

CAPÍTULO N°1

1. Antecedentes del Proyecto

1.1 Problemática Actual

El crecimiento poblacional del municipio de San Lorenzo en los últimos años, especialmente en las comunidades a causa de las urbanizaciones y loteamientos, ha llevado a que se tenga un crecimiento poblacional importante, con una migración permanente de familias del interior de país.

Por lo presentado anteriormente los habitantes del municipio manifiestan ciertas necesidades como es el caso de los servicios básicos como: agua potable, alcantarillado, energía eléctrica, gas y servicios de salud. En la actualidad las poblaciones de las comunidades de: Canasmoro, Carachimayo, Bordo Guadalquivir, Huacata, Tomatas Grande, Lajas la Merced, Alto Lajas, Trancas, Sella Méndez, etcétera. Presenta principalmente problemas de salud, por ello que las personas deben dirigirse a centros de salud de la ciudad de Tarija o al hospital de primer nivel de San Lorenzo, por este motivo se establece la necesidad de la construcción de un centro de salud en un lugar estratégico que beneficie a los habitantes de la zona.

1.2 Planteamiento del Problema

1.2.1 Planteamiento

El actual hospital de primer nivel con el que cuenta el Municipio de San Lorenzo, no es de suficiente capacidad para satisfacer: la atención médica, dotación de medicamentos, programas de prevención, etcétera. A la población en general, esto lleva que la falta de un centro de salud exista la incertidumbre sobre la atención de patologías y enfermedades que se presenta en la zona. Esto puede crecer sino se implementa una solución que reduzca los problemas de salud.

El gobierno municipal en vista que existen dichos problemas, en vista de solucionar la problemática de salud decide la construcción de un centro de salud de primer nivel en un lugar estratégico como es la comunidad de Lajas. Que, de acuerdo con la Norma Nacional de Caracterización de Establecimientos de Salud de Primer Nivel, dicha estructura se

demanda en zonas de proyecto que cuenta con una cantidad de beneficiarios entre 1.000 y 10.000 habitantes, donde el equipo de salud brinda atención integral, ambulatorio e internación a personas y familias. Cuyas funciones están orientadas a la promoción de la salud, prevención, diagnóstico y tratamiento de las enfermedades, rehabilitación y adicionalmente se complementa con la medicación tradicional con el fin de brindar un eficiente servicio de salud a la población de las comunidades de la zona.

1.2.2 Formulación

En ausencia de centros de atención médica en las comunidades del municipio San Lorenzo, se ha planteado la alternativa de construir un centro de salud en un lugar estratégico.

¿De qué manera contribuirá la construcción de un centro de salud en la comunidad de Lajas del Municipio de San Lorenzo a la prevención, diagnóstico y tratamiento de las enfermedades?

1.2.3 Sistematización

Con la alternativa de Construcción de un Centro de Salud en la comunidad de Lajas se puede concretar con la sistematización.

¿Cuáles son los indicadores que deben ser tomados en cuenta para solucionar los problemas de salud que aquejan al municipio de San Lorenzo?

¿De qué manera se deben considerarse las acciones que intervienen en la estructura para posteriormente realizar el análisis y cálculo estructural?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Realizar el Diseño Estructural del Centro de Salud Lajas en la comunidad de Lajas Provincia Méndez del Departamento de Tarija, mediante la Norma Boliviana NB 1225001, GBDS 2020 y las normas CIRSOC, AISI para el diseño de acero conformado en frío.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Realizar el estudio de mecánica de suelos para determinar la capacidad admisible del suelo de fundación, para la estructura.

- Realizar el análisis de cargas que intervienen en la estructura: cargas permanentes, cargas vivas y accidentales (sismo).
- Realizar el diseño estructural de la cubierta metálica con perfiles metálicos comercializados en nuestro medio mediante la norma CIRSOC por medio del método LRFD.
- Realizar el cómputo métrico de los ítems del proyecto con sus respectivas especificaciones técnicas y su cronograma de ejecución.
- Elaborar el presupuesto general del proyecto.
- Realizar las correcciones de derivas, corrección del cortante basal y Efectos P-delta.
- Realizar los planos estructurales del proyecto.

1.4 Justificación

1.4.1 Académica

La importancia de realizar un diseño estructural revela los conocimientos adquiridos y la manera de cómo afrontar un diseño. Elaborar el diseño estructural del presente proyecto servirá para consolidar los conocimientos adquiridos a lo largo de nuestra formación académica, con la correcta aplicación de las normas a usar. En el ámbito del diseño del Hormigón Armado, como en el diseño de los elementos conformados en frío como son los perfiles que se comercializan en nuestro medio, para así dimensionar estructuras con el criterio apropiado además de considera la acción sísmica a través del espectro de diseño calculado en base a la GBDS 2020.

1.4.2 Técnica

El realizar Diseño Estructural del Centro de Salud es técnicamente viable y se puede desarrollarlo con herramientas que se fueron adquiriendo a lo largo de la formación académica, para así resolver uno de los problemas de salud que poseen las comunidades alejadas al municipio de San Lorenzo.

1.4.3 Social

La construcción de un centro de salud ayudará en gran medida a la calidad de vida de las familias brindando los servicios de salud como es el caso de las comunidades aledañas a la

comunidad de Lajas. Siendo que sus habitantes no cuentan con los recursos suficientes para trasladarse a la ciudad de Tarija y así acceder a un centro de salud o al Hospital Regional San Juan de Dios, por lo que el municipio de San Lorenzo decide la construcción de un Centro de Salud en un lugar estratégico como es en la comunidad de Lajas.

Además de brindar el servicio de salud, la construcción generara cierto beneficio económico a la población ya que para la ejecución se necesitar mano de obra generando un ingreso adicional en las familias de la comunidad de Lajas.

1.5 Alcance del proyecto

El presente proyecto contempla los siguientes puntos:

- Determinar la capacidad portante del suelo por medio del ensayo de penetración estándar, además de contar con un perfil estratigráfico para una mejor visualización del terreno.
- Realizar un análisis a la topografía proporcionado por el municipio de San Lorenzo.
- En base a los estudios previos elaborara el planteamiento estructural considerando su configuración más conveniente posible, para así posteriormente hacer las verificaciones de los elementos estructurales.
- El proyecto además de contar con el diseño estructural, este contara adicionalmente con su respectivo: presupuesto general, cómputo métrico y las especificaciones técnicas de los ítems, para así posteriormente realizar el cronograma de ejecución.

El proyecto contemplara exclusivamente el Diseño Estructural de la infraestructura y la superestructura además de contar con los planos estructurales correspondientes.

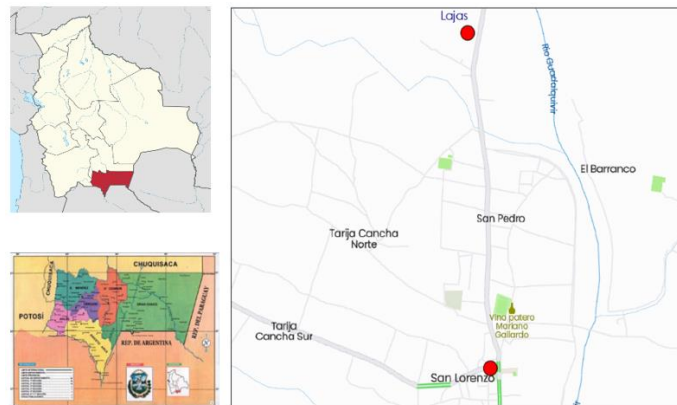
Cabe señalar que no se realizaran ningún diseño a lo que refiere a las instalaciones como: instalación eléctrica, instalación sanitaria, instalación de gas y la instalación de agua caliente, fría.

1.6 Localización del Proyecto

El proyecto está ubicado en el centro urbano de San Lorenzo en la comunidad de Lajas provincia Méndez del Municipio de San Lorenzo de departamento de Tarija.

Desde la plaza principal de San Lorenzo hasta Lajas tiene una distancia de 2,50 km

Figura 1.1: Ubicación del Proyecto



Fuente: Google mapcarta

El proyecto se encuentra en la comunidad de Lajas, que se encuentra en la zona norte del municipio de San Lorenzo del departamento de Tarija. La comunidad de Lajas tiene como límites al norte a las comunidades de Canasmoro, Corana Sud y Alto Lajas, al sur con el Barrio San Pedro perteneciente al centro poblado de San Lorenzo, al este limita con las comunidades de Bordo Carachimayo y Sella Méndez, y al oeste limita con la comunidad de Pajchani.

1.6.1 Descripción del Lugar de Emplazamiento

El lugar de emplazamiento del proyecto cuenta con una estructura de adobe existen, en el terreno cuenta con una superficie de $646,92 m^2$; en la que se encuentran desniveles poco significativos siendo la parte del fondo la parte más alta, mientras que hacia la calle la parte más baja.

La ubicación geográfica del proyecto es: $21^{\circ}23'43,50''$ latitud sur y $64^{\circ}45'03,05''$ de longitud oeste. La misma que se encuentra a una altitud promedio de 2.022 m.s.n.m.

Figura 1.2: Ubicación de la zona de Emplazamiento



Fuente: Google Earth

1.7 Información socioeconómica relativa al proyecto

1.7.1 Aspectos demográficos

Según el Censo Nacional de Población y Vivienda del 2012 la población del municipio de San Lorenzo era de 23.863 habitantes. El análisis en este punto permite observar la composición de la población en la comunidad de Lajas así mismo de la población beneficiaria al centro de salud.

1.7.2 Población de la zona de estudio

La población de la comunidad de Lajas según el Censo Nacional de Población y Vivienda del 2012 es de 580 habitantes. La composición de la población en el área de influencia es diversa. En los últimos cinco años esto se ha visto más aun, debiéndose principalmente a las de urbanizaciones y loteamientos han llevado que exista un crecimiento importante generalmente la población es del interior del país como de las provincias aledañas. La comunidad de Lajas pertenece al Distrito N°5 Eustaquio Méndez que cuneta con 14 comunidades, (Canasmoro, Carachimayo Norte, Bordo Guadalquivir, Carachimayo Centro, Chamata, Colorado Sud, Corana Norte Corana Sud, Huacata, La Hondura, Tomatas Grandes, Lajas La Merced, alto Lajas y Trancas).

Tabla N°1.1: Población del Distrito N°5 Eustaquio Méndez

N°	Descripción	Población Total
1	Canasmoro	1156
2	Carachimayo Norte	12
3	Bordo Guadalquivir	186
4	Carachimayo Centro	528
5	Chamata	52
6	Colorado Sud	36
7	Corana Norte	69
8	Corana Sud	226
9	Huacata	158
10	La Hondura	74
11	Tomatas Grande	657
12	Lajas la Merced	580
13	Alto Lajas	99
14	Trancas	184
Total		4017

Población del Distrito N°5 Eustaquio Méndez. Fuente: INE 2012 Elaboración: Propia

De acuerdo a los datos del Censo Nacional de Población y Vivienda del 2012, la cantidad de habitantes según el grupo correspondiente al Distrito N°5 del municipio de San Lorenzo. La mayor parte de los habitantes oscila entre la edad de 10 a 14 años representando el 13,20% que son 529 habitantes.

1.7.3 Aspectos Económicos

Entre las principales actividades económicas que se desarrollan en el municipio de San Lorenzo particularmente en la comunidad de Lajas se tiene: agricultura, ganadería, panadería y lechería. A continuación, se presenta la siguiente tabla sobre las actividades económicas que se desarrollan en el municipio.

Tabla N°1.2: Actividad Económica del Distrito N°5 del Municipio de San Lorenzo

Actividad económica	Total	Hombres	Mujeres
Total	12.257	7.056	5.201
Agricultura, ganadería, caza, pesca y sicultura	5.884	3.744	2.140
Minería e Hidrocarburos	28	23	5
Industria manufacturera	633	231	402
Electricidad, gas, agua y desechos	12	10	2
Construcción	1.133	1.090	43
Comercio, transporte y almacenes	1.563	905	658
Otros servicios	2.128	671	1.457
Sin especificar	386	202	184
Descripciones incompletas	490	180	310

Fuente: INE 2012 Elaboración: Propia

1.8 Servicios Básicos

Entre los servicios básicos que se les brinda a la comunidad de Lajas y las comunidades aledañas son: el agua por cañería, energía eléctrica, gas domiciliario.

1.8.1 Procedencia del Agua

De acuerdo con la información del Instituto Nacional de Estadística para el año 2012 la cobertura de agua, para el Distrito N°5 del municipio de San Lorenzo es principalmente por medio de red de agua por cañería.

Tabla N°1.3: Procedencia del Agua que utilizan las viviendas

N°	Comunidad	Cañería de red	Pileta publica	Carro repartidor (Aguatero)	Pozo o noria con bomba	Pozo o noria sin bomba	Lluvia, río, vertiente, acequia	Lago, laguna, Curichi	Total
----	-----------	-------------------	-------------------	-----------------------------------	---------------------------------	---------------------------------	--	-----------------------------	-------

1	Canasmoro	172	62	0	0	0	2	1	237
2	Bordo Carachimayo	47	1	0	3	0	5	0	56
3	Carachimayo	140	9	0	0	0	19	4	172
4	Colorado Sud	2	0	0	0	0	7	0	9
5	Corana Norte	68	1	0	0	1	7	0	77
6	Corana Sud	25	0	0	0	0	0	0	25
7	Huacata	12	0	0	0	1	39	0	52
8	La Hondura	14	0	0	0	0	9	0	23
9	Tomatas Grande	164	5	0	0	0	28	0	197
10	Lajas la Merced	90	2	0	2	0	56	0	150
11	Alto Lajas	17	0	0	0	0	4	0	21
12	Trancas	46	7	0	0	0	10	0	63

Fuente: INE 2012 Elaboración: Propia

1.8.2 Energía Eléctrica

El Distrito N°5 del Municipio de San Lorenzo cuenta con la siguiente cobertura de Energía Eléctrica según el censo del 2012.

Tabla N°1.4: Procedencia de la Energía Eléctrica

N°	Comunidad	Red de empresa eléctrica (servicio público)	Motor Propio	Panel Solar	Otra	No tiene	Total
1	Canasmoro	200	0	3	1	33	237
2	Bordo Carachimayo	53	0	0	0	3	56
3	Carachimayo	134	0	0	0	38	172
4	Colorado Sud	0	0	0	0	9	9
5	Corana Norte	19	0	0	0	6	25
6	Corana Sud	68	1	0	0	8	77
7	Huacata	20	0	3	0	29	52
8	La Hondura	4	0	0	0	19	23
9	Tomatas Grande	136	1	2	2	56	197
10	Lajas la Merced	128	0	0	1	21	150

11	Alto Lajas	17	0	0	0	4	21
12	Trancas	40	0	14	0	9	63

Fuente: INE 2012 Elaboración: Propia

1.8.3 Alcantarillado

El servicio de alcantarillado sanitaria solo se presenta en el centro urbano de San Lorenzo mientras que en las comunidades no es usual a continuación, se presenta la siguiente tabla donde se muestra el servicio de alcantarillado.

Tabla N°1.5: Tipo de desagüe del servicio de sanitario

N°	Comunidad	Red de empresa eléctrica (servicio público)	Motor Propio	Panel Solar	Otra	No tiene	Total
1	Canasmoro	200	0	3	1	33	237
2	Bordo Carachimayo	53	0	0	0	3	56
3	Carachimayo	134	0	0	0	38	172
4	Colorado Sud	0	0	0	0	9	9
5	Corana Norte	19	0	0	0	6	25
6	Corana Sud	68	1	0	0	8	77
7	Huacata	20	0	3	0	29	52
8	La Hondura	4	0	0	0	19	23
9	Tomatas Grande	136	1	2	2	56	197
10	Lajas la Merced	128	0	0	1	21	150
11	Alto Lajas	17	0	0	0	4	21
12	Trancas	40	0	14	0	9	63

Fuente: INE 2012 Elaboración: Propia

1.8.4 Tipos de Energía alternativa

En el municipio de San Lorenzo se encuentra como energías alternativas principalmente a: gas licuado de petróleo (garrafa), leña y gas natural.

La empresa encargada de la distribución del gas licuado es YPFB por medio de la ANH por medio de su planta ubicada en la zona de San Mateo. Que a través de vehículos se comercializan a las comunidades del Municipio de San Lorenzo. El gas natural es distribuido por medio de una red domiciliaria, a cargo de la empresa EMTAGAS.

1.9 Servicio de Salud

La definición de establecimiento de salud. Es la unidad operativa básica de la Red Fundamental de Servicio de Salud, responsable de otorgar atención integral intercultural en cuanto a promoción de la salud, prevención, diagnóstico, tratamiento de enfermedades y recuperación y recuperación de la salud, logrando de esta manera la satisfacción de las personas, familias, comunidad y equipo de salud, incorporando la gestión participativa y control social.

Los principales servicios de salud que reciben los habitantes del Distrito N°5 del Municipio de San Lorenzo, se presenta la siguiente tabla.

Tabla N°1.6: Atención de Salud del Distrito N°5 del Municipio de San Lorenzo

N°	Comunidad	Caja salud (CNS, COSMI, u otras)	Seguro de salud Privado	Establecimiento de salud Público	Establecimiento de salud Privado	Médico Tradicional	Soluciones Caseras	Farmacia	Total
1	Canasmoro	397	124	805	291	383	620	637	3257
2	Bordo Carachimayo	21	6	153	27	9	27	21	264
3	Carachimayo Centro	79	60	501	83	246	363	342	1674
4	Colorado Sud	1	0	35	0	0	0	0	36
5	Corana Norte	3	0	69	8	57	57	44	238
6	Corana Sud	60	114	191	78	119	154	143	859
7	Huacata	3	0	147	14	102	134	109	509
8	La Hondura	3	5	64	5	25	67	47	216
9	Tomatas Grande	174	11	537	155	270	375	355	1877
10	Lajas la Merced	65	32	468	129	318	364	463	1839
11	Alto Lajas	46	29	74	24	69	94	96	432
12	Trancas	68	28	159	22	53	91	72	493

Fuente: INE 2012 Elaboración: Propia

CAPÍTULO N°2

2. Marco Teórico

En este capítulo se explicarán las bases teóricas para el desarrollo del Diseño Estructural del Centro de Salud Lajas. Bajo la aplicación de las normas a usar, siguiendo las recomendaciones bibliográficas y con criterios de diseño que se fueron adquiriendo a lo largo de la formación académica.

Para idealizar la estructura como tal. Se describirán los conceptos, definiciones, parámetros y métodos de diseño. Partiendo desde punto de vista de los materiales que intervienen en la infraestructura y la superestructura. Como es el estudio de suelos, levantamiento topográfico y los materiales para la construcción del Centro de Salud.

2.1 Levantamiento Topográfico

En los proyectos ingenieriles necesariamente se necesitan estudios complementarios al diseño como tal de cualquier estructura, para llevar a cabo la ejecución de las obras. Como es el caso de un levantamiento topográfico, conociendo así las configuraciones del área donde se ejecución el proyecto.

2.1.1 Definición de levantamiento Topográfico

En un levantamiento topográfico es la toma de datos necesarios para la representación gráfica mediante curvas de nivel del terreno, generalmente los equipos que se utilizan son: estación total, teodolito óptico, teodolito eléctrico entre otros.

De acuerdo a Gámez M. (2015), La topografía se encarga de medir extensiones de tierra tomando los datos para su representación gráfica en un plano a escala, sus formas y accidente.

También podemos mencionar que la topografía determina distancias horizontales y verticales entre puntos y objetos sobre la superficie terrestre medición de ángulos y establecer puntos por medio de ángulos y distancias previamente determinados. (p. 10)

2.2 Estudio de Suelos

Los trabajos prospección del terreno nos proporcionan los datos necesarios para la caracterización estratigráfica del terreno que por medio de la realización de ensayos in-situ y la obtención de muestras las cuales pueden ser: alteradas e inalteradas.

Las muestras alteradas que contengan una cantidad necesaria, se pueden utilizar generalmente para los siguientes tipos de ensayos de laboratorio. Análisis granulométrico, Determinación de los límites líquido y plástico, Gravedad específica de los sólidos del suelo, Determinación del contenido de humedad, Clasificación del suelo.

2.2.1 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

El ensayo consiste en la hincada del muestreador con golpes de martillo de 63,5 kg (140 lb), con caída de 0,76 m (30"). Contando el número de golpes aplicados a cada incremento de 0,15 m (6"), hasta cuando ocurra una de las siguientes condiciones.

- Que se haya aplicado un total de 50 golpes en cualquiera de los tres incrementos de 0,15 m (6").
- Que se haya aplicado un total de 100 golpes para 0,30 m (12").
- Que no se observa avance de la punta mediante la aplicación de 10 golpes sucesivos del amartillo.
- Que la muestra avance 0,45 m (18") completos, sin alcanzar las cuantías límites.

Si por alguno motivo el número de golpes necesarios para hincar cualquier intervalo de 15 cm es superior a 50, entonces el resultado del ensayo deja de ser la suma como estaba previsto para ahora convertir como un rechazo. Teniéndose que anotar la longitud hincada en el tramo en el cual se han alcanzado los 50 golpes, el ensayo se da por finalizado cuando se alcanza este valor.

2.3 Diseño Arquitectónico

De acuerdo con la Norma Nacional de Caracterización de Establecimientos de Salud de Primer Nivel (2013). El planteamiento para beneficiarse con un Establecimiento de Salud, se inició con la necesidad o por demanda social de contar con un nuevo establecimiento, el programa medico arquitectónico el cual es el instrumento técnico básico que determina el

predimensionamiento de la infraestructura, ambientes y espacios físicos, indispensables para que el buen funcionamiento de las actividades del personal.

En este programa se contempla:

Área: Agrupación de varios ambientes o unidades que realizan actividades complementarias o compatible que pueden agruparse por necesidades de relación funcional, administrativa o apoyo operativo. Ej. Área Administrativa, Área Atención Ambulatoria, etc.

Ambiente: Espacio cubierto definido en el cual se realiza una actividad específica o varias compatibles. Ej. Recepción, Consultorio General, Depósito, sala de partos con adecuación cultural, etcétera. (p. 42),

Unidad: Conjunto de ambientes que cumplen funciones diferentes, pero con un objeto final coordinado y definido. Ej. Unidad de Esterilización.

2.4 Idealización de las Estructuras

Las estructuras deben concebirse en lo posible como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada. El proceso de diseño de un sistema, comienza con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico; se parte de consideraciones generales, que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumule información sobre el problema.

Idealmente el objeto del diseño de un sistema es la optimización del sistema, es decir la obtención de todas las mejores soluciones posibles. El lograr una solución óptima absoluta es prácticamente imposible, sin embargo, puede ser útil optimizar de acuerdo con determinado criterio, tal como el de peso o costo mínimo; teniendo en cuenta siempre que no exista soluciones únicas sino razonables.

