete en ambos lados de la unión.
- Un lado será una soldadura de filete de 12 mm.; el otro una soldadura de 6mm.
- Ambas soldaduras se harán un electrodo E60.
- La soldadura de filete de 12mm. se esmerilará con máquina que desaparezca

Para dar toda esta información, el ingeniero o diseñador sólo pone el símbolo en el lugar correspondiente en el plano para transmitir la información al taller de soldadura



Los símbolos de soldadura son tan esenciales en el trabajo del soldador como correr un cordón o llenar una unión. La American Welding Society (AWS) ha establecido un grupo

de símbolos estándar utilizados en la industria para indicar e ilustrar toda la información para soldar en los dibujos y planos de ingeniería.

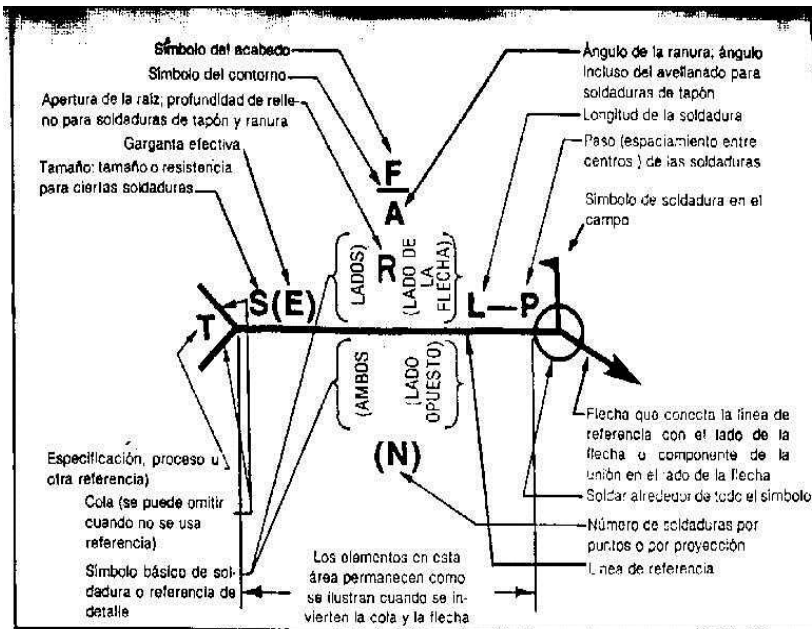


Fig 3.5.1.6. Símbolos estándar para soldadura

3.5.1.7. Símbolos elementales

Las diversas categorías de soldadura, se caracterizan por un símbolo, que en general, es similar a la forma de soldadura a ejecutar, el símbolo no sugiere el proceso de soldadura a ejecutar. Los símbolos elementales se muestran en la siguiente tabla.

SIMBOLOS BASICOS DE SOLDADURA									
POS-TERIOR	FILETE	TAPON O RANURA	Ranura o a tope						ENSAN-CHAMIENTO DE BISEL
			CUA-DRADO	V	BISEL	U	J	ENSAN-CHAMIENTO	
SIMBOLOS COMPLEMENTARIOS									
RESPALDO	ESPACIADO	SOLDADURA TODO ALREDEDOR	SOLDADURA DE CAMPO	CONTORNO		Véase la AWS A.2.4 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura			
				NIVELADO	CONVEXO				

Fig 3.5.1.7. Símbolos elementales para soldadura

3.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

Elementos Estructurales

3.5.2.1. 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.

3.5.2.1.1. Proceso de cálculo a flexión simple

1.-Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s de acuerdo con la Norma Boliviana.

$$M_d = M * \gamma_s$$

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

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

Donde:

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 llamada canto útil)

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

3.- Se calculará el valor de μ_{lim} , del formulario de la norma boliviana del hormigón armado.

1. si $\rightarrow \mu_{lim} > \mu_d$ no necesita armadura a compresión
2. si $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$ necesita armadura a compresión

3.5.2.1.2 Cálculo de las armaduras a tracción y compresión

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

Proceso de cálculo de la armadura a tracción:

- a) Con el valor del momento reducido, se obtiene la cuantía mecánica de la armadura
- b) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

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

Donde:

w= Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd}= Resistencia de cálculo del acero

A_s=Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

- c) Calcular la armadura mínima y el valor de w se obtiene de la Norma Boliviana.

$$A_{s \min} = w * b_w * h$$

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares

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

Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura a compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

$$\zeta = \frac{r}{d}$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - \zeta}$$

$$w_{s1} = w_{lim} + w_{s2}$$

Donde:

w_{lim} = Este valor se obtiene del formulario de hormigón armado

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

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

ζ =Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r =Recubrimiento geométrico.

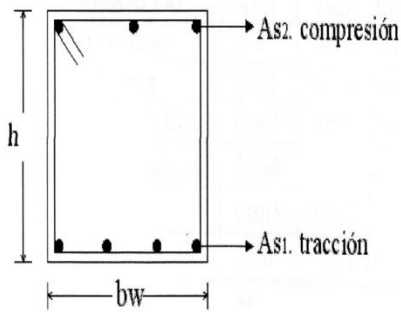


Fig.2.5 Viga de hormigón armado

b) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

Donde:

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

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

c) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene de tablas

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * h$$

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

2.5.2.1.3 Cálculo del esfuerzo cortante

Para el cálculo del esfuerzo 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.

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

Donde:

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 en la dirección en que estamos diseñando.

Calculo de la armadura transversal

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

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

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

$$f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

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.

$$V_d > V_{cu}$$

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

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 multiplicada por t.

$$A_{st \min} = 0,02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero sea de 4200kg/cm².

3.5.2.2. Columnas

3.5.2.2.1. Introducción

Las columnas son elementos estructurales generalmente de hormigón armado donde el esfuerzo principal es el nominal. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular.

La armadura está constituida por barras longitudinales que son éstas las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

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

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

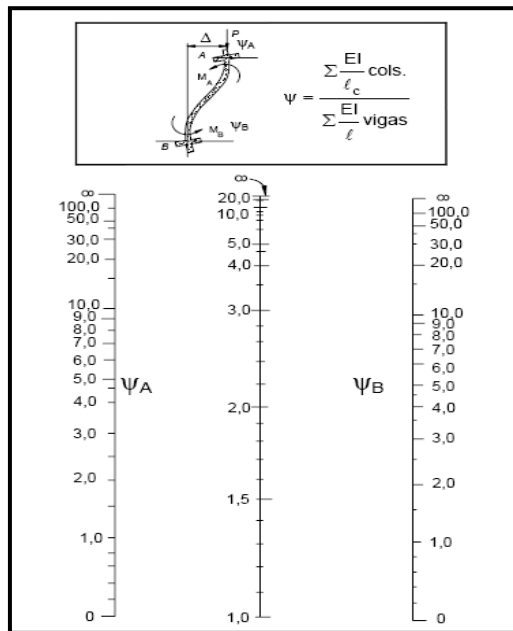


Fig. 3.5.2.2.1. Coeficiente α

3.5.2.2.2. Columnas cortas y largas

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

- Columnas Cortas
- Columnas Largas

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

Relación de esbeltez

$$\left. \begin{aligned} \lambda = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \leq 35 \quad \text{Esbeltez mecánica} \\ \lambda = \frac{l_o}{h} \leq 10 \quad \text{Esbeltez geométrica} \end{aligned} \right\} \text{ La pieza puede considerarse corta}$$

$$l_o = k \cdot l$$

l_o : Longitud de pandeo

i: Radio de giro

k: Coeficiente de pandeo

3.5.2.2.3. 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:

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

Donde:

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.