2.4.1 Análisis Estructural en Estructuras de Hormigón

De acuerdo a Borja V. (2012). El hormigón armado presenta una serie de particularidades que no hacen viable la aplicación directa de la Resistencia de Materiales en el análisis estructural, esto es, en la obtención de esfuerzos en las estructuras:

- Por un lado, el hormigón *no es un material equirresistente*, ya que no tiene la misma resistencia a compresión que a tracción, la cual se desprecia; por esta razón, el proyecto y la disposición de las armaduras, pasivas o activas, deberán ser coherentes con las hipótesis del modelo de cálculo con el que se hayan obtenido los esfuerzos.
- Además, el diagrama tensión-deformación del hormigón en compresión no es lineal.
(p. 33)

2.4.2 Sustentación de Cubierta

Los proyectos conforme al reglamento, se deben realizar en base a los principios del Método por Estado Limite (también llamado Proyecto por Factores de Carga y Resistencia o Método LRFD).

Un proyecto estructural satisfacer los requisitos del reglamento cuando la resistencia de diseño R_d de cada uno de los componentes estructurales sea mayor o igual que la resistencia requerida R_u determinada mediante un análisis estructural para la combinación de acciones mayores.

La condición de proyecto para resistencia se define como la siguiente expresión:

$$R_u \leq \phi R_n = R_d$$

Donde:

R_u = La resistencia requerida

R_n = La resistencia nominal

ϕ = El factor de resistencia

R_d = La resistencia de diseño. $R_d = \phi R_n$

2.4.2.1 Limitaciones y consideraciones de secciones abiertas conformadas en frío

Limitación de espesores: La utilización de pequeños espesores en elementos estructurales con formas adecuadas al tipo de sollicitación y correctamente verificados para las Resistencias Requeridas permite obtener muchas veces menores relaciones Peso-Resistencia. Pero la utilización de espesores demasiado pequeños presenta algunos riesgos. Uno de ellos es la posibilidad de producción de deformaciones en los elementos de la

sección transversal durante el transporte manipuleo y montaje que pueden disminuir las resistencias calculadas y producir la falla del elemento a solicitaciones menores a las previstas afectando gravemente la seguridad y/o el servicio de la estructura.¹

Análisis estructural: No se permite el análisis plástico en estructuras con secciones abiertas conformadas en frío. Tampoco puede realizarse ninguna redistribución de los Momentos Elásticos en vigas o barras de pórticos. Ello porque las relaciones ancho-espesor de las secciones abiertas y la restricción al giro en los apoyos de sus partes planas no permiten en los casos usuales la formación de las rótulas plásticas sin que previamente se produzca el pandeo local.

Campo de validez: El reglamento establece los requisitos mínimos para el proyecto, calculo y construcción de elementos estructurales resistentes con secciones abiertas conformadas o plegadas en frío a partir de chapas, flejes o planchuelas de acero al carbono o de baja aleación de no más de 25,4 mm de espesor. Es de hacer notar que el limite máximo de espesores es bastante superior a los usualmente usados en la practica en nuestro medio, pero el mismo se adoptó en correspondencia con la Especificación base de la AISI y representa un límite de validez de los procedimientos de dimensionado.

2.4.2.2 Formas seccionales, Consideraciones de Diseño

Las formas seccionales más comunes que se comercializan en Tarija según el catálogo Ferrotodo. Para las secciones simples se indica según la nomenclatura utilizada por las Normas IRAM-IAS.

El reglamento CIRSOC 303 en la sección A.2.1. especifica que los aceros deberán cumplir con las Normas IRAM-IAS correspondientes dentro de las cuales las principales especificaciones para las secciones abiertas conformadas en frío son la IRAM-IAS U 500-206 y la IRAM-IAS U 500-205.

Además, establece las siguientes propiedades generales del acero.

- a) Módulo de elasticidad longitudinal: $E = 200000 \text{ MPa}$
- b) Módulo de elasticidad transversal: $G = 77200 \text{ MPa}$

¹ Troglia Estructuras de Acero con Tubos y Secciones Abiertas Conformadas – Tomo 1

- c) Coeficiente de Poisson en período elástico: $\mu = 0,30$
- d) Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha_a = 12 * 10^{-6} \frac{cm}{cm^{\circ}C}$
- e) Peso específico: $\gamma_a = 77,30 \frac{kN}{m^3}$

2.4.3 Sustentación de la edificación

2.4.3.1 Estructura aporticada

El diseño de la estructura será por medio de una estructura de hormigón armado, siendo un sistema de construcción sólido y durable que soportan los tipos de acciones convencionales (sobrecargas, cargas vivas, cargas muertas, sismo y viento) el sistema principalmente se constituye de elementos estructurales tales como: vigas, columnas formado así el sistema a porticado.

De acuerdo con Blasco B. Antonio (1994). La característica fundamental de la sollicitación es su eventualidad. Ello se traduce en que un determinado nivel de esfuerzos se produce en la estructura durante un corto tiempo.

Por esta razón, las fuerzas de sismo se establecen para valores intermedios de la sollicitación, confiriendo a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, debiendo complementarse el saldo otorgándole una adecuada ductilidad. Esto requiere prepara a la estructura para ingresar a una etapa plástica, sin que se llegue a la falla. (p. 7)²

2.4.3.2 Resistencia del Hormigón

La resistencia característica del proyecto $f'c$ es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión como base de los cálculos, asociados a un nivel de confianza del 95% de denomina también resistencia especificada.

2.4.3.3 Resistencia de Cálculo

El valor de $f'c$ debe ser especificado en los en los documentos de construcción y debe estar de acuerdo con los siguientes lineamientos: Limites para $f'c$, Requisitos de Durabilidad y Requisitos de resistencia estructural.

² Estructuras de Hormigón Armado, Antonio Blanco Belasco (1994). Los principales criterios que es necesario tomar en cuenta para lograr una estructura sismo-resistente.

Tabla N°2.1: Resistencia Especificada a la Compresión

Aplicación	Hormigón	f'_c Mínimo, MPa	f'_c Máximo, MPa
General	Peso normal y liviano	17	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	21	Ninguno
	Liviano	21	35 [1]
[1] Este límite puede ser excedido cuando la evidencia experimental demuestre que los elementos estructurales hechos con hormigón liviano proporcionan una resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos con hormigón de peso normal de la misma resistencia.			

Fuente: NB 1225001. Tabla 19.2.1.1.

Consideraciones en Estructuras de Hormigón Armado

Para la aplicación de la GBDS 2020, en el cálculo de derivas se pueden utilizar secciones brutas sin considerar fisuramiento, ni la contribución de la armadura de refuerzo en la evaluación de los momentos de inercia.

La (NB 1225001) indica el uso de momentos de inercia *modificados* en los elementos estructurales, pero para efectos de la guía se pueden utilizar los momentos de inercia *sin modificar*.

El módulo de elasticidad referencial en MPa es de:

$$E_c = 3830 * \sqrt{f'_c}$$

Pero se recomienda realizar estudios en cada región para determinar de mejor manera este valor.

Para efectos de esta Guía la resistencia mínima debe ser de 21 MPa, pero se recomienda utilizar 25 MPa

2.4.3.4 Categoría y clases de Exposición

El profesional facultado para diseñar debe asignar las clases de exposición de acuerdo con la severidad de la exposición anticipada de los elementos.

La incluye cuatro categorías de exposición que afectan los requisitos del hormigón para asegurar una durabilidad adecuada.

- **Categoría de exposición F**
- **Categoría de Exposición S**
- **Categoría de Exposición W**
- **Categoría de Exposición C**

La categoría de exposición escogida para el proyecto es la categoría F0 ya que el hormigón estructural estará protegido, según el art. 19.3.2.1 de la NB 1225001 una vez obtenido la categoría de exposición se le asigna una resistencia mínima al hormigón. Según la Tabla 19.3.2.1 Requisitos para el Hormigón Según la clase se exposición. La resistencia mínima que tendría que tener el hormigón a la compresión es de $f'c = 17 MPa$

2.4.3.5 Resistencia de Diseño

La resistencia de diseño de un elemento y sus nudos y conexiones, termino de momento, fuerza axial, cortante, torsión y aplastamiento, se debe tomarse como la resistencia nominal S_n multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ aplicable. El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

$$\phi \cdot S_n \geq U$$

El procedimiento de diseño de resistencia, al margen de seguridad se obtiene mediante una combinación de factores aplicados a las cargas de servicio y factores de reducción de resistencia ϕ aplicados a las resistencias nominales.

Resistencia Requerida Las estructuras y elementos estructurales deben tener en todas sus secciones resistencias de diseño $\phi \cdot S_n$ mayores o iguales a la resistencia requerida, U , calculada para las cargas y fuerzas mayoradas en las combinaciones requeridas.

2.4.3.6 Factores de Reducción de Resistencia para Elementos de Hormigón Estructural y Conexiones

En la presente norma, los factores de reducción de resistencia son compatibles con las combinaciones de carga con la NB 1225002, las cuales forman la base para las combinaciones de mayoración de carga requeridas

Tabla N°2.2: Factores de Reducción de Resistencia

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0,65 a 0,9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han anclado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
b)	Cortante	0,75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
c)	Torsión	0,75	—
d)	Aplastamiento	0,65	—
e)	Zonas de anclajes de pos-tesado	0,85	—
f)	Cartelas y ménsulas	0,75	—

Fuente: NB 1225001. Tabla 21.2.1

2.4.3.7 Características y Geometría de los aceros

Las barras y alambres no pretensados deben ser corrugados, excepto las barras lisas o alambres que se permiten para ser utilizados en espirales. La resistencia a la fluencia de barras y alambres no pretensados debe determinarse por medio de:

- a) Método de la deformación, utilizando una deformación especificada del 2 ‰ de acuerdo con ASTM A370
- b) Método de extensión bajo carga, siempre y cuando la barra o alambre no pretensado presente un cambio abrupto en la deformación unitaria o un punto de fluencia bien definido

2.4.3.7.1 Características del acero

Los tipos de barras y alambres de armadura no pretensada deben ser especificados para las aplicaciones estructurales particulares y deben cumplir con la Tabla 20.2.2.4a de la NB 1225001. Según la sección 3.5.3 el Acero corrugado debe cumplir con los siguientes

requisitos para barras corrugadas de una de las siguientes normas ASTM A 615M, ASTM A 706M y ASTM A 996M.

Y para la Norma Nacional cumplir con la Normas Bolivianas NB 728, NB 729, NB 730, NB 731 y NB 732

2.4.3.7.2 Diámetros de Aceros Comerciales en Bolivia

Los diámetros comerciales que establece la NB 1225001 se muestran en la siguiente tabla

Tabla N°2.3: Diámetros de Barras Comerciales en Bolivia

DIÁMETRO NOMINAL d_b , mm	DIÁMETRO REAL mm	ÁREA NOMINAL mm ²	MASA NOMINAL, kg/m
4,2	4,2	14,0	0,111
6	6,0	28,0	0,222
8	8,0	50,0	0,395
10	10,0	78,5	0,616
12	12,0	113,0	0,888
16	16,0	201,0	1,578
20	20,0	314,0	2,466
25	25,0	491,0	3,853
32	32,0	804,0	6,313

Fuente: NB 1225001 Anexo B

2.4.3.7.3 Módulo de Deformación Longitudinal

El módulo de elasticidad, E para barras y alambres no pretensados puede tomarse como 200.000 MPa

2.4.3.7.4 Requisitos para recubrimientos específico de hormigón

Los elementos de hormigón no pretensados construidos en sitio de deben tener en recubrimiento de hormigón especificado para la armadura igual o al menos al de la siguiente tabla.

Tabla N°2.4: Recubrimientos Mínimos para Hormigón Armado colocado en obra

	CONDICIÓN	Recubrimiento mínimo, en mm
a)	Hormigón colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él. (NO incluye el espesor de la capa de limpieza)	40
b)	Hormigón expuesto a la intemperie: Barras $d_b > 16$ mm	30
	Barras $d_b \leq 16$ mm, alambre MW200 o MD200	25
c)	Hormigón no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo: Losas, muros, viguetas: Barras $d_b > 32$ mm Barras $d_b \leq 32$ mm	25 20 pero $\geq d_b$
	Vigas, columnas: Armadura principal.	d_b $20 \leq rec \leq 40$
	Estribos abiertos y cerrados. Zunchos en espirales	20 30
	Cáscaras y placas plegadas: Barras $d_b > 16$ mm Barras $d_b \leq 16$ mm, alambre MW200 o MD200	20 15

Fuente: NB 1225001 Anexo A

2.4.4 Fundaciones

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los pilares y muros de carga. (Calavera J., 2002, p. 13).

Las profundidades de perforación para un edificio con un ancho de 30 m serán aproximadamente las dadas en la siguiente tabla, de acuerdo con Sowers y Sowers (1970). Para hospitales y edificios de oficinas, ellos usan también la siguiente regla para determinar la profundidad de perforación.

Tabla N°2.5: Profundidades aproximadas de perforaciones para edificios

No de Pisos	Profundidad de perforación (m)
1	3,5
2	6
3	10
4	16
5	24

Fuente: Braja M. Das (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 251)

Tabla N°2.6: Separación aproximada de perforaciones

Tipo de proyecto	Separación (m)
Edificio de varios niveles	20-30
Plantas industriales de un piso	20-60
Carreteras	250-500
Subdivisión residencial	250-500
Presas y diques	40-80

Fuente: Braja M. Das (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (p. 251)

2.5 Diseño Estructural

2.5.1 Análisis de Cargas

La estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse en una estructura es difícil de estimar durante el su periodo de vida útil. No pueden dejar de considerar cargas que pueden presentarse con cierta probabilidad razonable de ocurrencia.

2.5.1.1 Combinación de Cargas para el Hormigón Armado

La resistencia requerida U , debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas de las siguientes combinaciones. Debiendo investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

Tabla N°2.7: Combinaciones de Carga

Estructura vacía:	$U = 1,4 (D + F)$
Estructura con sobrecargas:	$U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Estructuras de cubierta:	$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1 L \text{ ó } 0,80 W)$
Acción de viento:	$U = 1,2 D + 1 W + 1 L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Acción sísmica:	$U = 1,2 D + 1 E + 1 L + 0,20 S$
Acción de viento + empujes de suelo:	$U = 0,9 D + 1 W + 1,6 H$
Acción sísmica + empujes de suelo:	$U = 0,9 D + 1 E + 1,6 H$

Fuente: NB 1225001 Tabla 5.3.1

Donde:

D = Cargas permanentes.

E = Efectos de carga producidos por el sismo

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

H = Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.

L = Cargas vivas.

L_r = Cargas vivas de cubierta.

R = Cargas por lluvia.

S = Cargas por nieve.

T = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada.

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

W = Carga por viento.

2.5.1.2 Combinación de acciones para elementos de acero conformado en frío

La resistencia requerida de la estructura y de sus distintos componentes estructurales se determinará a partir de la combinación de acciones mayoradas más desfavorable (combinación crítica). Se tendrá en cuenta que muchas veces la mayor resistencia requerida resulta de una combinación en que una o más acciones no están actuando. Las combinaciones de carga tanto para el hormigón armado como para la estructura metálica, son idénticas ya que ambas normas están bajo filosofía de diseño americana, es decir que las combinaciones para el diseño de los elementos de acero son los mismos que lo presentado anteriormente.

Para corroborar las combinaciones se encuentra en la sección A.4.3. del reglamento CIRSOC 2009.

2.5.2 Estructura de Sustentación de Cubierta

Para la sustentación de la estructura del proyecto se dividirá en dos tipos de estructuras de sustentación como: la estructura de sustentación de la cubierta que lo componen. Tirante o cordón inferior, Montante, Diagonal, Pierna o par, pendolón. Mientras que la segunda estructura se refiere a la estructura de hormigón armado.

2.5.2.1 Diseño de Armaduras o Cerchas

La utilización de las secciones abiertas en cubiertas, pisos o cerramientos, como correas en estructuras de techos y como vigas con luces y cargas relativamente pequeñas. En los últimos años resultan económicamente convenientes por el menor consumo de acero resultante frente a las secciones laminadas, armadas o tubulares sobre todo cuando la forma seccional está adaptada a las solicitaciones requeridas dominantes.

Las formas seccionales utilizadas buscan, en general lograr un mejor aprovechamiento del acero frente al tipo de solicitación requerida dominante en la barra. Las secciones abiertas utilizadas en la construcción de acero son aptas fundamentalmente para solicitaciones de flexión generalmente alrededor de un de los ejes principales. En general, el comportamiento de las secciones abiertas simple frente a solicitación de compresión es poco satisfactorio.

Acciones

Planteando el esquema estructural y generados sus elementos, componentes se deben definir las acciones que actúan sobre la estructura en su vida útil y cuantificar las intensidades de las mismas. Las acciones que pueden actuar sobre las estructuras son de muy diversa índole. Los reglamentos CIRSOC establecen una clasificación de las mismas y determinan los valores mínimos de las máximas intensidades esperables en la vida útil de la estructura.

Cargas Permanentes

Son las que tienen pequeñas e infrecuentes variaciones durante la vida útil de la construcción, con tiempos de aplicación prolongados, tales como: peso propio de la estructura, peso propio de los elementos estructurales, etcétera.

Cargas Variables

Son las que tienen elevada probabilidad e actuación, variación frecuentes y continuas no despreciable en relación a su valor medio, tales como: la ocupación y el uso en pisos (cargas útiles y sobrecargas), montaje de pisos, mantenimiento de cubiertas, acciones de hielo, acciones viento entre otras que considere el proyectista.

2.5.2.2 Método de Calculo

2.5.2.3 Barras de Secciones Abiertas Sometidas a Tracción Axial

Según el reglamento CIRSOC 303 en la Sección C.2. establece que la esbeltez global límite.

La esbeltez (kL/r) será menor o igual a 300 Esta limitación no se aplica para cables, secciones circulares macizas y flejes que formen parte de la estructura, los que deberán tener una pretensión que garantice se entrada en tracción al actuar las cargas de servicio.

Barras Traccionadas

Para las barras solicitadas a tracción, la resistencia nominal a la tracción, T_n , en kN , deberá ser el menor valor obtenido de los estados límites de (a) fluencia en la sección bruta, (b) rotura en la sección neta fuera de las uniones.

(a) Para fluencia en la sección bruta.

$$T_n = A_g * F_y * (10)^{-1}$$

$$\phi_t = 0,90$$

(b) Para rotura en la sección neta fuera de las uniones.

$$T_n = A_n * F_u * (10)^{-1}$$

$$\phi_t = 0,75$$

Donde:

T_n = Resistencia nominal a la tracción axial de la barra, (kN)

A_g = Área de la sección bruta, (cm^2)

A_n = Área de la sección neta, (cm^2)

F_y = Tensión de fluencia del acero (la mínima especificada de la chapa de base o el promedio de la sección completa (MPa))

F_u = Tensión de rotura del acero de la chapa base (MPa)

2.5.2.4 Barras de Secciones Abiertas Sometidas a Compresión Axil

Para no tener excesivas deformaciones iniciales por el manipuleo y montaje, excesivo efecto de las deformaciones en la resistencia y no aprovechamiento del acero por muy bajas tensiones críticas, se limita la resistencia de esbeltez global (kL/r) de la barra comprimida según el reglamento establece que:

La esbeltez (kL/r) de las barras comprimidas será menor o igual a 200 solo durante la construcción podrá extenderse este límite a 300 En aquellas barras cuya dimensión se determine en base a una fuerza de tracción pero que bajo otras combinaciones de carga estén solicitadas por alguna fuerza de compresión, no será necesario cumplir la limitación de esbeltez establecida para barras comprimidas.

Para determinar las tensiones críticas de pandeo global el reglamento CRISOC 303 adopta una curva única de pandeo en función de la **esbeltez reducida** λ_c obtenido por:

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

Donde:

F_e = Es la tensión crítica elástica de pandeo flexional, torsional o flexotorsional según corresponda. Esta curva es la misma utilizada para secciones tubulares.

La sección efectiva A_e se obtiene restando al área bruta A_g la suma de las diferencias entre los anchos planos b y los anchos efectivos b_e de los elementos de la sección transversal, multiplicados por los respectivos espesores, o sea:

$$A_e = A_g - \sum (b - b_e) * t$$

Resistencia de diseño a compresión axial de barras de sección abierta simple:

Las especificaciones se aplican a barras en las cuales la resultante de todas las cargas actuantes es una carga axial axial a lo largo del eje que pasa por el baricentro de la sección efectiva calculada para la tensión F_n (MPa)

La resistencia de Diseño a compresión axial P_d (kN) es: $P_d = \phi_c * P_n$

La resistencia nominal a compresión axial P_n (kN) se calculará de la siguiente manera:

$$P_n = A_e * F_n * (10)^{-1}$$

$$\phi_c = 0,85$$

Donde:

A_e = Área efectiva calculada para la tensión F_n en, (cm^2)

F_n = Se determina de la siguiente manera (MPa)

Para $\lambda_c \leq 1,5$
$$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) * F_y$$

Para $\lambda_c > 1,5$
$$F_n = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right) * F_y$$

Donde:

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

F_e = La menor de las tensiones de pandeo elástico flexional, torsional o flexotorsional determinadas de acuerdo con las secciones C.4.1 a C.4.4 del reglamento en (MPa)

2.5.2.5 Resistencia al Pandeo Lateral-Torsional

Resistencia al pandeo lateral-torsional de las barras de sección abierta

Según el Reglamento Cirsoc en la sección C.3.1.2.1. Resistencia al pandeo lateral-torsional de barras de sección abierta. La resistencia nominal, M_n , en kN.m de los tramos sin arriostramiento lateral para secciones con simetría simple, simetría doble y simetría puntual sujetas a pandeo lateral, se debe calcular de la siguiente manera:

$$M_n = S_c * F_c * (10)^{-3}$$

$$\phi_b = 0,90$$

Siendo:

S_C = el módulo elástico de la sección efectiva, referido a la fibra extrema comprimida con la tensión F_C , en (cm^3).

F_C = la tensión crítica determinada de la siguiente manera, en (MPa).

Para $F_e \geq 2,78 F_y$

$$F_C = F_y$$

Para $2,78 F_y > F_e > 0,56 F_y$

$$F_C = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10 F_y}{36 F_e} \right)$$

Para $F_e \leq 0,56 F_y$

$$F_C = F_e$$

Siendo:

F_e = la tensión elástica crítica de pandeo lateral-torsional calculado de acuerdo con (a) o (b), (MPa).

(a) Para secciones con simetría simple, doble y puntual:

$$F_e = \frac{C_b r_o A}{S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t}$$

Para flexión respecto del eje de simetría.