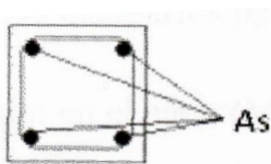
$$e_T = e_o + e_{fic}$$

3.5.2.2.4. Armaduras

Armadura longitudinal

Para piezas sin pandeo y solicitadas por carga axial

En caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas y para un acero de dureza natural, la resistencia máxima de la columna es:



$$5 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h + A_s \cdot f_{yd}$$

$$\gamma_m = \frac{b + 6}{b} \geq 1,15$$

Despejando A_s de la ecuación:

$$A_s = \frac{\gamma_m \cdot N_d - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}}$$

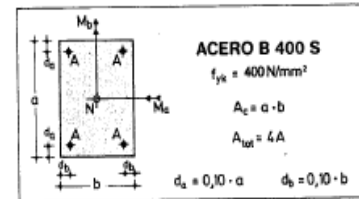
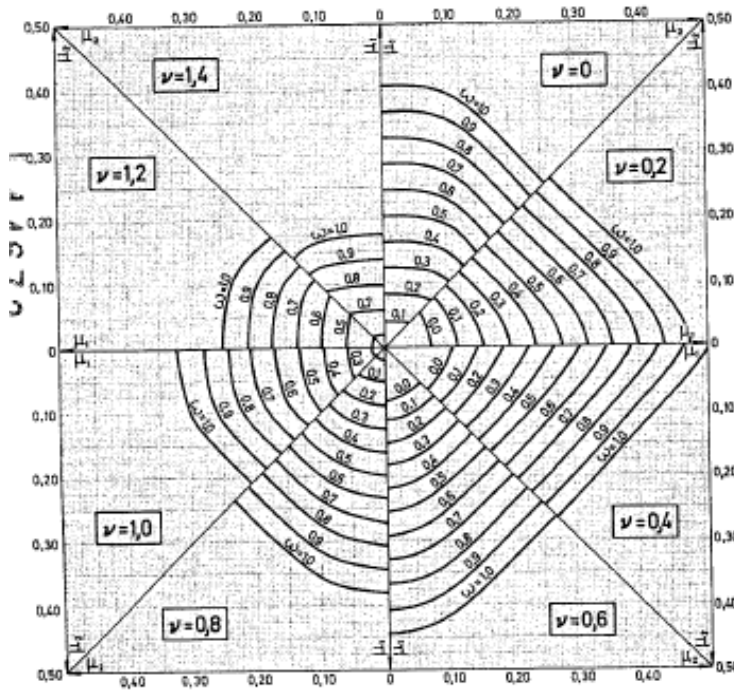
La armadura mínima es:

$$A_s = 0,008 \cdot A_c$$

La armadura máxima es:

$$A_s = 0,08 \cdot A_c$$

Para piezas con pandeo se calculará la armadura longitudinal con el ábaco de flexión esviada



$$\mu_a = \frac{M_{ed}}{A_c \cdot a \cdot f_{cd}} \quad \mu_b = \frac{M_{ed}}{A_c \cdot b \cdot f_{cd}}$$

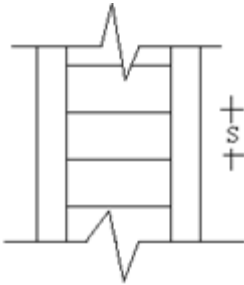
$$\nu = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$\text{si } \mu_a > \mu_b : \mu_1 = \mu_a, \mu_2 = \mu_b$$

$$\text{si } \mu_a < \mu_b : \mu_1 = \mu_b, \mu_2 = \mu_a$$

Armadura transversal

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



$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

3.5.3. Estructuras complementarias (escaleras)

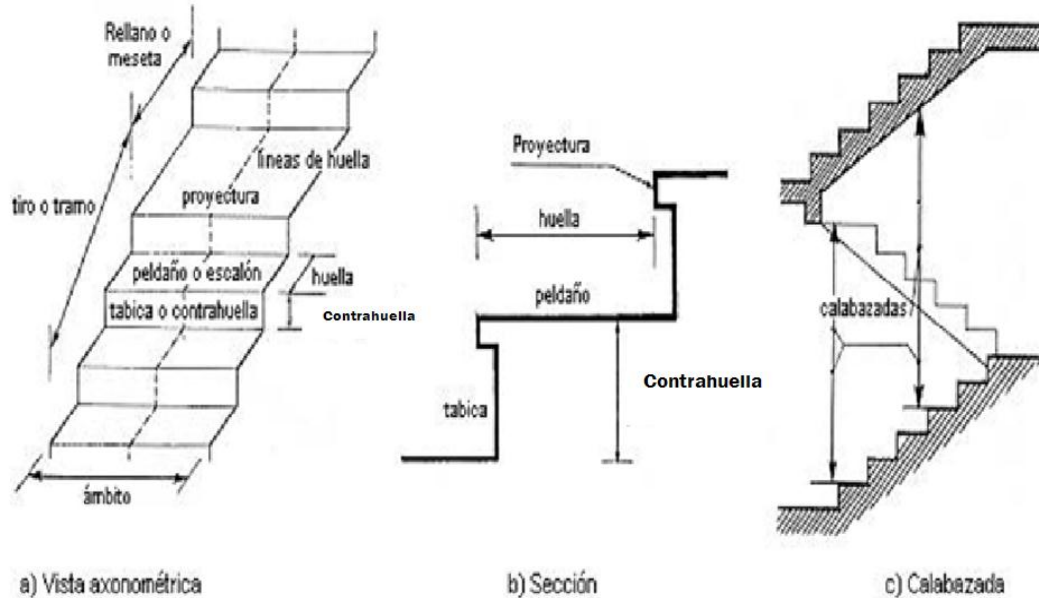


Fig. 3.5.3. Representación de las partes de una escalera

3.5.3.1. 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.

3.5.3.2. Proceso de cálculo

$$p = \text{huella}$$

$$cp = \text{contra huella}$$

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

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

Donde:

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

Cálculo del espesor de la loza de la escalera

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

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

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

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

Donde:

t= Espesor de la loza de la escalera

Ln= Longitud horizontal de la escalera

h= Proyección vertical de t

hm = Altura media

Cálculo de la carga última

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

Donde:

qu= Carga última que actúa sobre la escalera

pp = Peso propio

Acab = Acabados

sc= Sobrecarga de uso

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

Cálculo del canto útil

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

Donde:

t= Espesor de la losa de la escalera

r= Recubrimiento

Φ =Diámetro del hierro

Cálculo de la armadura positiva

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

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

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} * b_w * h$$

Donde:

A_s = Área de armadura positiva

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

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

Disposición de la armadura

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} * \pi * \phi^2}{4}$$

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

Donde:

S=espaciamiento entre barras

Refuerzo de momento negativo

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

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

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * h$$

Refuerzo transversal por temperatura

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

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

Donde:

A_{st} =Área de armadura transversal

A_ϕ = Área de la barra de hierro

3.5.4. Fundaciones (cimientos)

3.5.4.1 Definición

Las zapatas (cimentaciones superficiales de zonas aisladas de la estructura) son el tipo más frecuente, se emplean cuando el terreno tiene ya en su superficie una resistencia media o alta en relación con las cargas de la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales entre las distintas partes de ésta.

3.5.4.2 Proceso de cálculo

Los datos necesarios para el cálculo de la zapata son:

Momento en el eje x (Mx)

Momento en el eje y (My)

3.-Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas (que llevan en cuenta las solicitaciones por punzonamiento y el corte)

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{4} \pm \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{(a_1 + b_1)}{4}}$$

$$d_2 \geq \begin{cases} \frac{2(a - a_1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b_1)}{4 + k} \end{cases}$$

Donde:

$$\gamma_f = 1,6$$

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$

El σ_{real} puede ser el σ_{max} o el σ_{adm}

Se asumirá un recubrimiento de la zapata de 5 cm.

Por lo tanto, la altura de la zapata será igual a $d + 5$ cm.

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 20 cm.

4.- Cálculo del peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$pp_{zapata} = \gamma_H * Volumen$$

Los esfuerzos cortantes en la base de la columna generan momentos flectores en la base de la zapata.

Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x * h$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_y * h$$

2.5.4.3 Verificaciones

Verificación de la resistencia del suelo

$$\sigma_{\max} = \frac{N + PP}{A} + \frac{6 * M_a}{a^2 * b} + \frac{6 * M_b}{a * b^2} \leq \sigma_{\text{adm (suelo)}}$$

Verificación al vuelco

Todo elemento de cimentación sometido a momentos flectores o fuerzas horizontales, deberá comprobarse su seguridad al vuelco.

Verificación para la dirección X-X

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \left(\frac{a}{2}\right)}{(M_y + V_x * h)} \geq 1,50 \rightarrow \text{OK}$$

Verificación para la dirección Y-Y

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \left(\frac{b}{2}\right)}{(M_x + V_y * h)} \geq 1,50 \rightarrow \text{OK}$$

Donde:

N_{p1} = Es la carga de servicio transmitida al soporte.

M_x y M_y = Momentos en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

V_x y V_y = Esfuerzos cortantes en las direcciones X y Y, pero sin mayorar.

a y b = Las dimensiones en planta de la zapata medianera.

N_{c1} = El peso propio de la zapata medianera.

h = Altura total del elemento de cimentación.

Esta verificación se realizará para la zapata centrada, de la misma manera que se realiza para la zapata medianera.

Verificación al deslizamiento

Como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones:

Para suelos sin cohesión (arenas)

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \tan \varphi_d}{V_x} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

$$\frac{(N_{p1} + N_{c1}) * \tan \varphi_d}{V_y} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

Para suelos cohesivos (arcillas)

$$\frac{A * C_d}{V_x} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

$$\frac{A * C_d}{V_y} \geq 1,50 \rightarrow OK$$

Donde:

A=Área de la base de la zapata medianera.

$\varphi_d=(2*\varphi/3)$ =Valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno.

$C_d=0,50*C$ =Valor de cálculo de la cohesión.

3.5.4.4 Cálculo de la armadura

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

Luego encontramos el momento (M_e) a una distancia de 0.15 de la cara de la columna del bloque más comprimido.

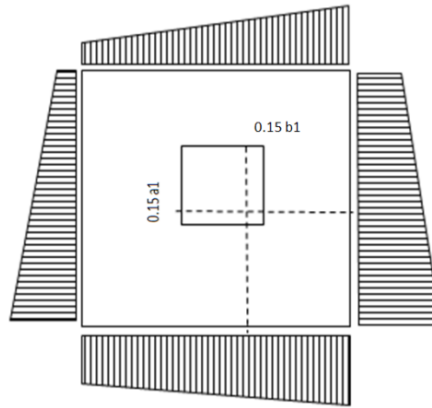


Fig. 3.5.4.4.a Armadura de la zapata centrada

Luego el momento mayorado será:

$$M_{ed} = 1,6 * M_e$$

$$\mu_d = \frac{\mu_{de}}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$w = \mu_d * (1 - \mu_d)$$

El área de armadura será:

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

Con la cuantía mínima w_{min} se determinará la armadura mínima necesaria en la pieza.

Para calcular la armadura longitudinal:

Se utilizará el área de armadura mayor de los dos valores encontrados

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s1}}$$

Donde:

A_s = Área de la armadura

A_{s1} = Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (5 cm)

Para calcular la armadura transversal:

Se trabaja con $A_{s\min}$ para completar la armadura de la zapata:

$$N^{\circ}\text{barras} = \frac{A_{s\min}}{A_{s2}}$$

$A_{s\min}$ = Área de la armadura mínima

A_{s2} = Área de una barra de acero

Recubrimiento= Se asumirá (3 cm)

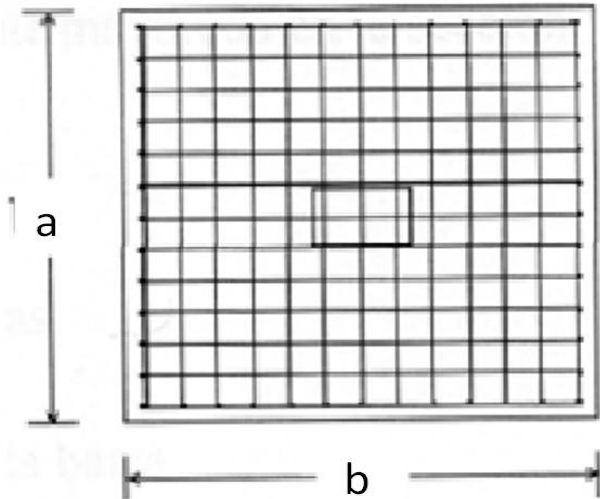


Fig. 3.5.4.4.b Armadura de la zapata centrada

Se recomienda que el diámetro de las barras de acero sea como mínimo de 10 mm, tengan una separación máxima de 30 cm. y de separación mínima de 10cm.

Verificación de la adherencia en dirección x-x

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[\left(\frac{a - a_1}{2} \right) + 0,15 * a_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0.95 \text{ (rigida)} \end{cases}$$

Donde:

T_b= Tensión tangencial de adherencia

τ_{bd}=Resistencia de cálculo para adherencia

V_{d1} =Fuerza cortante mayorada en la sección.

d=Canto útil

n= Número de barras

u=Perímetro de cada barra

σ_{t1}- Tensión o presión con la que trabaja el suelo, en la zapata medianera

f_{cd}= Resistencia de cálculo del hormigón (kg/cm²)

γ_{t1} =Coeficiente de mayoración de cargas.

k=Es un coeficiente que se toma 0,95 para zapatas rígidas y 2 para zapatas flexibles

Se define como zapatas flexibles a las que cuyo vuelo máximo es superior a 2h, en alguna de las direcciones principales.

Se define como zapatas rígidas, todas aquellas que tengan un vuelo máximo de la cimentación, medido en ambas direcciones principales, donde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a 2h.

Verificación de la adherencia en dirección y-y

Para garantizar la suficiente adherencia entre las armaduras y el hormigón del elemento de cimentación, deberá verificarse que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,90 * d * n * u}$$

$$V_{d1} = \gamma_f * \sigma_{t1} * b_2 * \left[\left(\frac{b - b_1}{2} \right) + 0,15 * ab_1 \right]$$

$$\tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$\begin{cases} k = 2 \text{ (flexible)} \\ k = 0.95 \text{ (rigida)} \end{cases}$$

3.6. Estrategia para la ejecución del proyecto

Para poder realizar la ejecución del proyecto, es necesario, primero, determinar las especificaciones técnicas necesarias para la realización de la obra; seguidamente, se realizará los cálculos métricos con sus precios unitarios para la elaboración del presupuesto y así realizar el planeamiento y cronograma respectivo.