Para secciones con simetría simple, el eje x es el eje de simetría orientado de manera tal que el centro de corte tiene una coordenada x negativa.

Para secciones con simetría puntual se debe utilizar $0,50 F_e$. El eje x de las secciones Z es el eje baricéntrico perpendicular al alma.

Alternativamente, F_e se puede calcular utilizando las expresiones dadas en (b), para secciones doble T con simetría doble, para secciones C de simetría simple o secciones Z con simetría puntual.

$$F_e = \frac{C_s A \sigma_{ex}}{C_{TF} S_f} \left(j + C_s \sqrt{j^2 + r_o^2 (\sigma_t / \sigma_{ex})} \right)$$

Para flexión alrededor del eje baricéntrico perpendicular al eje de simetría sólo para secciones con simetría simple.

$C_s = +1$ para momento que provoca compresión del lado donde se encuentra el centro de corte considerando desde el baricentro.

$C_s = -1$ para momento que provoca tracción del lado donde se encuentra el centro de corte considerado desde el baricentro.

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(k_x L_x / r_x)^2}$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(k_y L_y / r_y)^2}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_W}{(k_t L_t)^2} \right]$$

A = el área total de la sección transversal (sin reducir), en (cm^2).

S_f = el módulo resistente elástico de la sección total, no reducida, referido a la fibra extrema comprimida, en (cm^3).

$$C_b = \frac{12,5 M_{m\acute{a}x}}{2,5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Siendo:

$M_{m\acute{a}x}$ = el valor absoluto del momento máximo en el tramo no arriostrado lateralmente, en ($kN * m$).

M_A = el valor absoluto de momento correspondiente al punto ubicado a un cuarto del tramo no arriostrado lateralmente, en ($kN * m$).

M_B = el valor absoluto del momento en el centro del tramo no arriostrado lateralmente, en ($kN * m$).

M_C = el valor absoluto del momento correspondiente al punto ubicado a tres cuartos del tramo no arriostrado lateralmente, en $(kN * m)$.

En todos los casos se permite tomar C_b igual a la unidad (valor conservador). Para los voladizos en los cuales el extremo libre no esté lateralmente arriostrado, en C_b se debe tomar igual a la unidad.

E = el módulo de elasticidad longitudinal del acero, en (MPa) .

$$C_{TF} = 0,6 - 0,4 (M_1/M_2)$$

Siendo:

$M_1 ; M_2 = M_1$ es el menor y M_2 es el mayor momento flector en los extremos de la longitud no arriostrada en el plano de flexión, y M_1/M_2 es la relación entre los momentos de los extremos; se tomará positiva cuando M_1 y M_2 tengan el mismo signo (flexión con doble curvatura) y negativa cuando sean de signos contrarios (flexión con simple curvatura). Cuando el momento flector en cualquier punto de una longitud lateralmente no arriostrada es mayor que en los dos extremos de dicha longitud, C_{TF} se debe tomar igual a la unidad.

r_o = el radio de giro polar de la totalidad de la sección transversal respecto del centro de corte, en (cm) .

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2}$$

r_x, r_y = los radios de giro de la sección bruta respecto de los ejes principales baricentros, en (cm) .

G = el módulo de elasticidad transversal del acero, en (MPa) .

k_x, k_y, k_t = los factores de longitud efectiva para flexión respecto de los ejes x e y , y para torsión.

L_x, L_y, L = la longitud lateralmente no arriostrada de la barra comprimida para flexión respecto de los ejes x e y , y longitud no arriostrada para torsión, en (cm) .

x_o = la distancia entre el centro de corte y el baricentro sobre el eje principal x , considerada negativa, en (cm).

J = el módulo de torsión de St. Venant de la sección transversal, en (cm⁴).

C_W = el módulo de alabeo de la sección transversal, en (cm⁶).

$$j = \frac{1}{2 I_y} \left[\int_A x^3 dA + \int_A xy^2 dA \right] - x_o$$

(b) Para secciones doble T, secciones C de simple simetría o secciones Z flexionadas respecto del eje baricéntrico perpendicular al alma (eje x), se permiten usar las siguientes expresiones, en lugar de las establecidas en (a), para determinación de F_e :

$$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{S_f (k_y L_y)^2}$$

Para secciones doble T con simetría doble y secciones C de simetría simple, en (MPa)

$$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{2 S_f (k_y L_y)^2}$$

Para secciones Z con simetría puntual, en (MPa)

Siendo:

d = la altura de la sección, en (cm)

I_{yc} = el momento de inercia de la parte comprimida de la sección respecto del eje baricéntrico de la sección bruta paralelo al alma, utilizando la sección total, no reducida, en (cm⁴)

Los demás términos han sido definidos en (a)

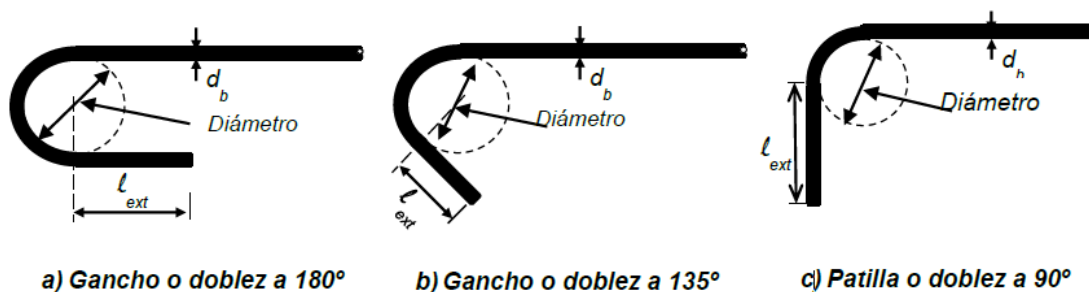
2.5.3 Estructura de Sustentación de la edificación

2.5.3.1 Ganchos Estándar y Diámetro interior de Doblado

Los ganchos estándar de las barras de armaduras se describen en términos del diámetro interior de doblado, ya que este resulta más fácil de medir que el radio de dicho doblado. Los

factores principales que afectan al diámetro mínimo de doblado son la capacidad de acero de doblarse sin romperse y la prevención del aplastamiento del hormigón dentro del doblé. El término “gancho normal” se emplea en esta Norma con uno de los siguientes significados:

Figura 2.1: Tipos de Gancho Normal



Fuente: NB 1225001 Figura 7.1

El diámetro interno mínimo de doblado de barras usadas como armadura transversal y ganchos normales para barras usadas para anclaje de estribos, amarres, ganchos y zunchos debe cumplir con la siguiente tabla.

Tabla N°2.8: Diámetros mínimos de doblado para anclaje de estribos, amarres y ganchos

Tipo de doblado	Diámetro de la barra (mm)	Diámetro interno mínimo (mm)	Prolongación en el extremo libre, l_{ext}	Tipo de gancho normal
Patilla (doblado a 90°)	$6 < d_b \leq 16$	$4 d_b$	$\geq 6 d_b$ ó $\geq 75 \text{ mm}$	
	$16 < d_b \leq 25$	$6 d_b$	$\geq 12 d_b$	
Gancho (doblado a 135°)	$6 < d_b \leq 16$	$4 d_b$	$\geq 6 d_b$ ó $\geq 75 \text{ mm}$	
	$16 < d_b \leq 25$	$6 d_b$		
Gancho (doblado a 180°)	$6 < d_b \leq 16$	$4 d_b$	$\geq 4 d_b$ ó $\geq 60 \text{ mm}$	
	$16 < d_b \leq 25$	$6 d_b$		

Fuente: NB 1225001 Tabla 7.2.2

2.5.3.2 Longitud de Desarrollo

La tracción o compresión calculada en la armadura en cada sección de un elemento debe ser prolongada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el hormigón gancho, barra corrugada con cabeza o dispositivo mecánico, o una combinación de ellos.

Condición de aplicación:

$$\sqrt{f'_c} \leq 8,3 \text{ Mpa}$$

Fórmula general:

$$l_b = \frac{9 f_y \psi_t \psi_e \psi_s}{10 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)}$$

Donde el término de confinamiento $\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)$ no deber tomarse mayor a 2,5

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{s n}$$

Tabla N°2.9: Factores de modificación para la longitud de desarrollo

FACTOR DE MODIFICACIÓN	CONDICIÓN	VALOR
Ubicación de la armadura ψ_t	Armadura horizontal ubicada de tal manera que se disponga, como mínimo, de 300 mm de hormigón debajo del empalme o anclaje	1,3
	Otras situaciones	1,0
Revestimiento ψ_e	Barras o alambres con recubrimiento epóxico y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico, con menos de 3 d_b de recubrimiento, o separación libre menor de 6 d_b :	1,5
	Para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico:	1,2
	Armadura sin recubrimiento o con recubrimiento de zinc (galvanizado):	1,0
	No obstante, el producto $\psi_t \psi_e \leq 1,7$	
Diámetro de armadura ψ_s	Para barras y alambres corrugados $d_b \leq 20 \text{ mm}$	0,8
	Para barras $d_b > 20 \text{ mm}$	1,0
Hormigón con agregado liviano λ	para hormigón normal	1,0
	para hormigón liviano con arena de peso normal	0,85
	para hormigón liviano en todos sus componentes	0,75

Fuente: NB 1225001 Tabla 12.2.4

2.5.3.3 Longitud de empalme por traslape de barras corrugadas a compresión

La longitud de un empalme por traslapo en compresión l_{sc} de barras corrugadas $d_b \leq 32 \text{ mm}$ sometidas a compresión, debe determinarse de acuerdo con a) y b):

- a) para $f_y \leq 420 \text{ MPa}$ $l_{sc} \geq \begin{cases} 0,071 f_y d_b \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$
- b) para $f_y > 420 \text{ MPa}$ $l_{sc} \geq \begin{cases} (0,13 f_y - 24) d_b \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$

para $f'_c < 20 \text{ MPa}$ la longitud del empalme por traslape debe incrementarse en un tercio ($4 l_{sc}/3$). Para las barras $d_b > 32 \text{ mm}$ no se deben utilizar empalmes por traslapo a compresión.

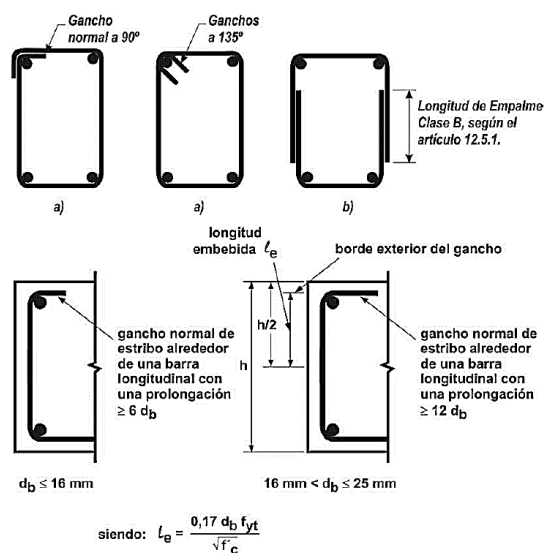
2.5.3.4 Armaduras en Vigas y Columnas

Vigas

La armadura a compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño máximo del agregado y espaciamiento. Tales estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera armadura a compresión.

La armadura transversal para elementos de pórticos sometidos a tensiones de flexión o torsión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o zunchos colocados alrededor de la armadura de flexión.

Figura 2.2: Ejemplos de Conformación de Estribos



Fuente: NB 1225001 Figura 7.11.3

Límites para el espaciamiento de la armadura

Barras paralelas: La distancia libre mínima entre las barras paralelas de una capa debe cumplir con:

$$s_{l,min} \begin{cases} \geq d_b \\ \geq 25 \text{ mm} \\ \geq 4/3 \text{ del tamaño máximo del agregado grueso} \end{cases}$$

Columnas

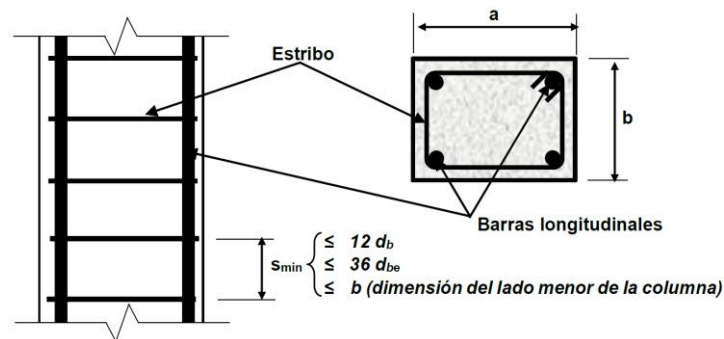
Estribos Todas las barras, con excepción de la pretensadas, deben estar encerradas por medio de estribos transversales cerrados. El diámetro de las armaduras transversales debe ser mayor a 6 mm o la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

$$d_{be} \begin{cases} \geq 6 \text{ mm} \\ \geq 0,25 d_b \end{cases}$$

El espaciamiento vertical de los estribos debe cumplir con:

$$d_{be} \begin{cases} \leq 12d_b \\ \leq 36 d_{be} \\ \leq b \text{ dimensión del lado menor de la columna} \end{cases}$$

Figura 2.3: Separación vertical de los estribos cerrados



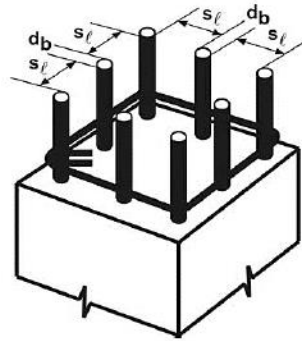
Fuente: NB 1225001 Figura 7.10.5.2

Barras Longitudinales

En elementos a compresión armados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales debe cumplir con:

$$d_{be} \begin{cases} \geq 1,5d_b \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq 4/3 \text{ del tamaño máximo del agregado grueso} \end{cases}$$

Figura 2.4: Separación de armadura en columnas



Fuente: NB 1225001 Figura 7.6.3

2.5.3.5 Disposición general del refuerzo, según la GBDS 2018

Requisitos para la separación de estribos en vigas:

- $s_1 \leq 0,25d$
- $s_1 \leq 6 d'_b$ (barra a flexión de menor diámetro)
- $s_1 \leq 15 \text{ cm}$
- $s_2 \leq 0,50 d$
- $s_2 \leq 20 \text{ cm}$

Requisitos para el diámetro de estribos en vigas:

- Para $12 \text{ mm} \leq d'_b \leq 16 \text{ mm}$, entonces $d_1 \geq 6 \text{ mm}$
- Para $d'_b \geq 20 \text{ mm}$, entonces $d_1 \geq 8 \text{ mm}$
- Para $d_b \geq 10 \text{ mm}$, entonces $d_2 \geq 6 \text{ mm}$

Requisitos para el refuerzo longitudinal columnas:

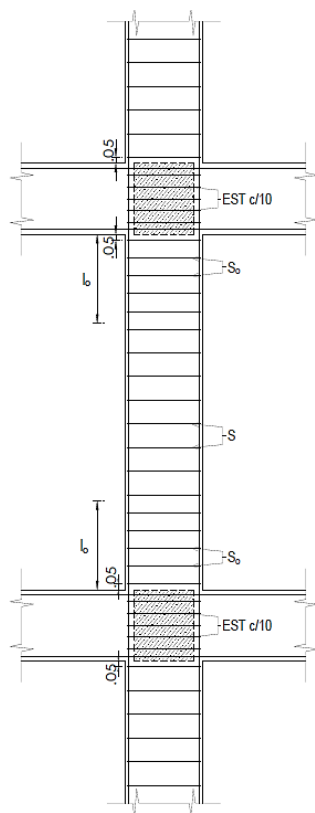
- Diámetro mínimo de la barra: $d_b \geq 12 \text{ mm}$
- Acero longitudinal mínimo: $As_{\text{mín}} \geq 0,01 A_g$
- Acero longitudinal máximo: $As_{\text{máx}} \geq 0,06 A_g$
- Las columnas circulares deben contar con por lo menos 6 barras

Requisitos para diámetros de estribos en columnas:

- Para $12 \text{ mm} \leq d_b \leq 16 \text{ mm}$, entonces $d_s \geq 6 \text{ mm}$
- Para $d_b > 16 \text{ mm}$, entonces $d_s \geq 8 \text{ mm}$

Requisitos para separación de estribos en columnas:

Figura 2.5: Disposición de Estribos en columnas



Fuente: GBDS 2018 Figura 10.7

En la longitud confinada:

- $s_o \leq C_1/4$
- $s_o \leq C_2/4$
- $s_o \leq 6 d_b$ (barra de menor diámetro)
- $s_o \leq 15 \text{ cm}$

En el tramo:

- $s \leq 6 d_b$ (barra de menor diámetro)

- $s \leq 15 \text{ cm}$

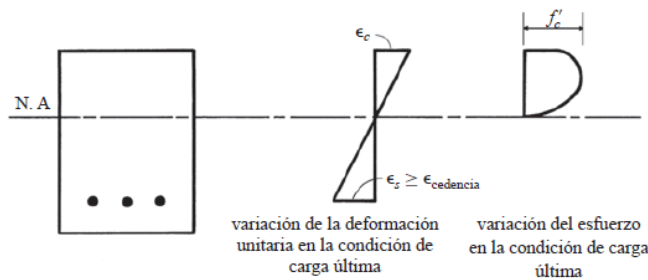
Longitud de confinamiento:

- $l_o \geq l_n/6$
- $l_o \geq C_1$
- $l_o \geq C_2$
- $l_o \geq 45 \text{ cm}$

2.5.3.6 Diseño de vigas

Según el método de factores de carga y resistencia, para el diseño nos interesa conocer cómo se encuentra la sección en el estado de falla a continuación, se ilustrará de cómo obtener las ecuaciones para el cálculo de acero en vigas de hormigón armado.

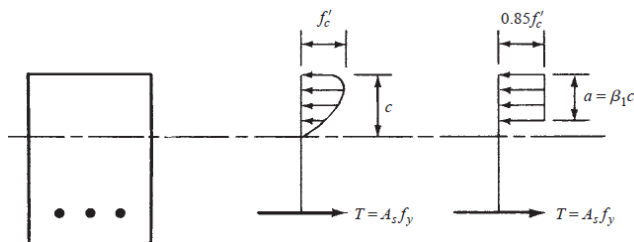
Figura 2.6: Sección Transversal de una viga



Fuente: Análisis por Resistencia de Vigas, Jack C. McCormac-Russell H.

Al reemplazar el bloque curvo de esfuerzos por un bloque rectangular equivalente de intensidad $0,85 f'_c$ y la altura $a = \beta_1 c$ El área del este bloque rectangular debe ser igual a la del bloque curvo de esfuerzos y los centroides de los bloques deben coincidir.

Figura N°2.7: Forma de distribución de esfuerzos



Fuente: Análisis por Resistencia de Vigas, Jack C. McCormac-Russell H.

El valor de β_1 debe tomarse igual a 0,85 para resistencias del concreto de hasta 30 MPa inclusive. Para resistencias mayores a 30 MPa, β_1 se debe reducir continuamente a razón de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 30 MPa, pero no se tomará menor que 0,65.

Para concretos con $f'_c > 30$ MPa: β_1 se puede determinar con la siguiente expresión

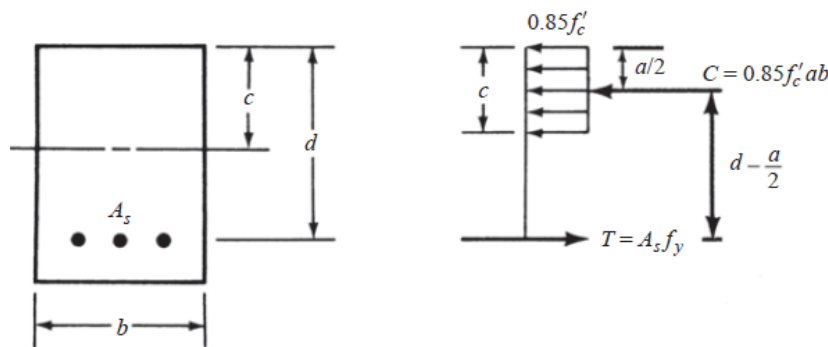
$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'_c - 30) \geq 0,65$$

La resistencia utilizable por flexión de un miembro, ϕM_n al menos debe ser igual al momento factorizado calculado, M_u causado por las cargas factorizadas.

$$\phi M_n \geq M_u$$

Para la deducción de las expresiones de la viga se aplicará la siguiente figura. Igualando las fuerzas horizontales C y T y despejando a se obtiene.

Figura 2.8: Bloque rectangular de una viga a sometida a flexión



Fuente: Análisis por Resistencia de Vigas, Jack C. McCormac-Russell H.

$$0,85f'_c ab = A_s f_y$$

Por otro lado, sabemos que la cuantía del acero es:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad A_s = \rho bd$$

$$a = \frac{\rho d f_y}{0,85 f'_c}$$

Como el acero de refuerzo está limitado a una cantidad tal que lo haga ceder antes de que el concreto alcance su resistencia última, el valor del momento nominal M_n se puede escribir como:

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = \phi \rho d b f_y \left(d - \left(\frac{\rho d f_y}{1,70 f'_c} \right) \right)$$

$$M_u = \phi \rho d b f_y \left(d - \left(\frac{\rho d f_y}{1,70 f'_c} \right) \right)$$

Finalmente se tiene:

$$\rho = \left(\frac{0,85 f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi 0,85 f'_c b d^2}} \right)$$

De acuerdo con la norma NB 1225001 la armadura mínima, en toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera armadura de tracción, la armadura, A_s proporcionada no debe ser menor que la obtenida por medio de:

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d$$

Como la norma NB 1225001 Esta en base a la filosofía de diseño americana, (ACI 318 14) en el apartado 9.6.1.2 la armadura mínima también debe cumplir con:

- $A_{s_{min}} = \frac{1,40}{f_y} b_w d$
- Si el A_s colocado en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que el A_s requerido por el análisis, no es necesario cumplir con las dos expresiones anteriores.

Donde:

b_w = Ancho de la sección (según NB 1225001)

b = Ancho de la sección (según la bibliografía)

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (acero) en (MPa)

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto. (MPa)

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de refuerzo longitudinal

M_n = Resistencia nominal a flexión en la sección

M_u = momento mayorado en la sección

ρ = Cuantía de acero de refuerzo

Otra manera de obtener el refuerzo de acero necesario, es realizar una sumatoria de momentos en la zona de tracción del acero de la Figura 2.8.

$$\sum M_o = 0$$

$$M_n = M = C * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Como, además

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$M_u \leq \phi * C * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_u = \phi * 0,85 * f'_c * a * b * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$0,50 * a^2 - d * a + \frac{M_u}{0,85 * \phi * f'_c * b} = 0$$

Profundidad del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0,85 * f'_c * b}}$$

Profundidad del eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$\beta_1 = 0,85$ para hormigones que cumplan con $17 \leq f'_c \leq 28$

Determinación de la cantidad de acero teórico en la sección:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Cálculo de la armadura que soporta el cortante:

Según la NB 1225001, La resistencia para el cortante en una dirección en una sección, V_n se debe calcular como:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = resistencia nominal al cortante.