3.6.1. Especificaciones técnicas

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

En general las especificaciones técnicas se hicieron en base a las especificaciones nacionales oficiales del país.

3.6.2. Precios unitarios

Los precios unitarios se refieren al costo por unidad de volumen, área o longitud, según corresponda, para cada ítem de construcción.

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como

beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

3.6.3. Cómputos métricos

Los cómputos métricos se calculan mediante el uso de fórmulas matemáticas más o menos complejas para las cantidades de cada tarea de la obra, para obtener una valoración anticipada de ésta y poder predecir las cantidades y volúmenes de material que llevará la realización de la misma, se vale de los planos y documentación definitoria del proyecto.

El trabajo se divide por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto, esta clasificación por actividades deberá ser hecha con criterio de separar todas las partes que sean susceptibles de costo distinto, no sólo para facilitar la formación del presupuesto, sino también porque éste es un documento de contrato y sirve como lista indicativa de los trabajos a ejecutar.

El trabajo de computar será detallado en todas sus partes para facilitar su revisión, corrección o modificación, deberá quedar constancia no solamente de todas las operaciones, sino también de los criterios particulares que hayan sido necesario adoptar, se buscare un orden, que permita reducir al mínimo el número de operaciones y el de mediciones, no se deben descuidar ciertas operaciones de control que permitan asegurarse contra errores groseros, tal es el caso de cubiertas, pisos, revoques, pinturas, etc.

A modo de referencia, la planilla de cómputo métrico tendrá la siguiente forma:

N ^a	Actividades	Unidad	Dimensiones			Número de veces	Total
			Largo	ancho	alto		

3.6.4. Presupuesto

El presupuesto de la obra se lo determina de acuerdo a los precios unitarios multiplicado por cada cómputo métrico referido; con esto anticipamos el costo total de la obra y se puede estimar una utilidad conveniente. Se debe tener cuidado porque un mal presupuesto puede generar pérdidas para la empresa encargada de la construcción de la obra.

3.6.5. Planeamiento y cronograma

El planeamiento y cronograma de una construcción se lo determina de acuerdo a una ruta crítica y cantidad de obreros necesarios en cada una de las etapas de la construcción de la obra, existen varios métodos como ser PERT, CPM, PERT-CPM y GANTT. En nuestro caso usaremos el método GANTT para la elaboración del planeamiento y determinar el cronograma de la obra.

El cronograma se lo realizó utilizando el método de barras Gantt utilizando los siguientes pasos:

1. Dibujar los ejes horizontal y vertical.
2. Escribir los nombres de las tareas sobre el eje vertical.
3. Se dibujan los bloques correspondientes a las tareas que no tienen predecesoras. Se sitúan de manera que el lado izquierdo de los bloques coincida con el instante cero del proyecto (su inicio).
4. A continuación, se dibujan el bloque correspondiente a las tareas que sólo dependen de las tareas ya introducidas en el diagrama. Se repite este punto hasta haber dibujado todas las tareas.

En resumen, para la planificación de actividades relativamente simples, el gráfico de Gantt representa un instrumento de bajo costo y extrema simplicidad en su utilización.

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

4.1. Antecedentes

El proyecto de diseño estructural Capilla Católica Barrio Narciso Campero, es una infraestructura de uso público destinada a la parte religiosa de la zona, por lo que merece un tratamiento especial en análisis, cálculo y diseño estructural.

Una vez obtenidos los planos arquitectónicos y el informe correspondiente al estudio de suelos en la zona de proyecto, se procedió a la discretización del modelo estructural.

El modelo estructural para las elevaciones, está compuesto de columnas de sección cuadrada y vigas de arriostramiento (sobrecimientos y encadenado) de sección rectangular. Mientras que las zapatas llegan a 1,5 m. de profundidad, las cuales están dispuestas de una forma regular, sobre la superficie del terreno

4.2. Normas de diseño

El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 para el diseño de la estructura de H°A° y la Norma Americana LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño) para diseñar la estructura de la cubierta metálica; sin embargo para el análisis y determinación de las cargas se tomó en cuenta las recomendaciones de la norma española NBE-AE/88 y el reglamento argentino CIRSOC 101 (Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles).

4.3. Materiales utilizados

Los materiales utilizados para el diseño estructural son:

Hormigón (Estructura de H°A°):

- Resistencia Característica (a los 28 días) f_{ck} : 210 kg/cm²
- Módulo de elasticidad E: 210.000 kg/cm²
- Peso específico H°A° γ = 2.500 Kg/m³

Acero (Estructura de H°A°):

- Límite de fluencia f_{yk} : 4.200 kg/cm²
- Modulo de elasticidad E: 2'100.000 kg/cm²

Acero laminado A-36 (Cubierta metálica):

- Límite de fluencia f_y : 2.530 kg/cm²

4.4. Topografía

Se pudo apreciar que el terreno de emplazamiento del proyecto tiene una pendiente inclinada natural marcada, los puntos del levantamiento topográfico con estación total se encuentran en el Anexo II y los planos que detallan la topografía se encuentran en Planos.

4.5. Estudio de suelos

Para determinar el esfuerzo admisible del terreno donde será fundada la estructura, se realizó un estudio de suelos, con la excavación de tres pozos a una profundidad de 1.5 m, a partir del nivel natural del terreno, ubicados a lo largo del terreno.

El informe de dicho análisis se encuentra en el Anexo III, el cual es un documento avalado por el laboratorio de suelos de la Universidad Autónoma “Juan Misael Saracho”.

Con la elaboración del ensayo de penetración estándar (S.T.P.) y el trabajo de laboratorio donde se realizaron los ensayos de granulometría, límites de Atterberg dando como resultado el siguiente tipo de suelo:

S.U.C.S.: CL - ML

A.A.S.H.T.O.: A - 4 (6)

Arcilla Limosa inorgánica de baja plasticidad, terreno regular para fundación.

Cuadro de resultados de resistencia admisible del estrato

Pozo N°	Profundidad	Tipo de Suelo	Resistencia Admisible
1	1.5 m	CL - ML	1.32 Kg/cm ²
2	1.5 m	CL - ML	1.36 Kg/cm ²
3	1.5 m	CL - ML	1.60 Kg/cm ²

4.6. Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico toma en cuenta todos los requerimientos mínimos para una capilla, el proyectista tiene que hacer un análisis de la arquitectura y modelar la estructura de acuerdo a la misma, los planos arquitectónicos correspondientes se lo puede apreciar detalladamente en la parte del Anexo X.

Con el estudio de suelos realizado, la topografía del lugar y el diseño arquitectónico se procederá a realizar el planteo estructural de la estructura de sustentación aporticada.