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón.

V_s = es la resistencia nominal al cortante proporcionada por la armadura de cortante.

Para el cálculo de V_c se determina según la siguiente tabla:

Tabla N°2.10: Método detallado para calcular V_c

$V_c \leq$	$\left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M} \right) b_w d$	(11-5) (a)
	$\left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + 17 \rho_w \right) b_w d$	(b)
	$0,29 \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	(c)

Método detallado para calcular V_c Fuente: NB 1225001 Tabla 11.2.2.1

Pero V_c no debe considerarse mayor que $0,42\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$

λ es igual a 1 para hormigones de peso normal.

En cada sección donde $V_u > \phi V_c$ debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la siguiente ecuación:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Donde ϕ es igual a 0,75 para cortante.

Una vez que cumpla con la condición el cálculo de V_s se realiza de la siguiente manera.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

El espaciamiento de la armadura de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento debe cumplir:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{2} & \text{en elementos de hormigón no pretensado} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

2.5.3.7 Diseño de Columnas

Las columnas son aquellos elementos estructurales que sirven como soporte las vigas o losas su principal función es canalizar los esfuerzos de la superestructura a la infraestructura o cimentación.

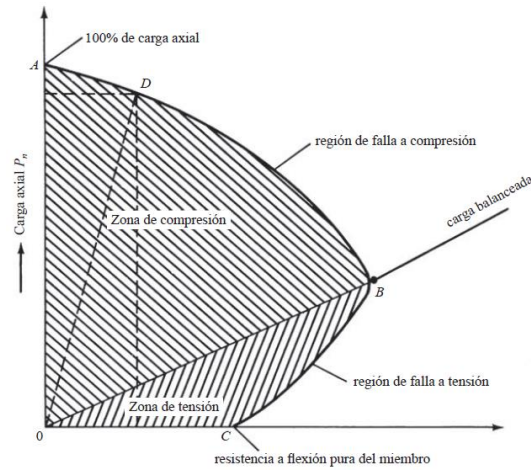
El diseño de las columnas, será para la combinación de mayoración de carga aplicable, se debe considerar que P_u y M_u ocurren simultáneamente.

Descripción del diagrama de interacción: Si una columna está cargada hasta la falla con solo una carga axial, la falla ocurrirá en el punto A del diagrama, como se muestra en la siguiente figura. Al movernos sobre la curva desde el punto A, la capacidad por carga axial disminuye conforme aumenta la proporción de momento flexionante. En la parte inferior de la curva, el punto C representa la resistencia por flexión del miembro sometido sólo a momento, sin presencia de carga axial. Entre los puntos extremos A y C la columna falla debido a una combinación de carga axial y de flexión. El punto B se llama punto balanceado y representa el caso de carga balanceada, donde en teoría ocurren simultáneamente una falla por compresión y fluencia de acero en tensión.

Al remitirse al punto D en la curva. Las líneas punteadas horizontal y vertical para este punto indican una combinación particular de momento y carga axial que causara da falla de la columna. Una lineal radial trazada del punto 0 a cualquier punto sobre la curva de interacción (como el D en este caso), representará una excentricidad constante de carga, es decir, una relación constante de momento a carga axial.

En la parte B a C de la curva, donde la flexión predomina. De A a B sobre la curva la capacidad por momento de una sección aumenta conforme disminuye la carga axial, pero ocurre justo lo contrario de B a C. Sin embargo, analizando la situación con detenimiento, se verá que después de todo, el resultado es realmente lógico. La parte de la curva de B a C represente el intervalo de fallas a tensión.

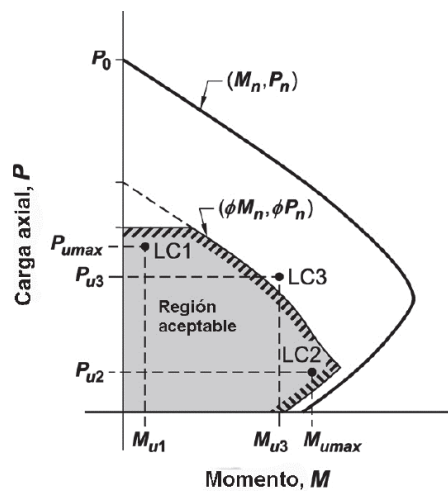
Figura 2.9: Diagrama de interacción de una columna



Fuente: Diseño de columnas Cortas Sometidas a carga axil y flexión, Jack C. McCormac-Russell H.

Las combinaciones de carga críticas pueden ser difíciles de identificar sin revisar sistemáticamente una de ellas como se aprecia en la siguiente figura. Considerar solamente las combinaciones de carga mayoradas asociadas con fuerza máxima (LC1) y con momento de flexión máximo (LC2) no se asegura un diseño que cumpla con la Norma para otras combinaciones de carga, tales como (LC3)

Figura 2.10: Combinación de carga crítica en Columnas



Fuente: ACI 318 2014. Figura R10.4.2.1.

Límites de cuantías en columnas:

La cuantía mínima requiere que se demuestre que la fluencia lenta y retracción del hormigón no produce tensiones excesivas en las armaduras. Caso contrario, el límite mínimo ser de $0,01 A_g$ si la estructura está sometida a acción sísmica se debe cumplir con:

$$0,01 A_g \leq A'_s \leq 0,08A_g$$

Donde:

A_g = área de la sección de la columna

A'_s = área de acero provisto

Armadura mínima para cortante:

Se debe colocarse un área mínima de armadura para cortante, $A_{c,min}$ en todas las regiones donde $V_u \geq 0,5\phi V_c$ cuando se requiere armadura para cortante, debe ser el mayor entre:

$$a) \frac{\sqrt{f'_c} b_w s}{16 f_{yt}} \quad b) 0,34 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Armadura longitudinal:

El número mínimo de barras longitudinales debe cumplir con:

- Tres dentro de estribos triangulares
- Cuatro dentro de estribos rectangulares o circulares
- Seis para barras rodeadas por espirales o para columnas de pórticos especiales resistentes a momento rodeados por estribos de confinamiento circular.

Espaciamiento máximo para el cortante:

El espaciamiento máximo se detalla en la siguiente tabla:

Tabla N°2.11: Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante

V_s	s máximo, mm		
		Viga no pretensada	Viga pretensada
$\leq \frac{\sqrt{f'_c} b_w d}{3}$	El menor de:	$d/2$	$3 h/4$
		600 mm	
$> \frac{\sqrt{f'_c} b_w d}{3}$	El menor de:	$d/4$	$3 h/8$
		300 mm	

Fuente: ACI 318 2014. Tabla 10.7.6.5.2

2.5.4 Estructura complementaria

Las escaleras longitudinales son aquellas que se encuentran apoyadas en los extremos y que llevan el acero principal a lo largo del eje de la escalera y perpendicularmente a las escaleras.

Por su tipo de apoyo podría considerarse que son:

- Simplemente apoyadas
- Empotradas

Dimensionamiento preliminar de escalera

Las dimensiones que se detallan a continuación son solo referenciales:

P = Paso (hulla)

C = Contrapaso (contrahuella)

Es recomendable: $2 * C + P = 60 \text{ a } 64 \text{ cm}$

El paso mínimo es de 25 cm

El contrapaso puede ser:

- Para escaleras monumentales 13 a 15 cm
- Edificio o casas 15 a 17,5 cm
- Secundarias 20 cm El ancho mínimo: Vivienda = 1 m
- Secundarias = 0,80 m
- Caracol = 0,60 m
- Edificios = 1,20 m Cargas: Peso propio de la estructura
- Acabados: generalmente es 100 kg/m^2 , pero cuando hay barandas de ladrillo o en general algo muy cargado hay que encontrar el verdadero peso.
- Sobre cargas por lo general es de 500 kg/m^2

2.5.5 Fundaciones

2.5.5.1 Zapatas Aisladas

Se entiende por zapata aislada aquella sobre la que se carga una sola columna, como excepción se considera también como zapata aislada aquella sobre la que cargan dos pilares

contiguos separados por una junta de dilatación, tipo diapasón. A todos los efectos de cálculo, en lo que sigue, ambos pilares se consideran como un pilar único con perímetro el circunscrito.

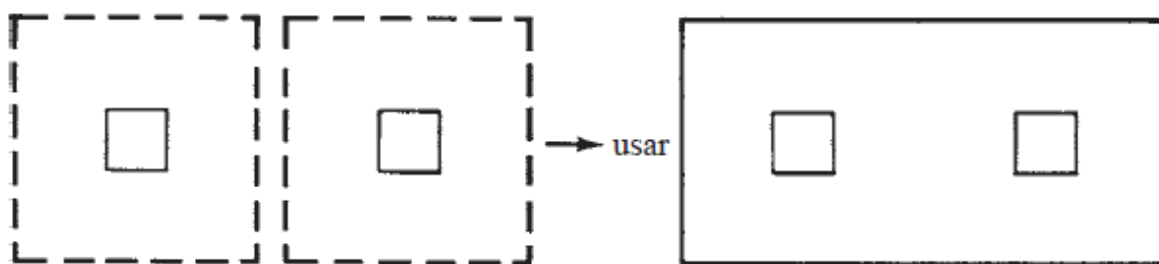
Núcleo Central. Una zapata se considera cargada excéntricamente si la columna soportada no es concéntrica con el área de la zapata o si la columna transmite, en su unión con la zapata no solo una carga vertical sino también un momento flector. Por lo que es recomendable dimensionar la fundación de manera que la carga este dentro del tercio central y de esta manera evitar esfuerzos de tracción.

Verificación a corte por punzonamiento. Una columna apoyada en una zapata el efecto de punzonamiento a causa de los esfuerzos cortante que actúa en la zapata alrededor del perímetro de la columna, efecto por el que la zapata se somete a una compresión vertical. Se este esfuerzo es muy grande la zapata tiende a fallar por corte.

2.5.5.2 Zapatas Combinadas

Las zapatas combinadas soportan más de una columna. Un caso que puede usarse es cuando las columnas están tan cerca una de otra que las zapatas individuales se interfieren. Otro uso frecuente de las zapatas combinadas es cuando una columna está muy cerca de un lindero, de manera que una zapata aislada se extendería más allá del lindero de la propiedad. Es este caso, la zapata de la columna exterior puede combinarse con la de una columna interior.

Figura 2.11: Zapatas Combinadas



Fuente: Zapatas, Jack C. McCormac-Russell H.

Para el análisis de esfuerzos se realiza el cargado como si fuese una viga con apoyos intermedios y la carga de la misma manera, como resultado se obtienen los diagramas de cortantes y momento máximo para el cálculo de refuerzo para el elemento.

2.6 Estrategia para la Ejecución

2.6.1 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas deben describir y desarrollar las características de materiales que son aplicados a la ejecución de distintos ítems referidos a una misma temática. Las especificaciones técnicas deben contener la siguiente información:

Datos del ítem: Donde se consigna el número y código de ítem, nombre de la actividad y unidad de medida.

Definición: Es la descripción particular de la actividad, donde se menciona la función que cumple en la ejecución de la obra y expone las características y otros detalles importantes que el proyectista vea necesario expresar.

Materiales Herramientas y Equipo: Es la descripción del tipo y características técnicas de los materiales, herramientas y equipo que son necesarios en la ejecución de la actividad.

Procedimiento para le ejecución: Es la descripción detallada del proceso de ejecución de la obra, desde el inicio hasta la conclusión de la actividad.

Mención: Es la descripción de la unidad de medida a ser utilizada en la determinación de una actividad.

Forma de pago: Donde se determina la moneda y la forma de pago para la cancelación por ejecución de la actividad.

2.6.2 Cómputos métricos

Para su desarrollo, deberá contener la siguiente información: Planilla de cómputos y croquis referencial del ítem.

Planilla de cómputos métricos: Para el elaborado de los cómputos métricos, es necesario elaborar una planilla de cómputos métricos que contenga la siguiente información.

Número de Ítem: Lugar donde se coloca el número asignado para cada actividad a desarrollar

Nombre del Ítem: Es la designación del nombre de la actividad a ejecutar en el proyecto.

Unidad: Es la unidad de medida en la que se medirá cada una de las actividades.

Computo: Es el conjunto de datos y cálculos para realizar el cálculo previo comenzando con el llenado de datos (dimensiones) para calcular áreas y volúmenes de la actividad.

N° de veces: Es el número de veces que tiene una actividad en el desarrollo de la ejecución de la actividad.

Largo: Es la longitud que tiene un ítem o actividad a desarrollar

Ancho: Es la segunda dimensión que se requiere para obtener el área de un ítem o activada a desarrollar.

Alto: Es la tercera dimensión que se requiere para obtener el volumen de un ítem o actividad a desarrollar.

Total, parcial: Es el computo simple de la longitud, área o volumen de un ítem.

Total, acumulado: Es el producto del cómputo parcial por el número de veces que se repite un ítem o actividad circunscrita en alguna ubicación.

Observaciones: Es una descripción de la actividad por ejemplo se coloca el nombre del plano donde está ubicado el ítem.

2.6.3 Precios Unitarios

El presupuestar por precios unitarios es una de las formas más minuciosas es decir cuánto nos costara realizar el proyecto. Para ello es necesario determinar el costo con la máxima aproximación, en este caso es aplicable el método de los precios unitarios por el cual el calculista en base a las especificaciones técnicas y a los planos a diseño final calculará los precios unitarios de cada una de las actividades (ítem).

Este método permite establecer el costo total de la mano de obra como resultado de la suma de los costos parciales por ítems, además de facilitar la determinación de las cantidades de materiales y mano de obra a emplearse en la obra. El análisis de precios unitarios se divide en:

Costos directos: El costo directo es el precio de los insumos esenciales para la actividad es decir que son aquellos que se encuentran en el apartado 1 de materiales, 2 mano de obra, 3 equipo, maquinaria y herramientas: estos a su vez dependen del tipo de ítem o actividad que se esté presupuestando.

Los costos directos son la suma del costo de materiales directos colocados al pie de la obra cuyo insumo debe ser rigurosamente verificado con el fin de tener valores reales, su variación podrá acarrear en caso de ser por defecto, pérdidas ya que se necesita mayor cantidad de material, y si fuese en exceso, valores altos son respecto a la competencia, lo cual hará que nos aleje de la posibilidad de adjudicación.

Costos indirectos: Los costos indirectos son la suma de aquellos gastos que su naturaliza son de aplicación a las obras ejecutas en un determinado tiempo, estos son: leyes sociales y de trabajo, Amortización o alquiler de maquinaria y equipo, Gastos generales (alquileres, servicios básicos, limpieza, sueldos, material de escritorio, gastos de movilización, viáticos, gastos de inscripción en diferentes rubros, Gastos de notario, Garantías, Impuestos, IVA, IT)

Utilidad: Estos son los beneficios monetarios que percibe la empresa constructora por realizar su trabajo. Lo establece la empresa varía entre 10% y el 20%

Tabla N°2.12: Análisis de Precios Unitarios

DATOS GENERALES				
Proyecto:				
Actividad:				
Cantidad:				
Unidad:				
Moneda:				
1. MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
...				
N				
TOTAL DE MATERIALES				
2. MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
...				
N				
SUBTOTAL MANO DE OBRA				
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA)				
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)				
TOTAL MANO DE OBRA				
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
...				
N				
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)				
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
				COSTO TOTAL
GASTOS GENERALES = % DE 1+2+3				
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
5. UTILIDAD				
				COSTO TOTAL
UTILIDAD = % DE 1+2+3+4				
TOTAL UTILIDAD				
6. IMPUESTOS				
				COSTO TOTAL
IMPUESTOS IT = % DE 1+2+3+4+5				
TOTAL IMPUESTOS				
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6)				
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)				

Fuente: Guía Boliviana para Diseño y Presentación de Proyectos

2.6.4 Presupuesto

El presupuesto es el valor total estimado del costo que tendrá la construcción al ser terminada, la exactitud de las misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, el presupuesto por medio de análisis de precios unitarios se realiza una multiplicación del precio unitario por la cantidad del ítem previamente computado es decir, tiene que existir una relación entre el precio y a cantidad computada por ejemplo para una columna el precio debe ser el (Bs/m^3), al multiplicar por el volumen en (m^3) y como resultado nos dará el precio del ítem en (Bs)

2.6.5 Planeamiento y Cronograma

La forma de presentación del cronograma de obra será mediante diagramas Pert, Gantt u otros de acuerdo al tipo y envergadura de la obra, aplicando diferentes herramientas (software) que facilitan su desarrollo y aplicación:

Tabla N°2.13: Cronograma de Ejecución de Obra

CRONOGRAMA DE EJECUCION DE LA OBRA						
N°	NOMBRE DE LA ACTIVIDAD			DURACIÓN (DÍAS)	DIAGRAMA DE BARRAS (DÍAS, SEMANAS O MESES)	
1						
2						
3						
...						
N						
PLAZO TOTAL DE EJECUCIÓN:						

Fuente: Guía Boliviana para Diseño y Presentación de Proyectos

N°: Se refiere al número del ítem asignado una de las actividades. Un ítem es cada una de las partes individuales que conforman el conjunto de actividades que presenta el proyecto.

La numeración dada a cada ítem debe coincidir con el orden definido en la lista de actividades y sus correlativos (Especificaciones técnicas, análisis de precios unitarios y presupuesto por ítems y General de la obra).

Nombre de la Actividad: Es la denominación que se ha dado a cada una de las actividades, definido previamente en el listado de Actividades.

Duración: Es el tiempo total, en días, que se requerirá la actividad para ejecutarse.

Diagrama: En el diagrama propiamente dicho, se detalla la duración de las actividades y su relación con otras en función a los días calendario.

CAPÍTULO N°3

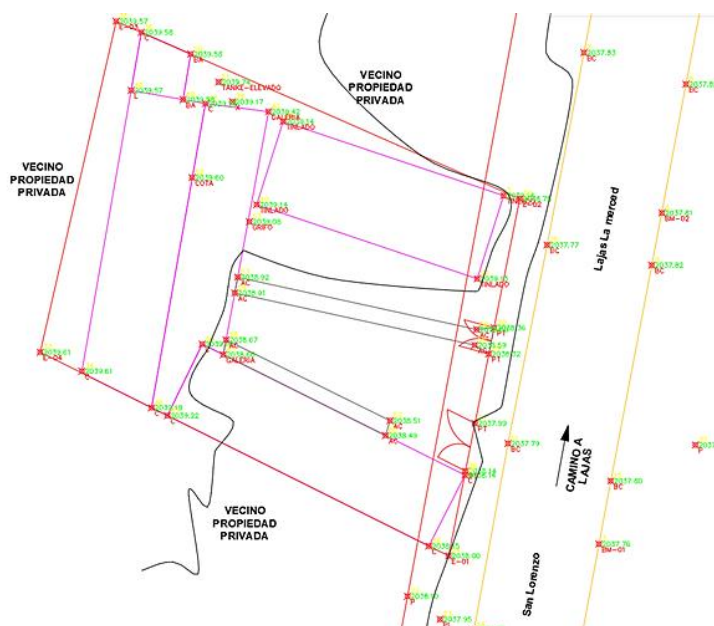
3 Ingeniería de Proyecto

Para el desarrollo de la ingeniería de proyecto, previamente se obtuvieron los planos arquitectónicos y el informe correspondiente al estudio de suelo que fue ejecutado por el laboratorio INGEOSUD, se procedió al respectivo cálculo estructural de la estructura haciendo uso de los conceptos, parámetros y recomendaciones de diseño, expuestas en la norma y bibliografía.

3.1 Análisis de la topografía

El levantamiento topográfico del proyecto fue realizado por el municipio de San Lorenzo con haciendo uso del equipo topográfico estación total. Donde se obtuvieron 58 puntos leídos por el equipo que servirán a la creación de las curvas de nivel, para el procesamiento se realizó por medio de AutoCAD Civil 3D y de este se obtuvieron las curvas de nivel.

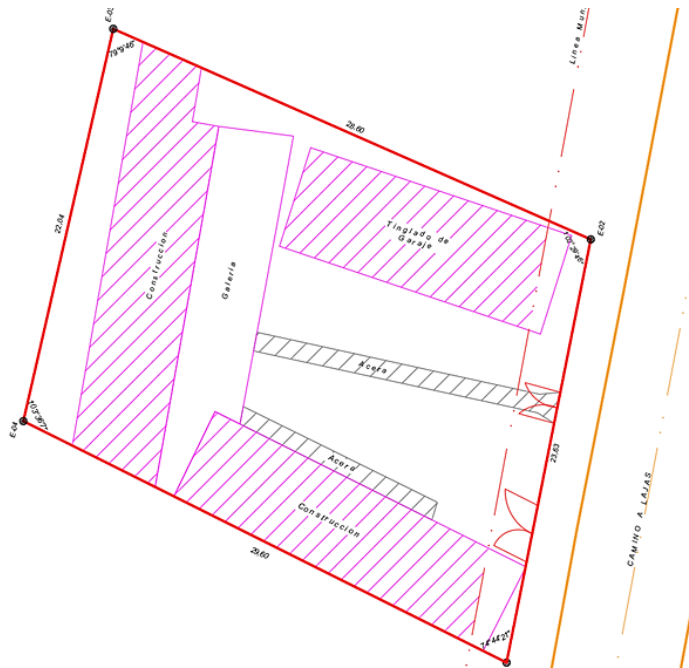
Figura 3.1: Gráfica de curvas de nivel del área del proyecto



Fuente: Planos Topográficos

En la actualidad el área de proyecto cuenta con edificaciones con muros de adobe a continuación se detalla una descripción.