4.7. Cálculo estructural

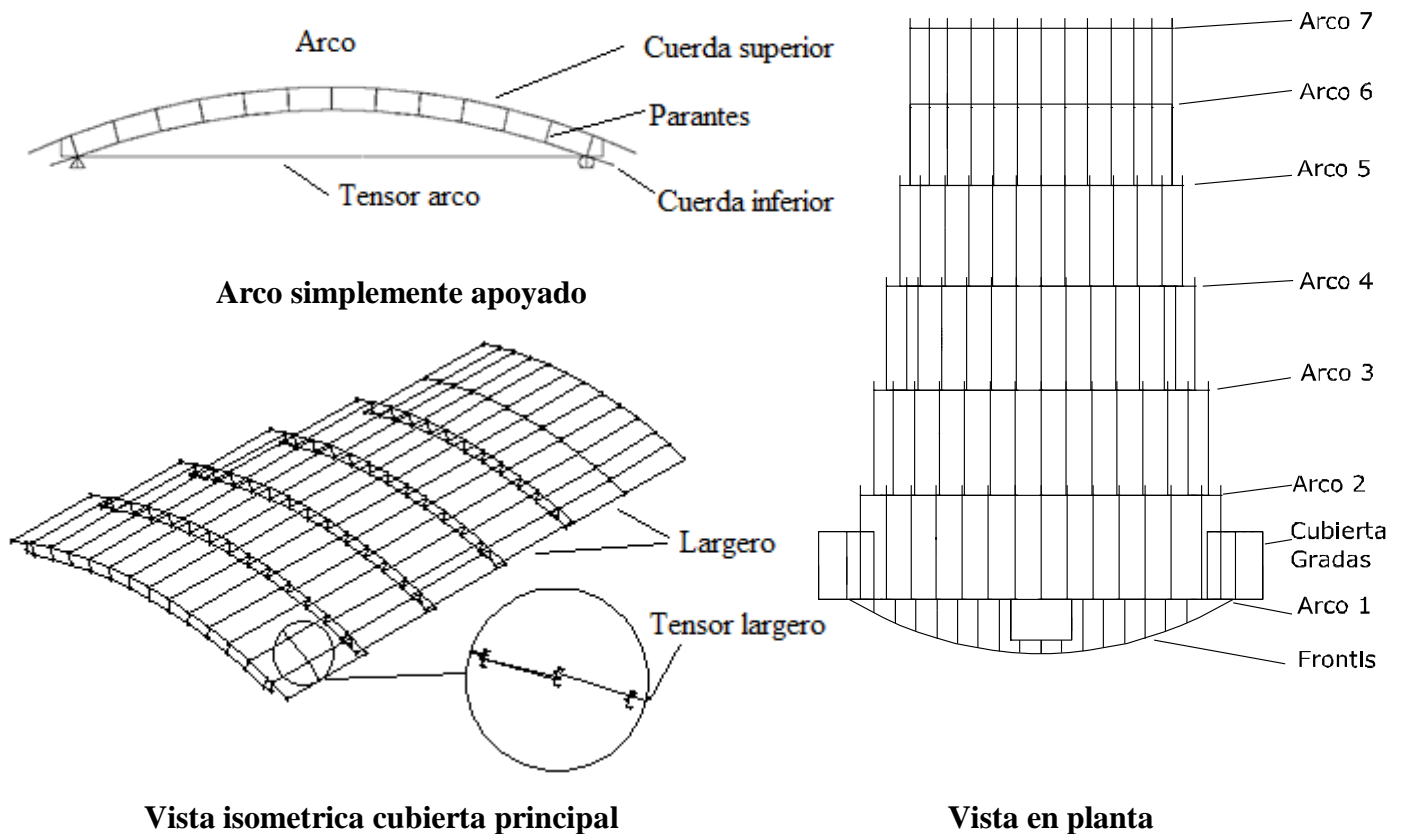
El cálculo estructural se realizó con el programa computacional SAP 2000, en lo que se refiere a los arcos de la cubierta metálica y CYPECAD en la parte de la estructura de H^oA^o. El diseño de la estructura fue basado en el método de factores de carga y resistencia LRFD en la cubierta metálica y la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 en la infraestructura de hormigón armado.

A manera de verificar los resultados obtenidos con el programa, realizamos un cálculo de un elemento estructural, (losa, viga, columna, zapata).

4.8. Estructura de sustentación de la cubierta

Los arcos metálicos se idealizaron los apoyos como simplemente apoyados, posee dos apoyos uno fijo y otro móvil en el sentido horizontal y los largueros están simplemente apoyados en los arcos, el informe del diseño de la cubierta se encuentra en el Anexo – IV.

4.8.1. Detalle de la estructura de sustentación de la cubierta metálica



Vista isometrica cubierta principal

Vista en planta

4.8.2. Resultados del diseño de la cubierta metálica.

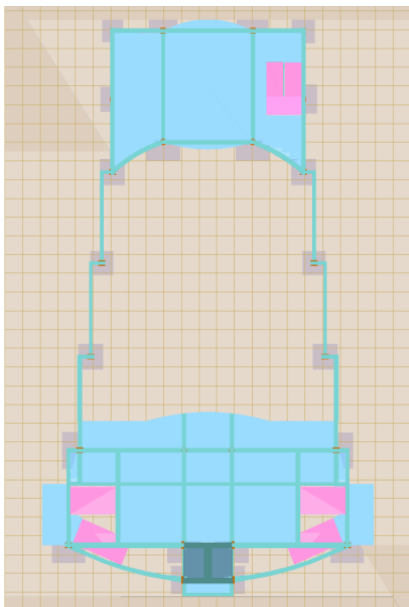
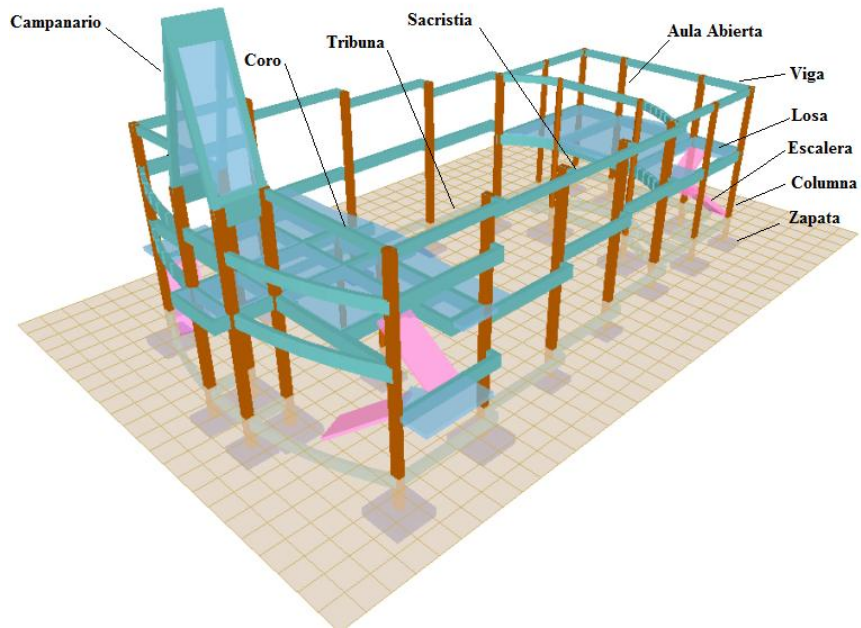
RESUMEN PERFILES METÁLICOS A-36 CUBIERTA		
Arco 1	Cuerda superior	C 5x6.7 lb/plg
	Parantes	C 3x4.1 lb/plg
	Cuerda inferior	C 5x6.7 lb/plg
	Largeros	C 6x10.5 lb/plg
Arco 2	Cuerda superior	C 6x8.2 lb/plg
	Parantes	C 3x4.1 lb/plg
	Cuerda inferior	C 6x8.2 lb/plg
	Largeros	C 6x10.5 lb/plg
Arco 3	Cuerda superior	C 6x8.2 lb/plg
	Parantes	C 3x4.1 lb/plg
	Cuerda inferior	C 6x8.2 lb/plg
	Largeros	C 6x10.5 lb/plg
Arco 4	Cuerda superior	C 6x8.2 lb/plg
	Parantes	C 3x4.1 lb/plg
	Cuerda inferior	C 6x8.2 lb/plg
	Largeros	C 6x10.5 lb/plg
Arco 5	Cuerda superior	C 6x8.2 lb/plg
	Parantes	C 3x4.1 lb/plg
	Cuerda inferior	C 6x8.2 lb/plg
	Largeros	C 6x10.5 lb/plg
Arco 6	Cuerda superior	C 6x8.2 lb/plg
	Largeros	C 5x6.7 lb/plg
Arco 7	Cuerda superior	C 6x8.2 lb/plg
	Largeros	C 5x6.7 lb/plg
Cubierta Gradas	Cuerda superior	C 4x5.4 lb/plg
	Largeros	C 4x5.4 lb/plg
Frontis	Cuerda superior	C 3x4.1 lb/plg
	Largeros	C 4x5.4 lb/plg
Tensores Arco	A-36 de D = 1 1/4"	
Tensores Largeros	A-36 de D = 5/8"	
Soldadura	Arco eléctrico y electrodo E60	