Figura 3.2: Ocupación actual de la edificación



Fuente: Planos Topográficos

La superficie disponible donde se emplazará el proyecto de acuerdo al diseño arquitectónico es de:

$$\text{Superficie de Terreno} = 646,92 \text{ m}^2$$

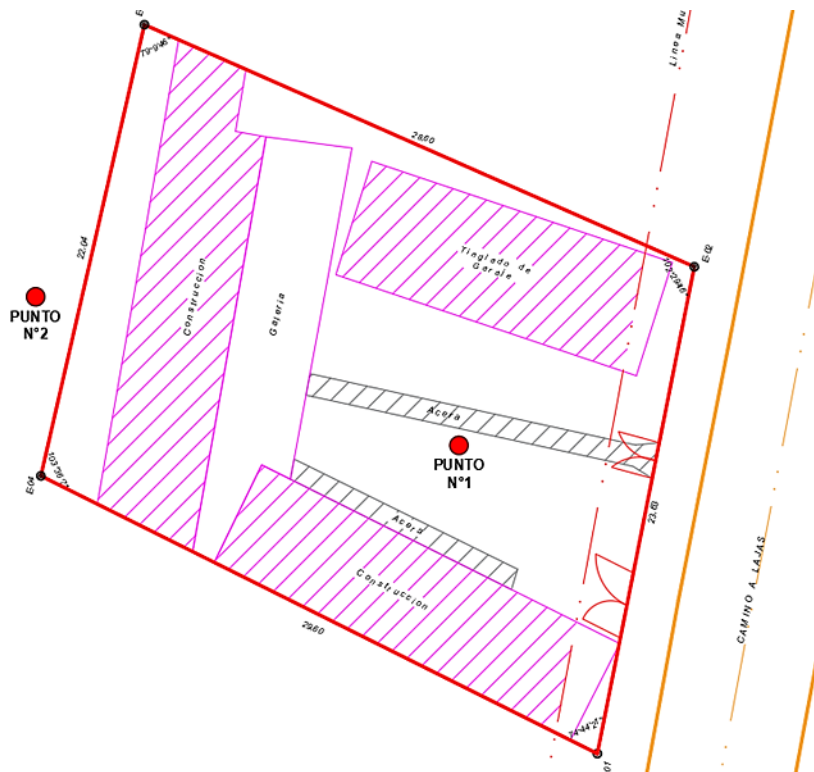
3.2 Análisis del estudio de suelos

El estudio de suelos fue realizado mediante el ensayo SPT (Standard Penetration Test), para realizar la determinación de las características físicas y mecánicas del suelo.

Los trabajos de campo consistieron en la realización de dos sondeos dinámicos con recuperación de muestras con el ensayo SPT de penetrómetro automático, para el punto 1 (pozo 1) el sondeo realizado desde la cota 0,00 m (nivel de terreno) hasta una cota $-3,10 \text{ m}$ donde no se pudo avanzar con la perforación debido a la presencia de roca fragmentada tipo laja. El ensayo se realizó en cotas de 1,00 m, $-2,00 \text{ m}$ y $-3,00 \text{ m}$ (donde se obtuvo rechazo), para el punto 2 (pozo 2) el sondeo se realizó desde la cota 0,00 m (nivel de terreno) hasta $-3,50 \text{ m}$ donde no se pudo avanzar con la perforación debido a la presencia de roca fragmentada tipo laja, el ensayo se realizó en las cotas 1,00 m, $-2,00 \text{ m}$

y $-3,00\text{ m}$ (donde se obtuvo rechazo), se considera como cota $0,00\text{ m}$ la boca del pozo. El equipo utilizado es máquina de sondeo ARCA 01 Kuarso.

Figura 3.3: Ubicación de los Puntos de Ensayo



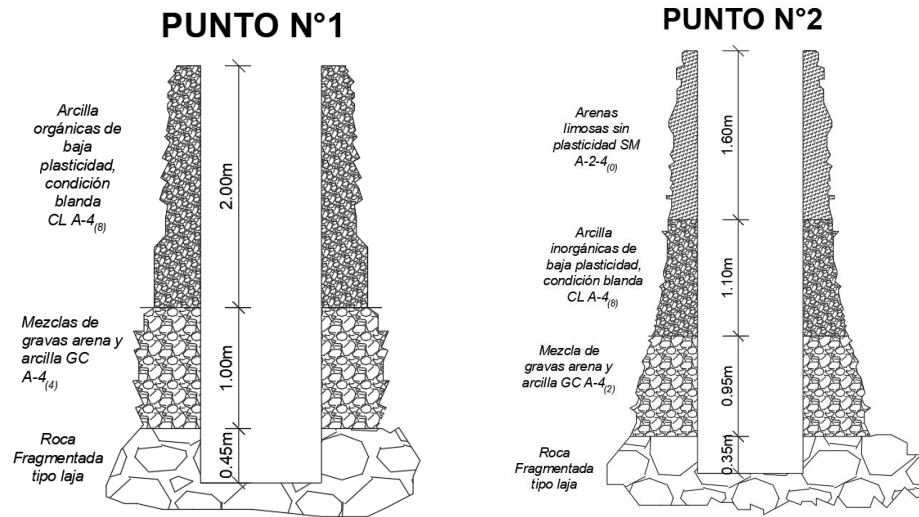
Fuente: Elaboración propia

Los trabajos de laboratorio a partir de las muestras extraídas se realizaron los diferentes ensayos de laboratorio, cuya relación nominal es la siguiente.

- Contenido de Humedad Natural según ASTM D-2216-71
- Análisis granulométrico según ASTM D-422
- Límites de Consistencia
- Clasificación Unificada de suelos (S.U.C.S) ASTM D-2487-66

Aclaración el sondeo del pozo 1 está a una altura de $2024,30\text{ m.s.n.m.}$ mientras que el pozo 2 está a una altura de $2025,10\text{ m.s.n.m.}$ existiendo una diferencia de altura de $0,80\text{ m.}$

Figura 3.4: Descripción grafica del Sondeo Pozo 1 y 2



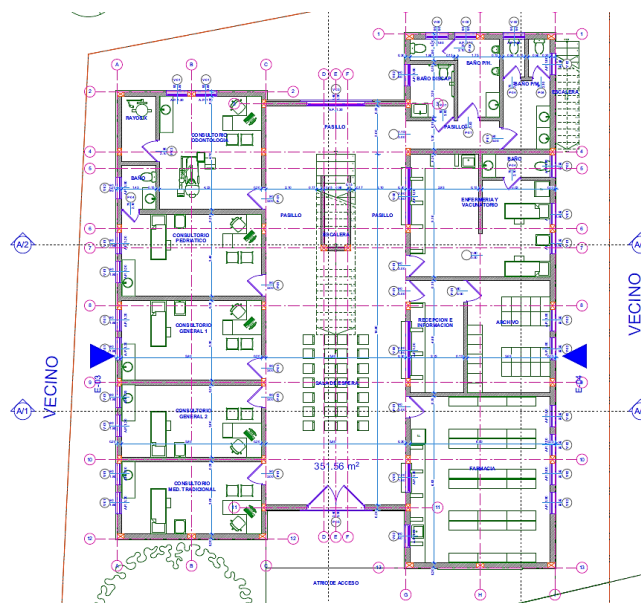
Fuente: Elaboración propia

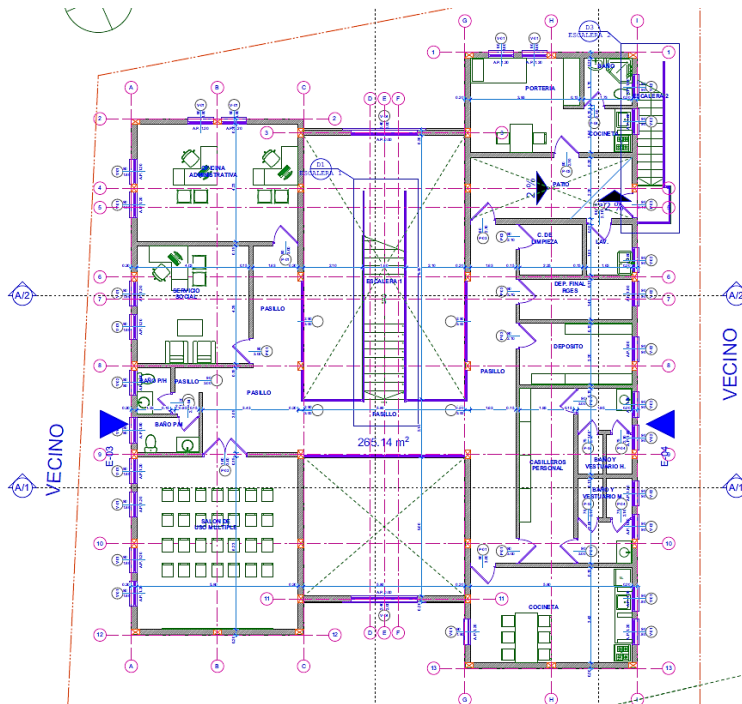
Para el cálculo del proyecto, de las cimentaciones se elegirá la capacidad de carga en función al perfil estratigráfico que se muestra en el anexo (*ver anexo 2*).

3.3 Análisis del estudio arquitectónico

El diseño arquitectónico del Centro de Salud de Lajas fue elaborado por el cuerpo técnico del municipio de San Lorenzo, el cual será implementado en la comunidad de Lajas.

Figura 3.5: Vista en Planta, Primer Piso y Segundo Piso





Fuente: Anexos Planos Arquitectónicos

El proyecto arquitectónico asta desarrollado para ser emplazado en un terreno de $646,92 \text{ m}^2$, distribuido de la siguiente manera:

- **Primer Piso:** Posee un área de construcción de $313,74 \text{ m}^2$ que estará destinado a: consultorio de odontología, consultorio de pediatría, consultorio general 1, consultorio general 2, consultorio medicina tradicional, sala de espera, pasillos, escaleras, baños para personas con capacidades diferentes, baños para hombres y mujeres, escalera lateral noreste, enfermería y vacunatorio, recepción e información, archivos y farmacia.
- **Segundo Piso:** Posee un área de construcción de $227,57 \text{ m}^2$ que estará destinado a: oficina administrativa, servicio social, baños para hombre y mujer, salón de uso múltiple, pasillos, portería, ambiente de limpieza, lavandería, ambiente de garantías sanitarias, deposito, casilleros personales, vestuarios y cocineta.
- **Cubierta:** Posee un área de $366,76 \text{ m}^2$ considerando las tres cubiertas metálicas y losa para los tanques elevados.

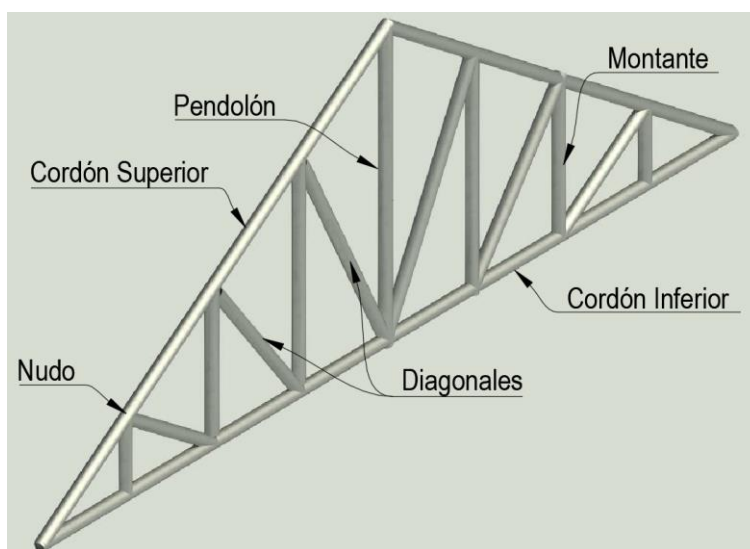
3.4 Planteamiento Estructural

El diseño como tal, contemplará tanto el diseño de la cubierta metálica y la estructura de hormigón armado.

3.4.1 Estructura de Cubierta

Los componentes típicos de una cercha y la nomenclatura utilizada, son detallados a continuación.

Figura 3.6: Estructura de Cubierta

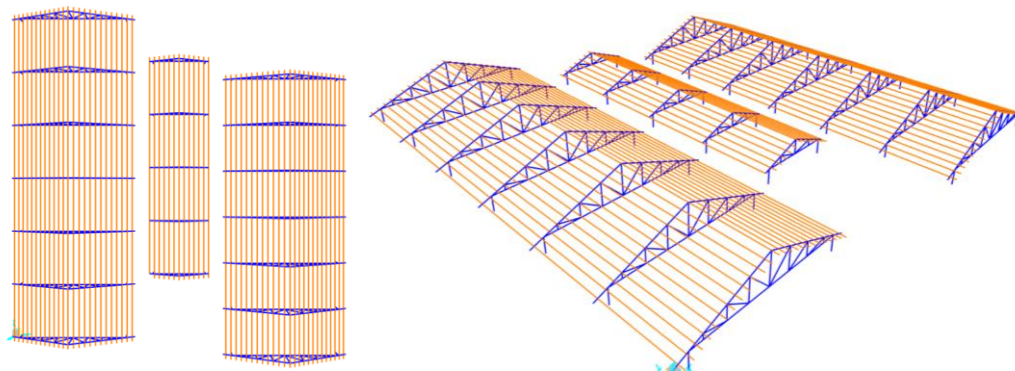


Fuente: Elaboración propia

La cubierta estará compuesta por cerchas metálicas, a base de perfiles metálicos conformados en frío, haciendo referencia al catálogo FERROTUDO. La pendiente de la cubierta es de 40% el material empleado es de teja colonial de medidas de 50x20 del catálogo INCERPAZ, mientras que el cargado de las acciones (cargas) estará en base a la norma CIRSOC-2005

Las cerchas tendrán una pendiente del 40%, con una luz de 6m en la cubierta de la derecha los espaciamientos de las cerchas son de 3m y con espaciamiento de correas de 30 cm. Las cerchas serán apoyadas sobre las vigas, de la misma manera que la anterior descripción posee la cubierta del medio. Mientras que la cubierta de la izquierda posee una separación entre cerchas de 2,60 m y es de similares características que las dos anteriores.

Figura 3.7: Estructura de cubierta y disposición de las cerchas



Fuente: Elaboración propia, SAP 2000 v.22

El análisis de cargas está bajo las características de los materiales que se comercializan en nuestro medio, mientras que el análisis de las cargas de viento y sobrecarga están bajo la norma argentina CIRSOC 2005 como se verá en el anexo ver, (*anexo 1*).

Tabla N°3.1: Análisis de Cargas

CARGAS CONSIDERADAS PARA EL DISEÑO	SOBRECARGA (kg/m²)
Carga de Teja Colonial	46,80
Carga de Granizo	40,00
Carga de Viento	
Sotavento	44,85
Barlovento	-39,25
Sobrecarga viva	58,00
Cielo falso	20,00

Fuente: Elaboración propia

3.4.2 Estructura de edificación

La estructura de la edificación está constituida por diferentes elementos estructurales tales como:

- ❖ **Fundaciones:** zapatas superficiales aisladas.
- ❖ **Columnas:** compuestas por columnas rectangulares.

- ❖ **Vigas:** compuestas por vigas peraltadas.
- ❖ **Entrepisos:** compuestas por losas casetonadas con aligerantes de plastofomo.
- ❖ **Cercha metálica:** compuesta por perfiles conformados en frío.

Para el diseño de los elementos de H°A° se utilizará el método por Resistencia. De la Norma Bolivia Del Hormigón Armado NB 12250001 y para el cargado del espectro de diseño del sismo está bajo la Guía Boliviana de Diseño Sísmico GBDS-2020

Para la conexión de entre los niveles de planta baja y planta alta están las gradas que se encuentran en la parte central del edificio.

3.5 Análisis, Cálculo y Diseño Estructural

Características del proyecto

El Centro de Salud a desarrollar estará ubicado en el municipio de San Lorenzo en la comunidad de Lajas sobre la carretera principal.

Se plantea para la cubierta el uso de cherchas metálicas con perfiles conformados en frío se utilizan las secciones abiertas para cubiertas, en general.

3.5.1 Estructura de sustentación de cubierta

Propiedades del acero conformado

- ❖ Módulo de elasticidad longitudinal: $E = 200.000 \text{ MPa}$
- ❖ Peso específico: $\gamma_a = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
- ❖ Límite de fluencia: $f_y = 36 \text{ ksi} = 248 \text{ MPa}$

Propiedades de la teja colonial

- ❖ Alto sup: 7,60 cm Alto inf: 5,76 cm
- ❖ Largo: 50 cm
- ❖ Ancho sup: 20 cm Ancho inf: 16 cm
- ❖ Peso: 2,60 kg

El diseño de los elementos de acero conformado está bajo la norma CIRSOC-2005 LRFD que está en base al AISI 2001 (instituto americano del hierro y el acero).

Para el cargado de las cargas se usó las combinaciones de carga descritas en el capítulo N°2 En el subtítulo 2.5.1.2 Combinación de acciones para los estados límites últimos para elementos de acero.

3.5.1.1 Diseño de Cubierta metálica

Diseño de la correa

Las correas que se presentan en el diseño son de perfiles tipo C conformados en frío provistos por el manual FERROTUDO los esfuerzos al que es sometida dicha correa es de flexo compresión escogiendo para el diseño, la correa más solicitada.

Separación entre correas: $s = 0,30 \text{ m}$

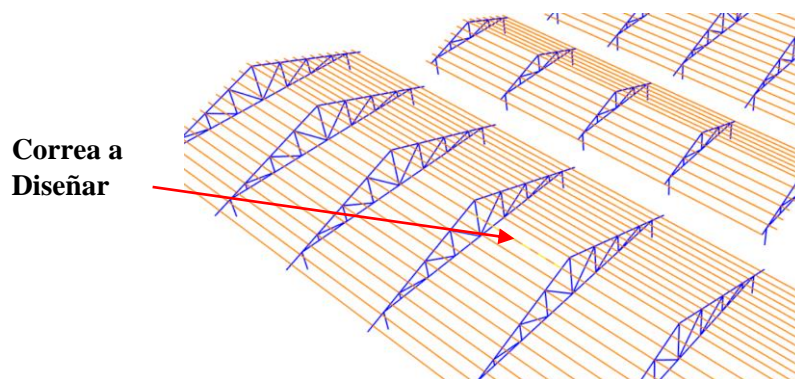
Largo de la correa: $L = 3 \text{ m}$

Pendiente de cubierta: $p = 40 \% (\theta = 22^\circ)$

$$E = 200.000 \text{ MPa} = 2.040.800,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi} = 248 \text{ MPa} = 2.530,62 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Figura 3.8: Correa a Diseñar



Fuente: Elaboración propia, SAP 2000 v.22

Tabla N°3.2: Esfuerzos de la Correa

Esfuerzos del Elemento		
Fuerza a compresión	0,092	kN
Flexión en el M22	0,12	kN*m
Flexión en el M33	0,38	kN*m

Fuente: Elaboración propia

El perfil elegido para el diseño es un perfil tipo C, con las siguientes dimensiones:

C 80x40x15x2

Propiedades geométricas

Tabla N°3.3: Propiedades Geométricas Perfil C 80x40x15x2

$A_g =$	3,537	cm ²
$X_{cg1} =$	1,463	cm
$X_{cg2} =$	2,537	cm
$I_{xcg} =$	35,274	cm ⁴
$r_x =$	3,158	cm
$S_{x1} =$	8,818	cm ³
$S_{x2} =$	8,818	cm ³
$A =$	8	cm
$J =$	0,0472	cm ⁴
$C_w =$	131,48	cm ⁶
$t =$	0,2	cm
$Y_{cg1} =$	4,0	cm
$Y_{cg2} =$	4,0	cm
$I_{ycg} =$	8,088	cm ⁴
$r_y =$	1,512	cm
$S_{y1} =$	5,529	cm ³
$S_{y2} =$	3,188	cm ³
$B =$	4	cm
$x_o =$	3,395	cm
$r_o =$	4,877	cm

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la esbeltez

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{1 * 300}{1,512} = 198,41 \leq 200 \text{ cumple}$$

Diseño a Compresión

$$P_d = \phi_c * P_n = 0,85 * P_n$$

$$P_n = A_e * F_n$$

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

Donde:

A_e = Área efectiva calculada para la tensión F_n

F_y = Límite de fluencia

F_e = La menor de las tensiones de **Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.**

Pandeo elástico flexional.

$$F_{e_x} = \frac{(\pi * r_x)^2 * E}{(k_x * L)^2} \quad F_{e_y} = \frac{(\pi * r_y)^2 * E}{(k_y * L)^2}$$

Remplazando:

$$F_{e_x} = \frac{(\pi * 3,158)^2 * 2.040.820}{(1 * 300)^2} = 2.231,96 \frac{kg}{cm^2} = 218,96 \text{ MPa}$$

$$F_{e_y} = \frac{(\pi * 1,512)^2 * 2.040.820}{(1 * 300)^2} = 511,64 \frac{kg}{cm^2} = 50,19 \text{ MPa}$$

Pandeo Torsional

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2}$$

$$F_e = \frac{1}{A * r_o^2} * \left[G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right]$$

Remplazando:

$$r_o = 4,877 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{1}{3,573 * 4,877^2} * \left[784.930,77 * 0,0472 * + \frac{\pi^2 * 2.040.820 * 131,48}{(1 * 300)^2} \right] = 790,15 \frac{kg}{cm^2}$$

$$= 77,51 \text{ MPa}$$

Pandeo Flexo-torsional

La aplicación del pandeo Flexo-torsional es el resultado de combinar los dos anteriores casos (Flexional y Torsional)

De tal manera que:

$$\sigma_{ex} = \frac{(\pi * rx)^2 * E}{(k_x * L)^2}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o^2} * \left[G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right]$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2$$

$$F_e = \frac{1}{2 * \beta} * \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 * \beta * \sigma_{ex} * \sigma_t} \right]$$

Remplazando:

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2 = 0,31$$

$$\sigma_{ex} = \frac{(\pi * rx)^2 * E}{(k_x * L)^2} = 2.231,96 \frac{kg}{cm^2} = 218,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o^2} * \left[G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right] = 790,15 \frac{kg}{cm^2} = 77,51 \text{ MPa}$$

$$F_e = \frac{1}{2 * 0,31} * \left[(2.231,96 + 790,15) - \sqrt{(2.231,96 + 790,15)^2 - 4 * 0,31 * 2.231,96 * 790,15} \right]$$

$$= 631,89 \frac{kg}{cm^2} = 61,21 \text{ MPa}$$

Finalmente se escoge el mínimo de **Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional**.