Para mayor detalle revisar los planos estructurales de la cubierta metálica en el Anexo X.

4.9. Estructura de sustentación de la edificación

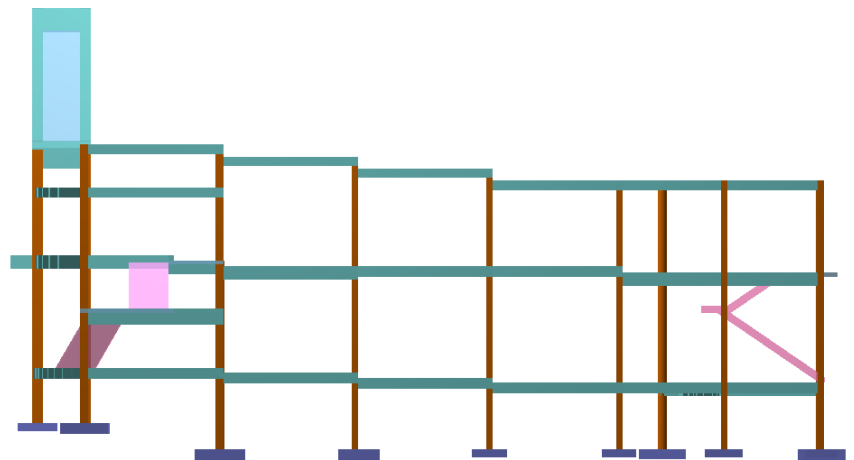
Se procedió a cargar los pórticos en el programa CYPECAD para obtener las máximas solicitaciones y proceder al diseño computarizado, la verificación manual del programa CYPECAD se encuentran en la memoria de cálculo para losas, vigas, pilares y zapatas de H°A° en el Anexo IV.

4.9.1. Detalle estructural de la edificación de H°A°



Vista en planta

Vista isométrica



Vista perfil longitudinal

4.9.2. Diseño y verificación manual de losas macizas

Se decidió trabajar con losas macizas debido a que se tiene un mejor comportamiento frente a la elevada sobrecarga de uso de 500 kg/m^2 , cabe resaltar entonces que la sobrecarga de uso fue un factor importante para la elección del tipo de losa a usar en el proyecto.

Resultados de la verificación y diseño manual

Losa N° 11 Nivel + 4.74 m	(cm^2/m)	Armadura adoptada
Armadura positiva en la dirección x	2.7	ϕ 8 c/15 cm
Armadura positiva en la dirección y	2.7	ϕ 8 c/15 cm
Armadura negativa en la dirección x1(izquierdo)	2.7	ϕ 8 c/15 cm
Armadura negativa en la dirección x2 (derecho)	4.19	ϕ 10 c/15 cm
Armadura negativa en la dirección y	2.7	ϕ 8 c/15 cm
Diferencia calculo manual y CYPECAD		6.2 %

Losa inclinada N° 1 Nivel + 8.86m	(cm^2/m)	Armadura adoptada
Armadura positiva en la dirección x	6.6	ϕ 10 c/15 cm
Armadura positiva en la dirección y	6.6	ϕ 10 c/15 cm
Armadura negativa en la dirección x	3.6	ϕ 8 c/15 cm
Armadura negativa en la dirección y	3.6	ϕ 8 c/15 cm
Diferencia calculo manual y CYPECAD		6.8 %

Cuadro de resumen de resultados para losas:

RESUMEN DIMENSIONES LOSAS		
Referencia	N° de Losa	Canto cm.
Nivel + 2.74	1 y 2	15
Nivel + 4.74	1,2,3,4 y 5	15
Nivel + 7.24	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13 ,14 y15	15
Nivel + 8.86	1 y 2	20

El detalle de cálculo de la armadura que corresponde a las losas verificadas se encuentra en el Anexo IV y de igual manera, los planos muestran a detalle el armado en el Anexo X.

4.9.3. Diseño y verificación manual de vigas

Las vigas fueron diseñadas a flexión y a corte, para el cálculo de la armadura de las vigas, se realizó lo establecido en el capítulo III del marco teórico.

Viga entre el pilar N°18 y 23 Nivel + 4.09 m.	(cm²)	Armadura adoptada
Armadura longitudinal inferior	8.29	2Φ20 mm + 1Φ16 mm
Armadura longitudinal superior	5.4	2Φ12mm + 1Φ20 mm
Armadura transversal	4.02	Φ8 mm c/13 cm
Diferencia cálculo manual y CYPECAD		7.8 %

Resultados de la verificación y diseño manual

Viga inclinada entre pilar N°1 y 2 Nivel + 8.86 y +13.96 m.	(cm²)	Armadura adoptada
Armadura longitudinal inferior	3.14	4Φ10
Armadura longitudinal superior	3.14	4Φ10
Armadura transversal	3.66	Φ 6 mm c/13 cm
Diferencia cálculo manual y CYPECAD		8.2 %

Viga cumbrera + 13,96 m.	(cm²)	Armadura adoptada
Armadura longitudinal inferior	1.98	8 Φ10 mm
Armadura longitudinal superior	1.98	8 Φ10 mm
Armadura transversal	Φ 6 mm c/15 cm

El detalle de cálculo de la armadura que corresponde a la viga verificadas se encuentra en el Anexo IV y de igual manera, los planos muestran a detalle el armado de las vigas en el Anexo X.

Cuadro de resumen de resultados para vigas:

RESUMEN DIMENSIONES VIGAS	
Referencia	Dimensiones (bxh) cm.
Nivel + 0.00	20 x 40
Nivel + 0.18	20 x 40
Nivel + 0.36	20 x 40
Nivel + 0.54	20 x 40
Nivel + 2.74	30 X50
Nivel + 4.09	20x50
Nivel + 4.74	20x50
	25x50
	25x40
	20x40
Nivel + 7.24	20x35
	30x35
Nivel + 7.51	20x35
	25x35
Nivel + 7.96	20x35
	25x35
Nivel + 8.41	20x35
	25x35
Nivel + 8.86	20x35
	30x35
	30x20
	40x30

4.9.4. Diseño y verificación manual de pilares

Al igual que las vigas, las columnas fueron calculadas siguiendo la teoría especificada en el marco teórico.

El resultado del armado de las columnas se halla en la parte del Anexo IV, y de igual manera, los planos muestran a detalle el armado de los pilares.

Resultados de la verificación y diseño manual:

Pilar N° 12 entre el nivel +0.00 m. y +4.74 m	(cm ²)	Armadura adoptada
Armadura longitudinal principal	4.4	4 Φ 12mm
Armadura transversal	Por Norma	Φ 6mm c/15 cm
Diferencia calculo manual y CYPECAD		2.65%

Cuadro de resumen de resultados para pilares:

RESUMEN PILARES		DIMENSIONES
Referencia	Dimensiones cm.	
P1	0.30x0.40	
P2	0.30x0.40	
P3	0.30x0.40	
P4	0.30x0.40	
P5	0.40x0.30	
P6	0.40x0.30	
P7	0.40x0.30	
P8	Diám:0.35	
P9	Diám:0.35	
P10	0.40x0.30	
P11	0.30x0.25	
P12	0.30x0.25	
P13	0.30x0.25	
P14	0.30x0.25	
P15	0.30x0.25	

P16	0.30x0.25
P17	Diám:0.35
P18	Diám:0.35
P19	0.25x0.25
P20	0.25x0.25
P21	0.25x0.25
P22	0.30x0.30
P23	0.30x0.30
P24	0.25x0.25

4.9.5. Diseño y verificación manual de zapatas

Se determinó dotar a la estructura de zapatas aisladas flexibles como fundaciones superficiales de acuerdo al suelo que se encontró en la zona de emplazamiento es una arcilla limosa inorgánica de baja plasticidad A-4 (6), terreno regular para fundación, con capacidad portante a la compresión de 1.32 Kg/cm².

Resultados de la verificación y diseño manual:

Zapata N° 10	(cm ²)	Armadura adoptada
Armadura en dirección de x	12.06	6 φ 16 c/30
Armadura en dirección de y	12.06	6 φ 16 c/30
Diferencia cálculo manual y CYPECAD		8.6 %

Cuadro de resumen de resultados para zapatas:

RESUMEN DIMENSIONES ZAPATAS			
Referencias	Geometría	Armado	Profundidad
P1, P2	Zapata cuadrada Ancho: 100.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 3Ø12c/30 Y: 3Ø12c/30	- 1.5 m.
P3, P4	Zapata cuadrada Ancho: 170.0 cm Canto: 35.0 cm	X: 9Ø12c/18 Y: 9Ø12c/18	- 1.5 m.

P5, P6	Zapata cuadrada Ancho: 170.0 cm Canto: 35.0 cm	X: 9Ø12c/18 Y: 9Ø12c/18	- 1.5 m.
P7, P10	Zapata cuadrada Ancho: 190.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 6Ø16c/30 Y: 6Ø16c/30	- 2.5 m.
P8, P9	Zapata cuadrada Ancho: 145.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 7Ø12c/21 Y: 7Ø12c/21	- 2.5 m.
P11, P12	Zapata cuadrada Ancho: 120.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 5Ø12c/26 Y: 5Ø12c/26	- 2.5 m.
P13, P14	Zapata cuadrada Ancho: 120.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 4Ø12c/27 Y: 4Ø12c/27	- 2.5 m.
P15	Zapata cuadrada Ancho: 120.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 4Ø12c/29 Y: 4Ø12c/29	- 2.5 m.
P16	Zapata cuadrada Ancho: 125.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 4Ø12c/29 Y: 4Ø12c/29	- 2.5 m.
P17	Zapata cuadrada Ancho: 175.0 cm Canto: 35.0 cm	X: 6Ø16c/29 Y: 6Ø16c/29	- 2.5 m.
P18	Zapata cuadrada Ancho: 175.0 cm Canto: 35.0 cm	X: 11Ø12c/16 Y: 11Ø12c/16	- 2.5 m.
P19	Zapata cuadrada Ancho: 130.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 5Ø12c/25 Y: 5Ø12c/25	- 2.5 m.
P20	Zapata cuadrada Ancho: 145.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 7Ø12c/20 Y: 7Ø12c/20	- 2.5 m.

P21	Zapata cuadrada Ancho: 100.0 cm Canto: 30.0 cm	X: 3Ø12c/30 Y: 3Ø12c/30	- 2.5 m.
P22	Zapata cuadrada Ancho: 170.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 8Ø12c/21 Y: 8Ø12c/21	- 2.5 m.

El resultado del cálculo se halla en la parte del Anexos IV y los planos muestran a detalle de la armadura y disposición en el Anexo X.

4.9.6. Diseño y verificación manual de escaleras

La escalera que se verifica es del tipo autoportate y el desarrollo del cálculo se lo puede apreciar en la parte del Anexo IV, así como también el detalle del armado de la escalera en la parte de planos del Anexo X.

Verificación manual

Escalera N° 1	Armadura		
	Sección	Tipo	Superior
A-A	Longitudinal	Ø12c/15	Ø12c/10
B-B	Longitudinal	Ø8c/20	Ø8c/20
C-C	Longitudinal	Ø10c/20	Ø12c/15
D-D	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20
E-E	Transversal	Ø10c/20	Ø12c/15
F-F	Transversal	Ø8c/20	Ø8c/20
Diferencia cálculo manual y CYPECAD			4.62%

Cuadro de resumen de resultados para escaleras:

RESUMEN DIMENSIONES ESCALERAS	
Referencia	Dimensiones
Escalera 1	Ámbito: 0.950 m Huella: 0.300 m ContraHuella: 0.20 m
Escalera 2 , 3,4 y 5	Ámbito: 1.500 m Huella: 0.300 m ContraHuella: 0.20 m

4.10. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

4.10.1. Cómputos métricos

Los cómputos métricos se realizaron según el marco teórico los cuales se pueden ver a detalle en el Anexo V.

4.10.2. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el Anexo VI.

4.10.3. Presupuesto General

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cómputos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; posteriormente, multiplicando el precio unitario de los diferentes ítems por la cantidad de cada uno de ellos y sumándolos estos así se llegó a un presupuesto total de la obra que a continuación se lo muestra y se puede apreciarlo también en el Anexo VII.

PRESUPUESTO GENERAL					
N°	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (Bs)	PRECIO PARCIAL (Bs)
1	TRAZADO Y REPLANTEO	m ²	688.53	7.59	5226.77
2	EXCAVACIÓN 0-1.5 M SUELO SEMIDURO	m ³	96.99	29.70	2880.02
3	HORMIGÓN ARMADO ZAPATAS	m ³	22.63	2234.35	50563.25