- **Pandeo elástico flexional:** $F_{ey} = 511,64 \frac{kg}{cm^2} = 50,19 MPa$
- **Torsional:** $F_e = 790,15 \frac{kg}{cm^2} = 77,51 MPa$
- **Flexo-torsional:** $F_e = 631,89 \frac{kg}{cm^2} = 61,21 MPa$

El que menor es: $F_e = 50,19 MPa$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = 2,22$$

Condiciones:

Para $\lambda_c \leq 1,50$ $F_n = (0,658\lambda_c^2) * F_y$

Para $\lambda_c > 1,50$ $F_n = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right) * F_y$

Para el cálculo de la tensión de pandeo elástico flexional. Se determina a continuación con la siguiente ecuación.

$$F_n = \left(\frac{0,877}{2,22^2}\right) * 248 = 448,71 \frac{kg}{cm^2} = 44,02 MPa$$

Comprobaciones de Abolladura en: Alma, Ala y labio

Alma: $k = 4$ $a = b - k * t$ $a = 8 - 4 * 0,20 = 7,20 cm$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} \left(\frac{7,20}{0,20}\right) \sqrt{\frac{448,71}{2.040.820}} = 0,28$$

Ala: $k = 4$ $b = b - k * t$ $b = 4 - 4 * 0,20 = 3,20 cm$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} \left(\frac{3,20}{0,20}\right) \sqrt{\frac{448,71}{2.040.820}} = 0,12$$

Labio: $k = 0,43$

$$c = b - k * t$$

$$b = 1,50 - 2 * 0,20 = 1,10 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \left(\frac{1,10}{0,20} \right) \sqrt{\frac{448,71}{2.040.820}} = 0,13$$

alma: $\lambda = 0,28$ *ala*: $\lambda = 0,12$ *labio*: $\lambda = 0,13$

como: $\lambda_{alma}, \lambda_{ala}$ y $\lambda_{labio} \leq 0,673$ no se abolla:

$$\rho = \frac{(1 - \frac{0,22}{\lambda})}{\lambda}$$

Como no se pandea: $\rho = 1$

Por lo tanto, el área efectiva es igual al área bruta:

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

$$P_n = A_e * F_n$$

$$P_n = 3,537 \text{ cm}^2 * 44,02 \text{ MPa} * \frac{0,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1 \text{ MPa}} = 15,56 \text{ kN}$$

$$P_d = \phi_c * P_n = 0,85 * 15,56 = 13,23 \text{ kN}$$

$$nP = \frac{Pf}{Pd} = \frac{0,092}{13,23} = 0,007$$

Diseño a flexión en "X"

$M_{xf} = M_{22} = 0,12 \text{ kN} * m$ de la tabla de esfuerzos.

$$M_{xf} \leq \phi * M_{n_x}$$

según el AISI 2001 la resistencia nominal a la flexión M_{n_x} no debe ser mayor que 1,25

de las características del perfil se tiene:

$$S_y = 3,188 \text{ cm}^3 \quad F_y = 248 \text{ MPa}$$

$$M_{n_x} = S_y * F_y$$

$$M_{n_x} = 3,188 * 248 * \frac{0,1}{100} = 0,79 \text{ kN} * m < 1,25 \text{ kN} * m \text{ cumple}$$

$$\phi * M_{n_x} = 0,95 * 0,79 = 0,75 \text{ kN} * m$$

$$nP = \frac{Mx_f}{\phi * Mn_x} = \frac{0,12}{0,75} = 0,16$$

Diseño a flexión en “Y”

$My_f = M33 = 0,38 \text{ kN} * \text{m}$ de la tabla de esfuerzos.

$$My_f \leq \phi * Mn_y$$

$$Sx = 8,818 \text{ cm}^3 \quad Fy = 248 \text{ MPa}$$

$$Mn_y = S_x * Fy$$

$$Mn_y = 8,818 * 248 * \frac{0,1}{100} = 2,19 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\phi * Mn_y = 0,95 * 2,19 = 2,08 \text{ kN} * \text{m}$$

$$nP = \frac{My_f}{\phi * Mn_y} = \frac{0,38}{2,08} = 0,18$$

Finalmente se tiene el diseño a flexo-compresión

$$n = \frac{Pf}{\phi_c * P_n} + \frac{Mx_f}{\phi * Mn_x} + \frac{My_f}{\phi * Mn_y} \leq 1$$

$$n = \frac{0,092}{0,85 * 15,56} + \frac{0,12}{0,95 * 0,79} + \frac{0,38}{0,95 * 2,19} \leq 1$$

$$n = 0,35 \leq 1 \text{ cumple}$$

Diseño del cordón superior

El diseño del cordón superior que se presenta en el diseño es de perfil tipo C conformado en frío provisto por el proveedor FERROTUDO. Los esfuerzos al que está sometido el cordón es de Flexo-compresión.

Características del cordón.

Largo del cordón: $L = 0,90 \text{ m}$

Pendiente de cubierta: $p = 40\%$ ($\theta = 22^\circ$)

$$E = 200.000 \text{ MPa} = 2.040.80,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

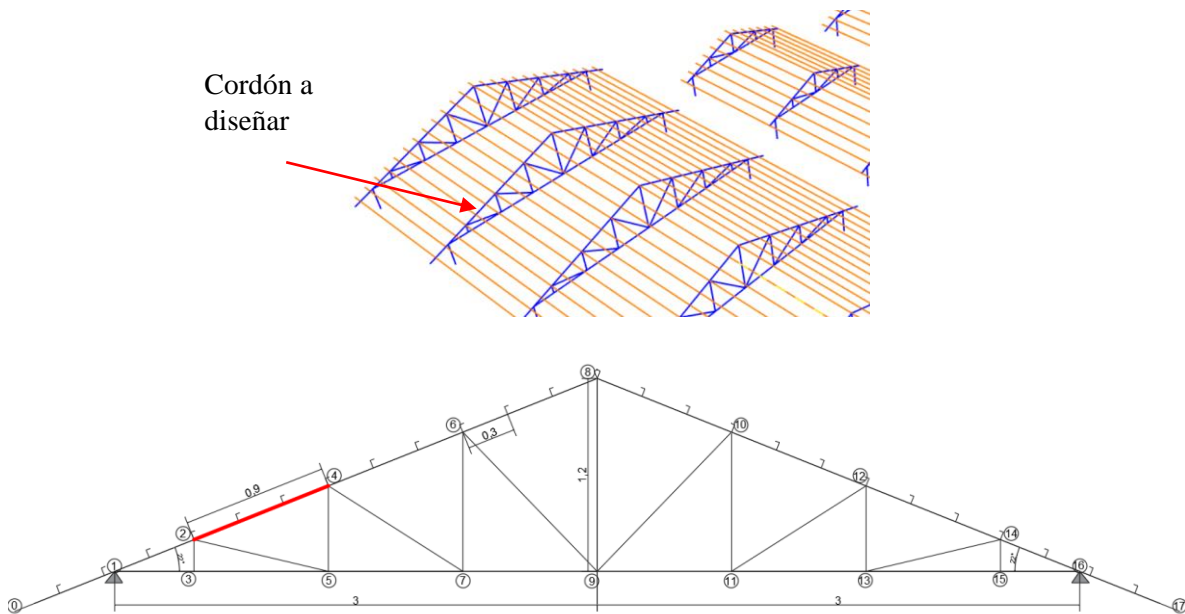
$$Fy = 36 \text{ ksi} = 248 \text{ MPa} = 2.530,62 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tabla N°3.4: Esfuerzos del cordón superior

Esfuerzos del Elemento		
Fuerza a compresión	16,34	kN
Flexión en el M22	0,0033	kN*m
Flexión en el M33	0,68	kN*m

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.9: Vista transversal del cordón a Diseñar



Fuente: Elaboración propia, SAP 2000 v.22

El perfil elegido para el diseño es un perfil tipo C, con las siguientes dimensiones:
C 100x50x15x2

Propiedades geométricas

Tabla N°3.5: Propiedades Geométricas Perfil C 100x50x15x2

$A_g =$	4,337	cm ²
$X_{cg1} =$	1,725	cm
$X_{cg2} =$	3,275	cm
$I_{xcg} =$	69,265	cm ⁴
$r_x =$	3,996	cm

$S_{x1} =$	13,853	cm^3
$S_{x2} =$	13,853	cm^3
$A =$	10,000	cm
$J =$	0,058	cm^4
$C_w =$	341,640	cm^6
$t =$	0,2	cm
$Y_{cg1} =$	5,0	cm
$Y_{cg2} =$	5,0	cm
$I_{yeg} =$	15,002	cm^4
$r_y =$	1,860	cm
$S_{y1} =$	8,695	cm^3
$S_{y2} =$	4,581	cm^3
$B =$	5,0000	cm
$x_o =$	4,042	cm
$r_o =$	5,981	cm

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la esbeltez

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{1 * 90}{1,86} = 48,39 \leq 200 \text{ cumple}$$

Diseño a Compresión

$$P_d = \phi_c * P_n = 0,85 * P_n$$

$$P_n = A_e * F_n$$

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

Donde:

A_e = Área efectiva calculada para la tensión F_n

F_y = Límite de fluencia

F_e = La menor de las tensiones de **Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.**

Pandeo elástico flexional.

$$F_{ex} = \frac{(\pi * rx)^2 * E}{(k_x * L)^2} \quad F_{ey} = \frac{(\pi * ry)^2 * E}{(k_y * L)^2}$$

Remplazando:

$$F_{ex} = \frac{(\pi * 3,996)^2 * 2.040.820}{(1 * 90)^2} = 39.713,96 \frac{kg}{cm^2} = 3.895,940 MPa$$

$$F_{ey} = \frac{(\pi * 1,860)^2 * 2.040.820}{(1 * 90)^2} = 8.601,54 \frac{kg}{cm^2} = 843,81 MPa$$

Pandeo Torsional

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2}$$

$$F_e = \frac{1}{A * r_o^2} * \left[G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right]$$

Remplazando:

$$r_o = 5,981 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{1}{4,337 * 5,981^2} * \left[784.930,77 * 0,0578 * + \frac{\pi^2 * 2.040.820 * 341,54}{(1 * 90)^2} \right]$$

$$= 5.769,06 \frac{kg}{cm^2} = 565,94 MPa$$

Pandeo Flexo-torsional

La aplicación del pandeo Flexo-torsional es el resultado de combinar los dos anteriores casos (Flexional y Torsional)

De tal manera que:

$$\sigma_{ex} = \frac{(\pi * rx)^2 * E}{(k_x * L)^2}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o^2} * \left[G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right]$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2$$

$$F_e = \frac{1}{2 * \beta} * \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 * \beta * \sigma_{ex} * \sigma_t} \right]$$

Remplazando:

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 = 0,54$$

$$\sigma_{ex} = \frac{(\pi * rx)^2 * E}{(k_x * L)^2} = 39.713,96 \frac{kg}{cm^2} = 3.895,94 MPa$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o^2} * \left[G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right] = 5.769,06 \frac{kg}{cm^2} = 565,94 MPa$$

$$F_e = \frac{1}{2 * 0,54} * \left[(39.713,96 + 5.769,06) - \sqrt{(39.713,96 + 5.769,06)^2 - 4 * 0,31 * 39.713,96 * 5.769,06} \right]$$

$$= 5.383,45 \frac{kg}{cm^2} = 528,12 MPa$$

Finalmente se escoge el mínimo de **Pandeo elástico flexional, torsional o flexo-torsional.**

- **Pandeo elástico flexional:** $F_{e_y} = 8.601,54 \frac{kg}{cm^2} = 843,81 MPa$
- **Torsional:** $F_e = 5.769,06 \frac{kg}{cm^2} = 565,94 MPa$
- **Flexo-torsional:** $F_e = 5.383,45 \frac{kg}{cm^2} = 528,12 MPa$

El que menor es: $F_e = 528,12 MPa$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = 0,69$$

Condiciones:

Para $\lambda_c \leq 1,50$ $F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) * F_y$

Para $\lambda_c > 1,50$ $F_n = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right) * F_y$

Para el cálculo de la tensión de pandeo elástico flexional. Se determina a continuación con la siguiente ecuación.

$$F_n = (0,658^{0,69^2}) * 248 = 2.078,64 \frac{kg}{cm^2} = 203,91 MPa$$

Comprobaciones de Abolladura en: Alma, Ala y labio

Alma: $k = 4$ $a = b - k * t$ $a = 10 - 4 * 0,20 = 9,20 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} \left(\frac{9,20}{0,20}\right) \sqrt{\frac{2.078,64}{2.040.820}} = 0,77$$

Ala: $k = 4$ $b = b - k * t$ $b = 5 - 4 * 0,20 = 4,20 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{4}} \left(\frac{4,20}{0,20}\right) \sqrt{\frac{2.078,64}{2.040.820}} = 0,35$$

Labio: $k = 0,43$ $c = b - k * t$ $b = 1,50 - 2 * 0,20 = 1,10 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \left(\frac{1,10}{0,20}\right) \sqrt{\frac{2.078,64}{2.040.820}} = 0,28$$

alma: $\lambda = 0,77$ **ala:** $\lambda = 0,35$ **labio:** $\lambda = 0,28$

como: $\lambda_{alma} = 0,77 > 0,673$ Se Abolla

λ_{ala} y $\lambda_{labio} \leq 0,673$ no se abolla:

Corrección por abolladura.

Alma

$$\rho = \frac{(1 - \frac{0,22}{\lambda})}{\lambda}$$

$$\rho = \frac{(1 - \frac{0,22}{0,77})}{0,77} = 0,93$$

$$a_e = a * \rho = 9,20 * 0,93 = 8,52 \text{ cm}$$

Ala y labio atezador

Como no se abolla: $\rho = 1$

Por lo tanto, el área efectiva es igual a:

$$A_e = A_g - t(a - a_e)$$

$$A_e = 4,337 - 0,20(9,20 - 8,52) = 4,201 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 4,201 \text{ cm}^2$$

$$P_n = A_e * F_n$$

$$P_n = 4,201 \text{ cm}^2 * 203,91 \text{ MPa} * \frac{0,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1 \text{ MPa}} = 85,66 \text{ kN}$$

$$P_d = \phi_c * P_n = 0,85 * 85,66 = 72,81 \text{ kN}$$

$$nP = \frac{Pf}{Pd} = \frac{16,34}{72,81} = 0,224$$

Diseño a flexión en “X”

$M_{xf} = M_{22} = 0,0033 \text{ kN} * \text{m}$ de la tabla de esfuerzos.

$$M_{xf} \leq \phi * M_{n_x}$$

Según el AISI 2001 la resistencia nominal a la flexión M_{n_x} no debe ser mayor que 1,25

de las características del perfil se tiene:

$$S_y = 4,581 \text{ cm}^3 \quad F_y = 248 \text{ MPa}$$

$$M_{n_x} = S_y * F_y$$

$$M_{n_x} = 4,581 * 248 * \frac{0,1}{100} = 1,14 \text{ kN} * \text{m} < 1,25 \text{ kN} * \text{m} \text{ cumple}$$

$$\phi * M_{n_x} = 0,95 * 1,14 = 1,08 \text{ kN} * \text{m}$$

$$nP = \frac{M_{xf}}{\phi * M_{n_x}} = \frac{0,0033}{1,08} = 0,003$$

Diseño a flexión en “Y”

$M_{yf} = M_{33} = 0,68 \text{ kN} * \text{m}$ de la tabla de esfuerzos.

$$M_{yf} \leq \phi * M_{n_y}$$

$$S_x = 13,852 \text{ cm}^3 \quad F_y = 248 \text{ MPa}$$

$$Mn_y = S_x * F_y$$

$$Mn_y = 13,852 * 248 * \frac{0,1}{100} = 3,44 \text{ kN} * m$$

$$\phi * Mn_y = 0,95 * 3,44 = 3,27 \text{ kN} * m$$

$$nP = \frac{My_f}{\phi * Mn_y} = \frac{0,68}{3,27} = 0,207$$

Finalmente se tiene el diseño a flexo-compresión

$$n = \frac{Pf}{\phi_c * P_n} + \frac{Mx_f}{\phi * Mn_x} + \frac{My_f}{\phi * Mn_y} \leq 1$$

$$n = \frac{16,34}{0,85 * 85,66} + \frac{0,0033}{0,95 * 1,14} + \frac{0,68}{0,95 * 3,44} \leq 1$$

$$n = 0,436 \leq 1 \text{ cumple}$$

Diseño del cordón inferior

El diseño del cordón inferior que se presenta en el diseño es de perfil tipo C conformado en frío provisto por el proveedor FERROTUDO. Los esfuerzos al que está sometido el cordón es de Flexo-tracción.

Características del cordón.

Largo del cordón: L = 0,84 m Pendiente de cubierta: p = 40% ($\theta = 22^\circ$)

$$E = 200.000 \text{ MPa} = 2.040.80,00 \frac{kg}{cm^2}$$

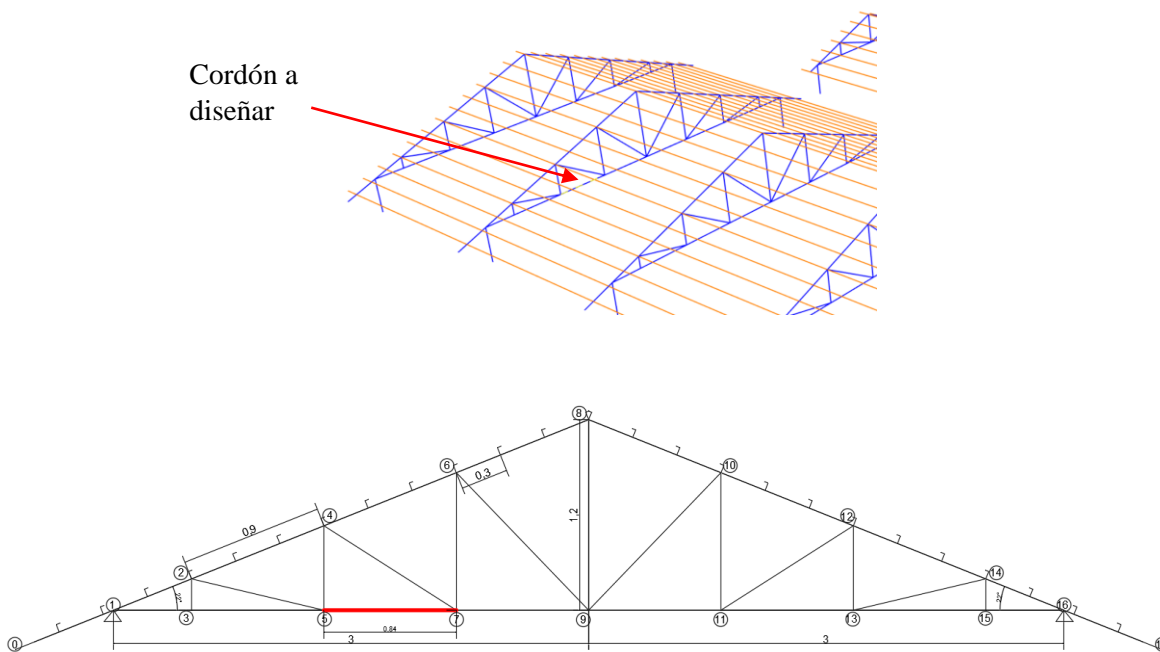
$$F_y = 36 \text{ ksi} = 248 \text{ MPa} = 2.530,62 \frac{kg}{cm^2}$$

Tabla N°3.6: Esfuerzos del cordón inferior

Esfuerzos del Elemento		
Fuerza a Tracción	22,67	kN
Flexión en el M22	0	kN*m
Flexión en el M33	0,14	kN*m

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.10: Vista transversal del cordón a Diseñar



J. Fuente: Elaboración propia, SAP 2000 v.22

El perfil elegido para el diseño es un perfil tipo C, con las siguientes dimensiones:
C 100x50x15x2

Propiedades geométricas

Tabla N°3.7: Propiedades Geométricas Perfil C 100x50x15x2

$A_g =$	4,337	cm ²
$X_{cg1} =$	1,725	cm
$X_{cg2} =$	3,275	cm
$I_{xcg} =$	69,265	cm ⁴
$r_x =$	3,996	cm
$S_{x1} =$	13,853	cm ³
$S_{x2} =$	13,853	cm ³
$A =$	10,000	cm
$J =$	0,058	cm ⁴
$C_w =$	341,640	cm ⁶
$t =$	0,2	cm
$Y_{cg1} =$	5,0	cm
$Y_{cg2} =$	5,0	cm

$I_{ycg} =$	15,002	cm^4
$r_y =$	1,860	cm
$S_{y1} =$	8,695	cm^3
$S_{y2} =$	4,581	cm^3
$B =$	5,0000	cm
$x_o =$	4,042	cm
$r_o =$	5,981	cm

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la esbeltez

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{1 * 84}{1,86} = 45,16 \leq 200 \text{ cumple}$$

Diseño a tracción

$$T_f \leq \phi * T_n$$

$$T_n = A_g * F_y$$

Remplazando

$$\phi * T_n = 0,90 * 4,337 cm^2 * 248 MPa * \frac{0,1 \frac{kN}{cm^2}}{1 MPa} = 96,80 kN$$

$$n = \frac{T_f}{\phi * T_n} \leq 1$$

De la tabla de esfuerzos se tiene:

$$n = \frac{22,67}{96,80} = 0,234 \leq 1$$

Diseño a flexión en "X"

No se realiza el diseño a flexión ya que el momento alrededor del eje es tiende a cero.