4	RELLENO Y COMPACTADO	m ³	1394.61	25.79	35971.13
5	CIMIENTOS H°C° MURO PERIMETRAL	m ³	63.90	529.09	33809.16
6	SOBRECIMENTOS DE H°A°	m ³	17.63	2923.07	51533.64
7	IMPERMEABILIZACIÓN DE SOBRECIMENTOS	m ²	45.60	40.47	1845.31
8	HORMIGON ARMADO COLUMNAS	m ³	19.31	3607.15	69654.05
9	HORMIGÓN ARMADO VIGAS	m ³	29.77	3409.94	101513.96
10	MURO DE LADRILLO 6H E=0,18 CM	m ²	886.33	154.13	136609.43
11	HORMIGON ARMADO LOSA MACIZA	m ²	24.83	3823.98	94949.43
12	ESCALERAS DE HORMIGON ARMADO	m ³	6.59	3854.90	25403.78
13	CUB. DE CALAMINA GALV. N°28 C/ESTR.METÁLICA	m ²	467.00	1081.16	504903.40
14	CIELO RASO BAJO LOSA	m ²	191.20	85.14	16278.72
15	CIELO FALSO DE PVC (ESTR. METÁLICA)	m ²	467.00	116.16	54246.72
16	CONTRAPISO DE PIEDRA Y CEMENTO	m ²	387.85	97.02	37627.37
17	REVOQUE CAL-CEMENTO SOBRE LADRILLO	m ²	675.09	93.10	62849.79
18	REVOQUE INTERIOR CAL-CEMENTO-YESO	m ²	673.33	99.11	66731.84
19	REVESTIMIENTO DE PARED DE BAÑOS	m ²	15.30	156.28	2391.10
20	PISO CERAMICO ESMALTADO	m ²	538.56	155.28	83629.95
21	ZÓCALO DE CERÁMICA ESMALTADA	ml	161.00	86.34	13900.18
22	MESON DE H°A°	m ²	1.60	529.86	847.78
23	PROV. Y COLOC. PUERTA TABLERO	m ²	35.64	942.06	33574.95
24	PROV. Y COLOC. VENTANA DE ALUMINIO	m ²	173.64	475.09	82493.75
25	QUINCALLERÍA DE PUERTAS	pza	12.00	933.88	11206.56
26	PROV. Y COLOC. VIDRIOS	m ²	173.64	80.16	13918.90
27	BARANDA METÁLICA	ml	49.10	250.66	12307.27
28	PINTURA EXTERIOR	m ²	675.09	35.23	23785.01
29	PINTURA INTERIOR	m ²	852.53	28.45	24258.49
30	CANAleta DE CALAMINA PLANA	m	1710.20	119.04	203588.71
31	PROV. Y COLOC. DE CAMPANA	pza	1	5901.33244	5901.33
32	DINTEL DE H°A°	ml	19.00	629.44	11959.33
Total monto en Bs.=					1876361.00

El área de construcción del proyecto es de 788 m² y el monto total del costo es de 1'876,361.00 Bs.(Un millón ochocientos setenta y seis mil trescientos sesenta y uno 00/100 bolivianos),que equivale a 268'051.57 \$us.(Doscientos sesenta y ocho mil cincuenta y uno 57/100 dólares americanos).

Por lo tanto el metro cuadrado de la construcción es de 340.16 \$us/m² (Trescientos cuarenta 16/100 dólares americanos el metro cuadrado).

4.10.4. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se las realizaron según el marco teórico y normativa empleada las cuales se pueden ver a detalle en el Anexo VIII.

4.10.5. Plan y cronograma de obras

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barras Gantt y se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el Anexo IX.

Con la ayuda del programa Project se pudo determinar la duración de toda la obra que es de 220 días.

CONCLUSIONES

Una vez finalizado con el diseño estructural de la Capilla Católica Barrio Narciso Campero se llegó a las siguientes conclusiones:

- Con el levantamiento topográfico, se determina que se tiene que realizar una nivelación del mismo de acuerdo a la arquitectura planteada en el proyecto que cuenta con desniveles que favorecen en la evacuación de las aguas pluviales.
- De acuerdo al suelo que se encontró en la zona de emplazamiento con capacidad portante a la compresión de 1.32 Kg/cm², se determinó dotar a la estructura de zapatas aisladas y flexibles como fundaciones superficiales.
- Según el perfil longitudinal del terreno se determinó utilizar distintas profundidades de cimentación en dos tramos, en consecuencia el desnivel entre tramos es de 1 m. con ángulo horizontal de 17°, no se consideró interacciones entre cimentaciones.
- La sobrecarga elevada de uso fue un factor determinante para la elección del tipo de losa para esta estructura, losa maciza bidireccional.
- Al medir 29.5 m. el lado más largo de la estructura del proyecto, este valor se encuentra por debajo del rango establecido por norma por lo tanto se determinó en no considerar juntas de dilatación en la estructura de H°A°.
- En los nudos y elementos de la estructura de H°A° del campanario, la dirección de las fuerzas interiores experimenta el llamado empuje al vacío, para evitar la rotura del recubrimiento, se suele concentrar armadura en dichos puntos.
- El costo estimado del proyecto según el presupuesto que contempla obra gruesa y fina es de 1'876,361.00 Bs., teniendo un costo aproximado por metro cuadrado de 340.16 \$us/m², este presupuesto no contempla supervisión ni equipamiento de la capilla.
- El tiempo de ejecución de la obra es 220 días calendarios según el planeamiento y cronograma de ejecución.

RECOMENDACIONES

Las recomendaciones más importantes se mencionan a continuación:

- Para la licitación de la construcción de la Capilla, se recomienda completar el proyecto de diseño estructural con un estudio de instalaciones eléctricas y sanitarias de agua potable y alcantarillado.
- Para evitar que la estructura sea afectada por la oxidación en sus elementos expuestos a la intemperie, se debe realizar el mantenimiento y limpieza de la cubierta metálica antes que se inicie la temporada de lluvias, principalmente en su impermeabilización con pintura anticorrosiva.
- Verificar la capacidad portante del suelo antes de la ejecución del proyecto con el número de pozos de exploración que se crean necesarios y a una la profundidad que sea requerida por los responsables de la ejecución de la obra.

BIBLIOGRAFÍA

- LIBROS

1. **CASTELLANOS VÁSQUEZ JAVIER** “Compendio preparado por el docente de la asignatura CIV-502” U.A.J.M.S.
Tarija, Bolivia, febrero de 2010.
2. **JACK C. MC CORMAC** “Diseño de Estructuras de Acero” Método LRFD, editorial Alfaomega
Clemson University, E.U.A, 1996.
3. **BRAJA M. DAS** “Principios de ingeniería de cimentaciones” ,5^{ta} edición, editorial THOMSON.
State University, Sacramento, 2004.
4. **JIMÉNEZ MONTOYA PEDRO** Hormigón Armado,7^a edición tomo I, y tomo II, editorial Gustavo Gili, S.A.
Barcelona, España, 1987.
5. **PEDRO JIMÉNEZ MONTOYA**
ÁLVARO GARCÍA MESEGUER
FRANCISCO MORÁN CABRÉ “Hormigón Armando”, 14^a Edición, editorial Gustavo Gili, S.A.
Barcelona, España, 2000.
6. **ÁLVARO GARCÍA MESEGUER**
FRANCISCO MORÁN CABRÉ
JUAN CARLOS ARROYO PORTERO “Jiménez Montoya Hormigón Armando” 15^a edición y ampliada, editorial Gustavo Gili.S.A.
Barcelona, España, 2011.
7. **CALAVERA RUIZ JOSE** “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón”, INTEMAC,SA. tomo 2, editorial INFOPRINT, SA.
Madrid, España, Marzo de 1999.

- **NORMAS Y REVISTAS**

1. **CBH-87**

Norma Boliviana del Hormigón Armado, texto técnico normativo especializado, edición realizada bajo el asesoramiento técnico del ministerio de obras públicas y urbanismo. *La Paz, Bolivia, 1989.*

2. **NBE-AE/88**

Acciones en la edificación, 1988.

3. **NBDS-06 V.1.4.**

Norma boliviana de diseño sísmico, 2006.

4. **CIRSOC 101**

Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras.
Buenos Aires, Julio de 2005.

5. **CIRSOC 102**

Reglamento Argentino de acción del viento sobre las construcciones.
Buenos Aires, Julio de 2005.

6. **P y C**

Presupuesto y Construcción, elaborada en el colegio de arquitectos de La Paz.
La Paz, Bolivia, Julio de 2011.