Diseño a flexión en "Y"

$M_{yf} = M_{33} = 0,14 kN * m$ de la tabla de esfuerzos.

$$M_{x_f} \leq \phi * M_{n_x}$$

$$S_x = 13,852 cm^3 \quad F_y = 165,47 MPa$$

$$M_{n_y} = S_x * F_y$$

$$Mn_y = 13,852 * 248 * \frac{0,1}{100} = 3,44 \text{ kN} * m$$

$$\phi * Mn_x = 0,95 * 3,44 = 3,26 \text{ kN} * m$$

$$nP = \frac{My_f}{\phi * Mn_y} = \frac{0,14}{3,26} = 0,043$$

Finalmente se tiene el diseño a flexo-tracción

$$n = \frac{T_f}{\phi * T_n} + \frac{Mx_f}{\phi * Mn_x} + \frac{My_f}{\phi * Mn_y} \leq 1$$

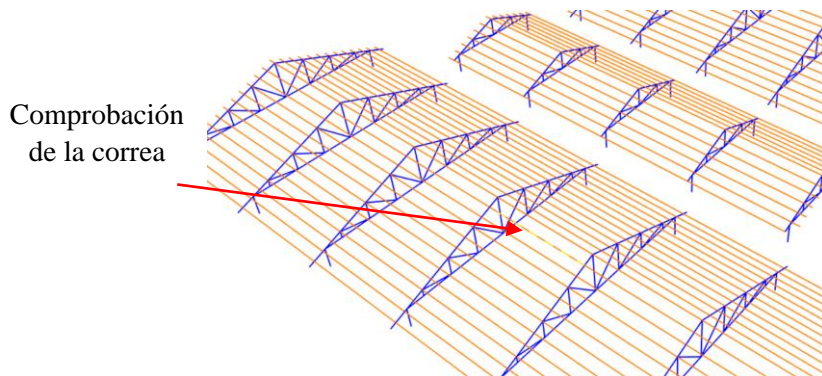
$$n = \frac{22,67}{96,80} + 0 + \frac{0,14}{3,26} \leq 1$$

$$0,280 \leq 1 \text{ cumple}$$

3.5.1.2 Comprobación a Pandeo Lateral-Torsional

La comprobación a Pandeo Lateral-Torsional según el reglamento CIRSOC 303-2009 en el apartado C.3.1.2.1 Resistencia al pandeo lateral-torsional de barras de sección abierta. La resistencia nominal, M_n en $kN * m$ de los tramos sin arriostramiento lateral para secciones con simetría simple, simetría doble y simetría puntual sujetas a pandeo lateral, se debe calcular de la siguiente manera:

Figura 3.11: Correa a Pandeo Lateral-Torsional



Fuente: Elaboración propia, SAP 2000 v.22

Factores que intervienen

- Corrección por momentos Internos " C_b "

$$C_b = \frac{12,5 M_{m\acute{a}x}}{2,5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

De la correa más solicitada se tiene los siguientes momentos:

$$M_{m\acute{a}x} = 0,384 \text{ kN} * m$$

$$M_A = -0,050 \text{ kN} * m$$

$$M_B = -0,193 \text{ kN} * m$$

$$M_C = -0,050 \text{ kN} * m$$

$$C_b = 2,362$$

- **Corrección por momentos Externos "C_{TF}"**

$$C_{TF} = 0,6 - 0,4 (M_1/M_2)$$

$$M_1 = 0,381 \text{ kN} * m$$

$$M_2 = 0,384 \text{ kN} * m$$

$$C_{TF} = 0,203$$

- **Radio de giro polar "r_o"**

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2}$$

$$r_x = 3,158 \text{ cm}$$

$$r_y = 1,512 \text{ cm}$$

$$x_o = 3,395 \text{ cm}$$

$$r_o = 4,877 \text{ cm}$$

- **Factores de longitud efectiva "k"**

Para el eje **x** $k_x = 1$

Para el eje **y** $k_y = 1$

Para torsión $k_t = 1$

- **Longitud lateralmente no arriostrada "L"**

Para el eje **x** $L_x = 300 \text{ cm}$

Para el eje **y** $L_y = 300 \text{ cm}$

Para torsión $L = 300 \text{ cm}$

➤ **Módulo de Torsión de St. Venant "J"**

De las propiedades geométricas del perfil se tiene que:

$$J = 0,0472 \text{ cm}^4$$

➤ **Módulo de Alabeo de la sección "C_W"**

De las propiedades geométricas del perfil se tiene que:

$$C_W = 131,480 \text{ cm}^6$$

➤ **Módulo de cortante "G"**

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

$$G = \frac{200000 \text{ MPa}}{2(1 + 0,30)} = 76.923,077 \text{ MPa}$$

➤ **Otros parámetros que intervienen.**

Módulo resistente elástico de la sección total. $S_f = 8,818 \text{ cm}^3$

Área de la sección total. $A = 3,537 \text{ cm}^2$

Módulo de Elasticidad. $E = 200.000 \text{ MPa}$

Corrección por momento que provoca compresión del lado donde se encuentra el centro de corte considerando desde el baricentro.

$$C_s = +1$$

Datos:

$$k_x = 1 \quad k_y = 1 \quad k_t = 1$$

$$L_x = 300 \text{ cm} \quad L_y = 300 \text{ cm} \quad L = 300 \text{ cm}$$

$$E = 200.000 \text{ MPa} \quad r_x = 3,158 \text{ cm} \quad r_y = 1,512 \text{ cm}$$

$$C_W = 131,480 \text{ cm}^6 \quad G = 76.923,077 \text{ MPa}$$

$$J = 0,0472 \text{ cm}^4 \quad A = 3,537 \text{ cm}^2 \quad r_o = 4,877 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(k_x L_x/r_x)^2} = \mathbf{218,727 MPa}$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(k_y L_y/r_y)^2} = \mathbf{50,150 MPa}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_W}{(k_t L_t)^2} \right] = \mathbf{77,434 MPa}$$

Como se trata de un perfil tipo C, es decir que es de simetría simple, se procede a usar la siguiente expresión.

$$F_e = \frac{C_b r_o A}{S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t}$$

Datos:

$$C_b = 2,362$$

$$r_o = 4,877 \text{ cm}$$

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

$$S_f = 8,818 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{ey} = 50,150 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = 77,434 \text{ MPa}$$

$$F_e = \frac{C_b r_o A}{S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} = \mathbf{287,940 MPa}$$

Con los parámetros calculados previamente procedemos a calcular la resistencia nominal, M_n , en $(kN * m)$ de los tramos sin arriostramiento lateral para secciones con simetría simple, simetría doble y simetría puntual sujetas a pandeo lateral, se debe calcular de la siguiente manera:

$$M_n = S_c * F_c (10)^{-3} \quad \phi_b = 0,90$$

Siendo:

S_c = el módulo elástico de la sección efectiva, referido a la fibra extrema comprimida con la tensión F_c , en (cm^3)

F_c = la tensión crítica determinada de la siguiente manera, en (MPa)

F_e = Para la tensión elástica crítica de pandeo lateral-torsional calculado de acuerdo con lo expuesto anteriormente.

F_y = tensión de fluencia utilizada para el diseño

$$F_e = 287,940 \text{ MPa}$$

$$F_y = 248 \text{ MPa}$$

Condiciones:

Para $F_e \geq 2,78 F_y$

$$F_c = F_y$$

Para $2,78 F_y > F_e > 0,56 F_y$

$$F_c = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10 F_y}{36 F_e} \right)$$

Para $F_e \leq 0,56 F_y$

$$F_c = F_e$$

Remplazando:

$$F_e \geq 2,78 F_y \quad 287,940 \text{ MPa} \geq 689,440 \text{ MPa}$$

$$2,78 F_y > F_e > 0,56 F_y \quad 689,440 \text{ MPa} > 287,940 \text{ MPa} > 138,880 \text{ MPa} \text{ "Cumple"}$$

$$F_e \leq 0,56 F_y \quad 287,940 \text{ MPa} \leq 138,880 \text{ MPa}$$

Por lo tanto:

$$F_c = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10 F_y}{36 F_e} \right) = 209,630 \text{ MPa}$$

$$M_n = S_c F_c (10)^{-3} \quad \phi_b = 0,90$$

$$M_n = 4,409 \text{ cm}^3 * 209,630 \text{ MPa} (10)^{-3} * 0,90$$

$$M_n = 0,832 \text{ kN} * m$$

De acuerdo con el máximo momento que se presenta en la correa este es de:

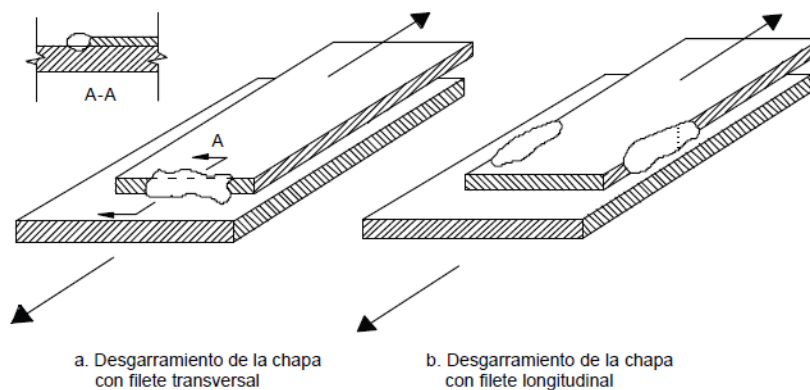
$$M_{solicitante} < M_n$$

$$0,380 \text{ kN} * m < 0,832 \text{ kN} * m \text{ “Cumple”}$$

3.5.1.3 Diseño de la unión soldada

Para el diseño de la unión se plantea, una unión soldada tipo filete. En las soldaduras de filete de las muestras de chapas delgadas con uniones solapadas ensayadas, la dimensión w_1 del lado de la soldadura sobre el borde de la chapa era generalmente igual al espesor de la chapa; el otro lado w_2 . En este tipo de uniones la garganta de la soldadura de filete normalmente es mayor que la garganta de las soldaduras de filete convencionales (garganta igual al de la chapa). Se halló que habitualmente la falla última de la unión soldada de filete ocurre por desgarramiento de la chapa adyacente a la soldadura. Como se muestra en la siguiente ilustración.

Figura 3.12: Modos de falla de las soldaduras de Filete



Fuente: Soldaduras de filete, Gabriel Troglia. Estructuras de Acero con Tubos y Secciones Abiertas Conformadas en frío. (figura 18-16)

Según el reglamento 303 Cirsoc-2005 las soldaduras de filete se aplican a la soldadura de uniones en cualquier posición, ya sea:

- a) Unión de dos chapas, ó
- b) Unión de una chapa a un elemento de acero de mayor espesor.

Diseño de la unión soldada tipo filete

La resistencia nominal al corte, P_n de una soldadura de filete se determinará de la siguiente manera:

- (a) Para carga longitudinal

Para $L/t < 25$

$$P_n = \left(1 - \frac{0,01L}{t}\right) * t * L * Fu \quad \phi = 0,55$$

Para $L/t \geq 25$

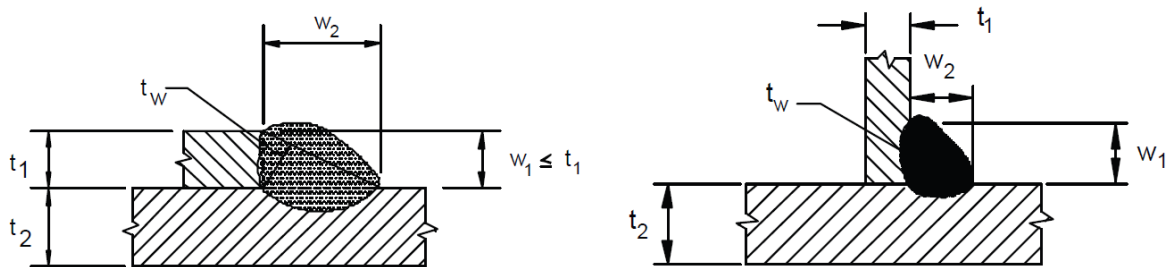
$$P_n = 0,75 * t * L * Fu \quad \phi = 0,50$$

- (b) Para carga Transversal

$$P_n = t * L * Fu \quad \phi = 0,55$$

Siendo t , el menor valor entre t_1 ó t_2 ver la siguiente ilustración.

Figura 3.13: Soldadura de filete – unión solapada y Soldadura de filete – unión en T



Fuente: Gabriel Troglia. Estructuras de Acero con Tubos y Secciones Abiertas Conformadas en frío. (figura 18-17 18-18)

Adicionalmente la resistencia nominal determinada anteriormente no debe superar la siguiente expresión.

$$P_n = 0,60 * t_w * L * F_{EXX} \quad \phi = 0,60$$

Donde:

P_n = Resistencia nominal al corte de una soldadura de filete, (kN)

L = Longitud de la soldadura de filete, (cm)

t_w = Espesor efectivo de Garganta = $0,707 w_1$ ó $0,707 w_2$, el que resulte menor. Estará permitido considerar una mayor garganta efectiva si se demuestra que con el procedimiento de soldadura a utilizar se obtienen mayores valores de t_w de manera consistente, (cm)

ϕ = Factor de Resistencia

w_1 y w_2 = El lado menor del filete de soldadura

F_u = Tensión de rotura del perfil (360MPa)

F_{EXX} = Resistencia mínima especificada del electrodo según clasificación (MPa).

Remplazando

Los perfiles de la son perfiles tipo C conformados en frío, con las mismas dimensiones en las montantes, cordones superior o inferior y diagonales. C100x50x15x2 También se plantea soldar la parte de las alas del perfil, es decir soldar 50 mm.

(a) Para carga longitudinal

Para $\frac{50}{2} = 25 < 25$ *no cumple*

$$P_n = \left(1 - \frac{0,01L}{t}\right) * t * L * F_u \quad \phi = 0,55$$

Para $\frac{50}{2} = 25 \geq 25$ *cumple*

$$P_n = 0,75 * t * L * F_u \quad \phi = 0,50$$

$$P_n = 0,75 * 2 * 50 * 360 = 27.000 N$$

$$\phi * P_n = 0,50 * 27 kN = 13,50 kN$$

(b) Para carga transversal

$$P_n = t * L * F_u \quad \phi = 0,55$$

$$P_n = 2 * 50 * 360 = 36.000 N$$

$$\phi * P_n = 0,55 * 36 \text{ kN} = 19,80 \text{ kN}$$

Además, esta $\phi * P_n = 13,5 \text{ kN}$ debe ser menor a la siguiente expresión

$$P_n = 0,60 * t_w * L * F_{EXX} \quad \phi = 0,60$$

Determinando el valor de t_w

Para nuestro caso $D = w_1 = 4 \text{ mm}$

Como $t_w = 0,707 w_1 = 0,707 * 4 \text{ mm} = 2,828 \text{ mm}$

Para $F_{EXX} = 413,68 \text{ MPa}$ usar un electrodo (E60XX) es un electrodo que brinde una resistencia a la tracción de 60 ksi

$$P_n = 0,60 * 2,828 * 50 * 413,68 = 35,09 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,60 * 35,09 = 21,06 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 13,50 \text{ kN} < 19,80 \text{ kN} < 21,06 \text{ kN} \text{ "Cumple"}$$

Sin embargo, no es suficiente para resistir el máximo esfuerzo, que está dado por el esfuerzo de Flexo-tracción. Siendo de en tracción de: $22,67 \text{ kN}$

Como conclusión resulta de soldar los dos lados cortos del perfil (dos alas).

Condición

$$P_{esfuerzo} \leq P_{resistente}$$

$$22,67 \text{ kN} \leq 2 * 13,50 \text{ kN}$$

$$22,67 \text{ kN} \leq 27 \text{ kN} \text{ cumple}$$

3.5.2 Estructura de sustentación de la edificación

3.5.2.1 Consideraciones para el Diseño Estructural

Materiales empleados

Los materiales provistos para el diseño de los elementos estructurales corresponden a los comercializados actualmente en nuestro medio.

Hormigón:

- Resistencia a la compresión: $f'c = 25 \text{ MPa}$

- Peso específico del hormigón armado: $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \frac{kg}{m^3}$
- Módulo de poisson: $\mu = 0,20$
- Módulo de elasticidad: $E_c = 3830\sqrt{f'c}$

Acero Estructural (Ferrotodo):

- Límite de fluencia: $f_y = 500 MPa$
- Módulo de elasticidad: $E = 200.000 MPa$

3.5.2.2 Pre dimensionamiento de elementos estructurales

Pre dimensionamiento de vigas

La altura mínima de la viga, no debe ser menor a la siguiente limitación.

Se tiene que la longitud de la viga según el plano arquitectónico es de: $L = 5,90 m$

Como se pretende usar un acero de resistencia a la fluencia de $f_y = 500 MPa$ la norma establece que se debe multiplicar a con el siguiente factor al pre dimensionamiento como se detalla a continuación. $\left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right) = \left(0,4 + \frac{500}{700}\right) = 1,11$

- Simplemente apoyada: $\frac{l}{16} = \frac{590 cm}{16} * 1,11 \approx 45 cm$
- Con un extremo continuo: $\frac{l}{18,5} = \frac{590 cm}{18,5} * 1,11 \approx 40 cm$
- Ambos extremos continuos: $\frac{l}{21} = \frac{590 cm}{21} * 1,11 = 35 cm$

El ancho de la viga mínimo es de $25 cm$ por lo tanto $h = 45 cm$ y $b = 25 cm$.

Pre dimensionamiento de Columnas

Según la NB 1225001, no contempla directamente un área de sección transversal mínima de columna, pero según Jack C. McCormac menciona que para proveer el recubrimiento necesario fuera de estribos o espirales y para proveer la separación necesaria entre varillas longitudinales de una cara de la columna a la otra aproximadamente los anchos mínimos son de $8 a 10 pulg.$ o $20 a 25 cm$

De acuerdo con Blanco B. Antonio (2001), Para edificios aporricados integralmente las columnas tiene que contar con un área fluctuante entre 1000 y $2000 cm^2$.

Es decir que las columnas sean de por lo menos de 30x30 y 45x45 *cm*.

Pre dimensionado de Losas

- **Losas Macizas:** El pre dimensionamiento de las losas macizas no pretensadas se determinan aplicando las siguientes relaciones. Como al igual que en las vigas se usa el factor de mayoración de 1,11 por el tipo de acero a usar:

En ambiente de mayor dimensión es de 4,90 m x 5,90 m, ver planos arquitectónicos.

$$\text{Simplemente apoyada: } \frac{l}{20} = \frac{590}{20} * 1,11 = 32,74 \approx 35 \text{ cm}$$

$$\text{Un extremo continuo: } \frac{l}{24} = \frac{590}{24} * 1,11 = 27,29 \approx 28 \text{ cm}$$

$$\text{Ambos extremos continuos: } \frac{l}{28} = \frac{590}{28} * 1,11 = 23,39 \approx 24 \text{ cm}$$

$$\text{En voladizo: } \frac{l}{10} = \frac{110}{10} * 1,11 \approx 13 \text{ cm}$$

- **Losas en Dos direcciones:** Los espesores mínimos de las losas se calculan según las siguientes relaciones. En este caso no es necesario modificar la altura mínima ya que se cuenta con espesores mínimos para losas con acero de refuerzo con un límite de fluencia de $f_y = 500 \text{ MPa}$. Se considera las mismas luces que para las losas macizas.

Losas sin abacos

$$\text{Sin vigas de borde } \frac{l_n}{28} = \frac{590}{28} = 21,07 \approx 22 \text{ cm}$$

$$\text{Con vigas de borde } \frac{l_n}{31} = \frac{590}{31} = 19,03 \approx 20 \text{ cm}$$

Losas con abacos

$$\text{Sin vigas de borde } \frac{l_n}{31} = \frac{590}{31} = 19,03 \approx 22 \text{ cm}$$

$$\text{Con vigas de borde } \frac{l_n}{34} = \frac{590}{34} = 17,35 \approx 18 \text{ cm}$$

3.5.2.3 Cargas consideradas en el diseño

Para el cargado a la estructura necesariamente hay que separar en dos tipos de cargas, una permanente y otra sobrecarga como se muestra en el anexo, ver **Anexo 1. Análisis De Carga** Tabla N°2 Para cargas de Servicio y Tabla N° 3 Para cargas Permanentes

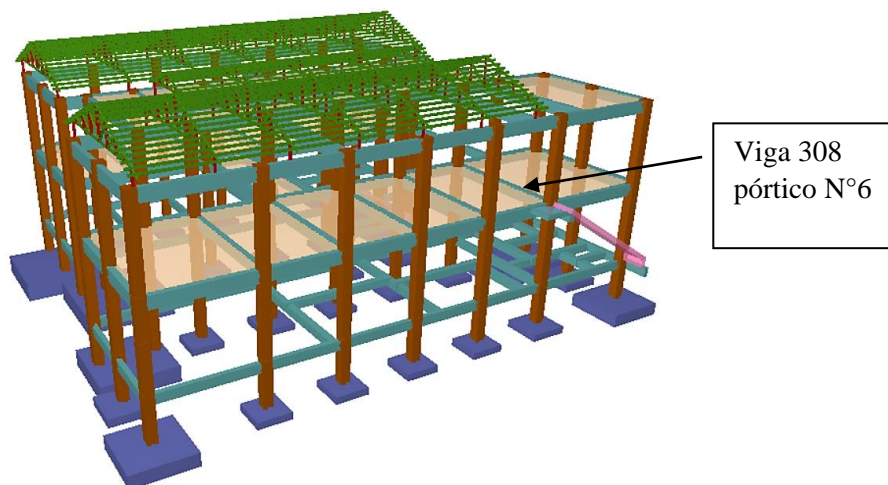
La carga de sismo será cargada a través del método general de Cypecad, dicha carga será determinada a través del modelo Espectro Sísmico de la GBDS 2020.

3.5.2.4 Elementos más solicitados

3.5.2.4.1 Diseño Estructural de la viga

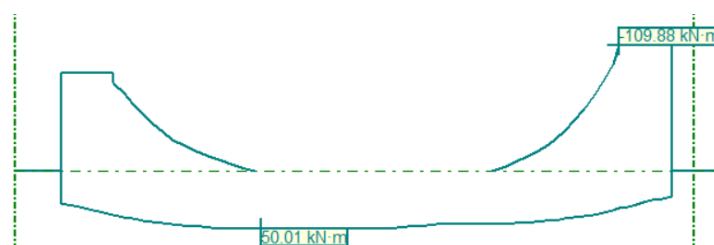
Los esfuerzos de cálculo son extraídos del programa a partir de la envolvente incluyendo la acción sísmica aplicada.

Figura 3.14: Viga a diseñar elemento más solicitado



Fuente: Elaboración propia CYPECAD v.2018m

Figura 3.15: Diagrama de Momentos debido a la Envolvente Sísmica.



Fuente: Elaboración propia CYPECAD v.2018m. Portico 6, viga 308

A continuación, se realizará la verificación de la viga más solicitada. Los esfuerzos son obtenidos del software Cypecad, usando los esfuerzos correspondientes debido a la envolvente que generan las cargas, permanentes sobrecarga de uso y sismo. La figura anterior muestra la envolvente sísmica debido al cargado del espectro determinado en el capítulo N°4

La viga se muestra en el pórtico número 6, viga 308

DISEÑO A FLEXIÓN

Las características del elemento. Como se aplicó el efecto del sismo según la GBDS 2020 se producen los momentos tanto en la parte superior como inferior de la viga, además que su diseño será en base al sistema estructural escogido para el cálculo del espectro. (Sistema de Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos)

Momentos Negativos (parte superior de la viga)

- Tramo del lado izquierdo $M_u = 85,170 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Tramo central $M_u = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Tramo del lado derecho $M_u = 119,880 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momentos Positivos (parte inferior de la viga)

- Tramo del lado izquierdo $M_u = 28,180 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Tramo central $M_u = 50,010 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Tramo del lado derecho $M_u = 23,350 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Datos

Canto de la Viga $h = 500 \text{ mm}$

Base de la viga $b = 250 \text{ mm}$

Resistencia a compresión del hormigón $f'_c = 25 \text{ MPa}$

Resistencia a fluencia del acero $f_y = 500 \text{ MPa}$

Recubrimiento mínimo $r_{geo} = 25 \text{ mm}$

- Cálculo del recubrimiento mecánico

$$\phi_{estribo} = 8 \text{ mm} \quad \phi_{barras} = 20 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = r_{geo} + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{barras}}{2} = 25 + 8 + \frac{20}{2} = 43 \text{ mm}$$

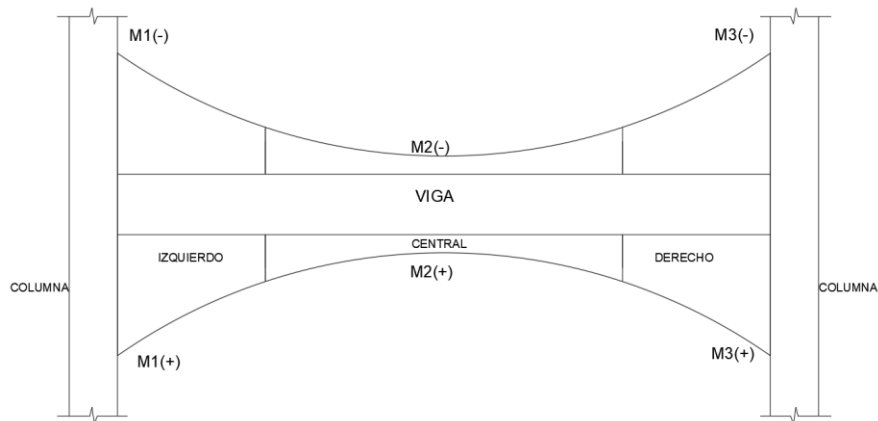
- Canto útil de la viga

$$d = h - r_{mec} = 500 - 43 = 457 \text{ mm}$$

- **Cálculo de momentos de diseño para pórticos intermedios**

Según el apartado 21.11.4.1 de la norma NB 1225001 La resistencia a momentos positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento debe ser mayor de un quinto de la máximo resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Figura 3.16: Momentos de Diseño para pórticos intermedios



Fuente: Elaboración propia

Condición:

$$\text{Para la parte de los apoyos } M_1(+)\geq \frac{M_1(-)}{3} \quad M_3(+)\geq \frac{M_3(-)}{3}$$

$$\text{Para el tramo central } \frac{M_{\max}(M_1(-)\text{ ó } M_3(-))}{5} \leq \begin{cases} M_2(-) \\ M_2(+) \end{cases}$$

Tramo izquierdo

Con la relación de un tercio calculamos el momento de diseño.

$$M_{u-} = 85,170 \text{ kN} * m \text{ (momento negativo se mantiene)}$$

$$M_{u+} = 85,170 * \frac{1}{3} = 28,390 \text{ kN} * m$$

$$M_{u+} = 28,390 \text{ kN} * m > 28,180 \text{ kN} * m = 28,390 \text{ kN} * m \text{ (momento positivo)}$$

Tramo central

Con la relación de un quinto del máximo momento negativo calculamos el momento de diseño.

$$M_{u+} = 50,010 \text{ kN} * m \text{ (momento positivo se mantiene)}$$

$$M_{u-} = 119,880 * \frac{1}{5} = 23,976 \text{ kN} * m$$

$$M_{u-} = 23,976 \text{ kN} * m > 0 \text{ kN} * m = 23,976 \text{ kN} * m \text{ (momento negativo)}$$

Tramo derecho

Con la relación de un tercio calculamos el momento de diseño.

$$M_{u-} = 119,880 \text{ kN} * m \text{ (momento negativo se mantiene)}$$

$$M_{u+} = 119,880 * \frac{1}{3} = 39,960 \text{ kN} * m$$

$$M_{u+} = 39,960 \text{ kN} * m > 23,350 \text{ kN} * m = 39,960 \text{ kN} * m \text{ (momento positivo)}$$

CÁLCULO A FLEXIÓN PARA MOMENTOS POSITIVOS

Momentos de diseño:

$$M_{u+izq.} = 28,390 \text{ kN} * m \quad M_{u+cen.} = 50,010 \text{ kN} * m \quad M_{u+der.} = 39,960 \text{ kN} * m$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro para debido a momentos positivos.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0,85 * f'_c * b}} \quad \phi = 0,90$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \beta_1 = 0,85$$

a) Tramo izquierdo

$$a = 13,183 \text{ mm} \quad c = \frac{13,183}{0,85} = 15,510 \text{ mm}$$

b) Tramo central

$$a = 23,491 \text{ mm} \quad c = \frac{23,491}{0,85} = 27,637 \text{ mm}$$

c) Tramo derecho

$$a = 18,669 \text{ mm} \quad c = \frac{18,669}{0,85} = 21,964 \text{ mm}$$

Determinación de la cantidad de acero teórico en la sección

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

a) Tramo izquierdo

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{28,390 * 1000 * 1000}{0,9 * 500 * (457 - \frac{13,183}{2})} = 140,070 \text{ mm}^2$$

b) Tramo central

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{50,010 * 1000 * 1000}{0,9 * 500 * (457 - \frac{23,491}{2})} = 249,595 \text{ mm}^2$$

c) Tramo derecho

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{39,960 * 1000 * 1000}{0,9 * 500 * (457 - \frac{18,669}{2})} = 198,362 \text{ mm}^2$$

Determinación del acero mínimo requerido según norma

$$A_{smin1} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c * b * d}}{f_y} \quad A_{smin2} = \frac{1,4}{f_y} * b * d \quad A_{smin3} = \frac{4}{3} * A_{st}$$

a) Tramo izquierdo

$$A_{smin1} = 285,625 \text{ mm}^2 \quad A_{smin2} = \mathbf{319,900 \text{ mm}^2} \quad A_{smin3} = 186,761 \text{ mm}^2$$

b) Tramo Central

$$A_{smin1} = 285,625 \text{ mm}^2 \quad A_{smin2} = 319,900 \text{ mm}^2 \quad A_{smin3} = \mathbf{332,794 \text{ mm}^2}$$

c) Tramo derecho

$$A_{smin1} = 285,625 \text{ mm}^2 \quad A_{smin2} = \mathbf{319,900 \text{ mm}^2} \quad A_{smin3} = 264,483 \text{ mm}^2$$

Selección del área de acero provista a la sección

Tramo izquierdo	Tramo Central	Tramo derecho
$As = 319,900 \text{ mm}^2$	$As = 332,794 \text{ mm}^2$	$As = 319,900 \text{ mm}^2$

Determinación de las barras de acero y del acero real en la viga

Tramo izquierdo	Tramo Central	Tramo derecho
$As = 319,90 \text{ mm}^2$	$As = 332,79 \text{ mm}^2$	$As = 319,90 \text{ mm}^2$
$\phi_{lon} = 20 \text{ mm}$	$\phi_{lon} = 20 \text{ mm}$	$\phi_{lon} = 20 \text{ mm}$
$A\phi_{lon} = 314,16 \text{ mm}^2$	$A\phi_{lon} = 314,16 \text{ mm}^2$	$A\phi_{lon} = 314,16 \text{ mm}^2$
$N^\circ \text{Barra} = 2$	$N^\circ \text{Barra} = 2$	$N^\circ \text{Barra} = 2$
$Asr = 628,32 \text{ mm}^2$	$Asr = 628,32 \text{ mm}^2$	$Asr = 628,32 \text{ mm}^2$

Usar

2 ϕ 20	2 ϕ 20	2 ϕ 20
-------------	-------------	-------------

CÁLCULO A FLEXIÓN PARA MOMENTOS NEGATIVOS

Momentos de diseño:

$$M_{u-izq.} = 85,170 \text{ kN} * \text{m} \quad M_{u-cen.} = 23,976 \text{ kN} * \text{m} \quad M_{u-der.} = 119,880 \text{ kN} * \text{m}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro para debido a momentos positivos.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{max}}{\phi * 0,85 * f'_c * b}} \quad \phi = 0,90$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \beta_1 = 0,85$$

a) Tramo izquierdo

$$a = 40,800 \text{ mm} \quad c = \frac{40,800}{0,85} = 48,000 \text{ mm}$$

b) Tramo central

$$a = 11,108 \text{ mm} \quad c = \frac{11,108}{0,85} = 13,068 \text{ mm}$$

d) Tramo derecho

$$a = 58,624 \text{ mm} \quad c = \frac{58,624}{0,85} = 68,970 \text{ mm}$$

Determinación de la cantidad de acero teórico en la sección

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

a) Tramo izquierdo

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{85,170 * 1000 * 1000}{0,9 * 500 * (457 - \frac{40,800}{2})} = 433,501 \text{ mm}^2$$

b) Tramo central

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{23,976 * 1000 * 1000}{0,9 * 500 * (457 - \frac{11,108}{2})} = 118,021 \text{ mm}^2$$

c) Tramo derecho

$$A_{st} = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{119,880 * 1000 * 1000}{0,9 * 500 * (457 - \frac{58,624}{2})} = 622,884 \text{ mm}^2$$

Determinación del acero mínimo requerido según norma

$$A_{smin1} = \frac{0,25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} \quad A_{smin2} = \frac{1,4}{f_y} * b * d \quad A_{smin3} = \frac{4}{3} * A_{st}$$

a) Tramo izquierdo

$$A_{smin1} = 285,625 \text{ mm}^2 \quad A_{smin2} = 319,900 \text{ mm}^2 \quad A_{smin3} = \mathbf{578,002 \text{ mm}^2}$$

b) Tramo Central

$$A_{smin1} = 285,625 \text{ mm}^2 \quad A_{smin2} = \mathbf{319,900 \text{ mm}^2} \quad A_{smin3} = 332,794 \text{ mm}^2$$

c) Tramo derecho

$$A_{smin1} = 285,625 \text{ mm}^2 \quad A_{smin2} = 319,900 \text{ mm}^2 \quad A_{smin3} = \mathbf{830,512 \text{ mm}^2}$$

Selección del área de acero provista a la sección

Tramo izquierdo

Tramo Central

Tramo derecho

$$A_s = 578,002 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 319,900 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 830,512 \text{ mm}^2$$

Determinación de las barras de acero y del acero real en la viga

Tramo izquierdo

$$A_s = 578,002 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{lon} = 20 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_{lon}} = 314,16 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{Barra} = 3$$

$$A_{sr} = 942,48 \text{ mm}^2$$

Tramo Central

$$A_s = 319,900 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{lon} = 20 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_{lon}} = 314,16 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{Barra} = 2$$

$$A_{sr} = 628,32 \text{ mm}^2$$

Tramo derecho

$$A_s = 830,512 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{lon} = 20 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_{lon}} = 314,16 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{Barra} = 3$$

$$A_{sr} = 942,478 \text{ mm}^2$$

Usar

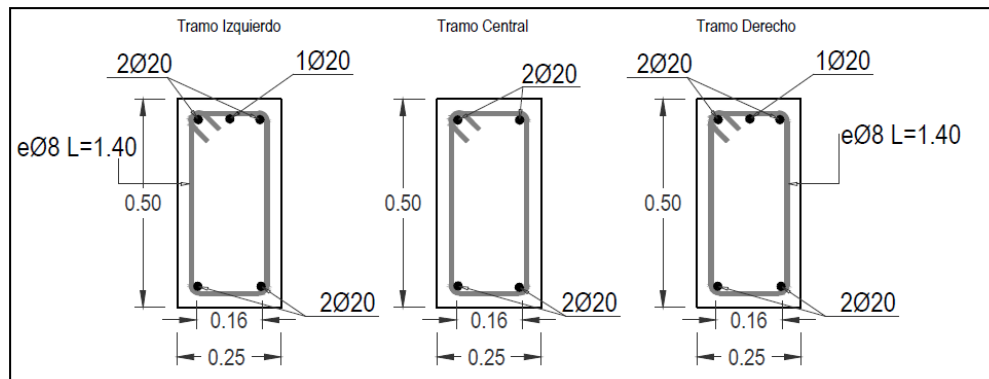
$$3\phi_{20}$$

$$2\phi_{20}$$

$$3\phi_{20}$$

Para el tramo central es suficiente que pasen las dos barras del armado longitudinal para cumplir con la solicitud, se uniformizó el armado en la zona de los nudos para tener un armado simétrico.

Figura 3.17: Esquema de armado de viga



Fuente: Elaboración propia

DISEÑO A CORTANTE

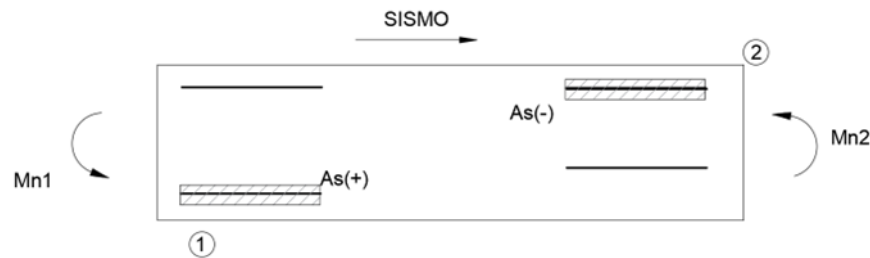
De acuerdo con el comentario de R21.11 de la norma NB 1225001 La fuerza cortante mayorada se determina a partir de resistencia nominal a momento del elemento y de la carga gravitacional. Para determinar el cortante máximo en la viga, se supone que sus

resistencias nominales a momento se desarrollan simultáneamente en ambos extremos de la luz libre. El cortante asociado con esta condición $(M_{nl} + M_{nr})/l_n$ los cortantes se deben calcular para el momento, actuando tanto en el sentido de las manecillas de reloj como en sentido contrario.

Cálculo de los momentos nominales para la situación sísmica 1

Asumimos que el sismo va de Izquierda a Derecha situación sísmica 1

Figura 3.18: Situación sísmica 1



Fuente: Elaboración propia

$$M_{n1} = A(+s) * f_y * (d - \frac{a_1}{2}) \quad a_1 = \frac{f_y * A_s}{0,85 * f'c * b}$$

A_s = área de acero a flexión (tramo izquierdo positivo)

$$a_1 = \frac{500 * 628,319}{0,85 * 25 * 250} = 59,136 \text{ mm}$$

$$M_{n1} = 628,319 * 500 * \left(457 - \frac{59,136}{2} \right) = 134,282 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_{n2} = A(-s) * f_y * (d - \frac{a_2}{2}) \quad a_2 = \frac{f_y * A_s}{0,85 * f'c * b}$$

A_s = área de acero a flexión (tramo derecho negativo)

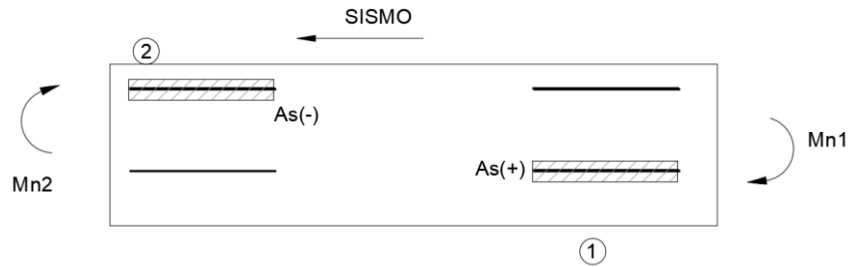
$$a_2 = \frac{500 * 942,478}{0,85 * 25 * 250} = 88,704 \text{ mm}$$

$$M_{n2} = 942,478 * 500 * \left(457 - \frac{88,701}{2} \right) = 194,456 \text{ kN} * \text{m}$$

Cálculo de los momentos nominales para la situación sísmica 2

Asumimos que el sismo va de Derecha a Izquierda situación 2

Figura 3.19: Situación sísmica 2



Fuente: Elaboración propia

$$M_{n1} = A(+)_s * f_y * (d - \frac{a_1}{2}) \quad a_1 = \frac{f_y * A_s}{0,85 * f'c * b}$$

A_s = área de acero a flexión (tramo derecho positivo)

$$a_1 = \frac{500 * 628,319}{0,85 * 25 * 250} = 59,136 \text{ mm}$$

$$M_{n1} = 628,319 * 500 * \left(457 - \frac{59,136}{2} \right) = 134,282 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_{n2} = A(-)_s * f_y * (d - \frac{a_2}{2}) \quad a_2 = \frac{f_y * A_s}{0,85 * f'c * b}$$

A_s = área de acero a flexión (tramo derecho negativo)

$$a_2 = \frac{500 * 942,478}{0,85 * 25 * 250} = 88,704 \text{ mm}$$

$$M_{n2} = 942,478 * 500 * \left(457 - \frac{88,701}{2} \right) = 194,456 \text{ kN} * \text{m}$$

Cálculo de cortantes máximos por momento nominal (viene del efecto del sismo)

$$V_{n1} = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{ln}$$

Tramo Izquierdo

$$V_{n1} = \frac{134,282 + 194,456}{540} = 60,877 \text{ kN}$$

Tramo Derecho

$$V_{n2} = \frac{134,282 + 194,456}{540} = 60,877 \text{ kN}$$

Aclaración en este caso son simétricos los cortantes por que la armadura a flexión es simétrica.

El cortante gravitacional

Tramo Izquierdo

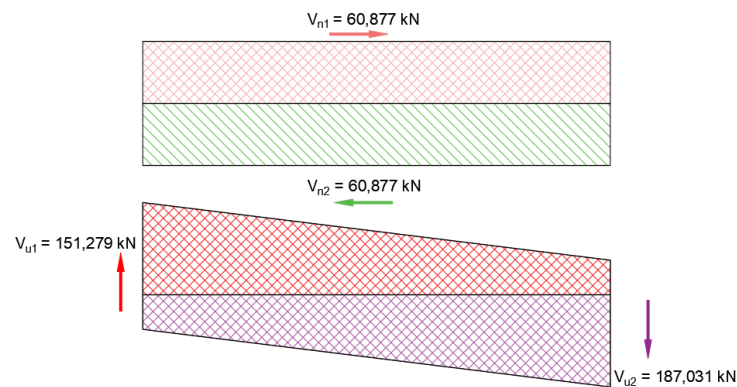
$$V_{grav.1} = 90,402 \text{ kN}$$

Tramo Derecho

$$V_{grav.1} = 126,154 \text{ kN}$$

Esquema del cortante nominal debido a la situación sísmica 1 y 2

Figura 3.20: Cortante último de diseño



Fuente: Elaboración propia

Cortantes de diseño

Tramo izquierdo (positivo) $V_u = 151,279 \text{ kN}$

Tramo derecho (negativo) $V_u = 187,031 \text{ kN}$

DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

Zona de los apoyos

Datos

$\lambda = 1$ (para hormigón de peso normal)

$f'c = 25 \text{ MPa}$

$$N_u = 0 \text{ (fuerza axial)}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

La resistencia al cortante debe calcularse según la siguiente expresión, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión.

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{6} * b * d$$

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25}}{6} * 250 * 457 = 95,208 \text{ kN}$$

Además, se debe cumplir que las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la siguiente ecuación.

$$V_u \leq \phi * (V_c + 0,66 * \sqrt{f'c} * b * d) \quad (\phi = 0,75 \text{ corte})$$

$$187,031 \text{ kN} \leq 0,75 * (95,208 + 0,66 * \sqrt{25} * 250 * 457)$$

$$187,031 \text{ kN} \leq 282,840 \text{ kN CUMPLE}$$

En cada sección donde $V_u > \phi V_c$ debe colocarse refuerzo transversal

$$187,031 > 0,75 * 95,208$$

$$187,031 \text{ kN} > 71,406 \text{ kN requiere refuerzo}$$

El V_s para el refuerzo a cortante debe calcularse con

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Asumiendo que $\phi = 8 \text{ mm}$ y $s = 100 \text{ mm}$

Según el apartado 21.1.5 de la norma NB 1225001 la armadura en elementos que resisten fuerzas inducidas por sismo. El valor de f_y para la armadura transversal no debe exceder de 420 MPa por lo tanto.

$$V_s = \frac{100,50 * 420 * 457}{100} = 192,900 \text{ kN} \geq 187,031 \text{ kN cumple}$$

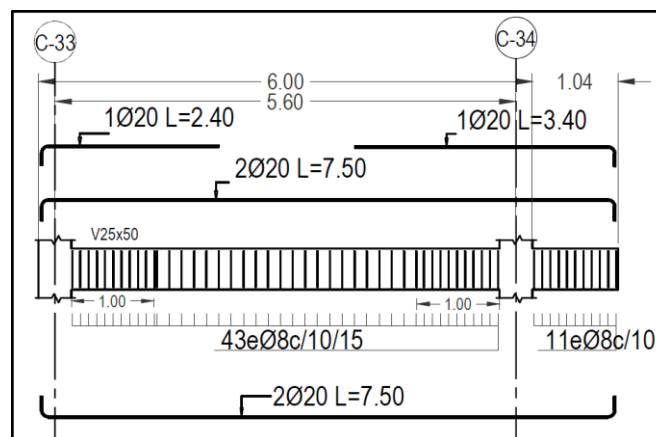
La separación máxima de estribo es de:

- a) $\frac{d}{4} = \frac{457}{4} = 11,42 \text{ cm}$
- b) $8 * \phi_{log} = 8 * 20 = 16 \text{ cm}$
- c) $24 * \phi_{est} = 24 * 8 = 19,20 \text{ cm}$
- d) 300 mm

Finalmente usar estribos de: **$\phi 8c/10$** disponer

El primer estribo debe estar a 5 cm de la cara de la columna y el estribado ceñido debe estar colocado hasta una longitud de $2h = 100 \text{ cm}$

Figura 3.21: Disposición de armado de la viga en cypecad

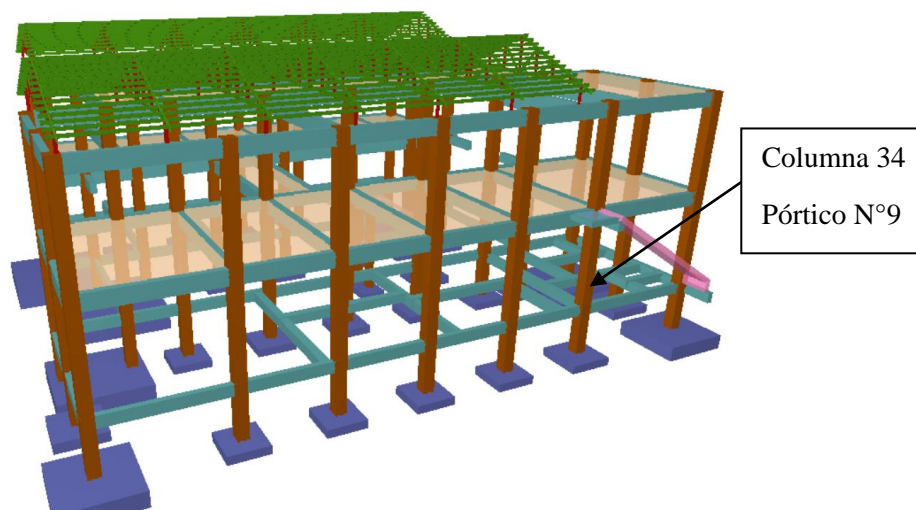


Fuente: Elaboración propia

3.5.2.4.2 Diseño Estructural de la columna

Los esfuerzos de cálculo son extraídos del programa a partir de la envolvente incluyendo la acción sísmica aplicada.

Figura 3.22: Esfuerzos de la columna más solicitada



Fuente: Elaboración propia *CYPECAD v.2018m*

Para determinar el tipo de diseño que se realizara es necesario conocer si nuestro elemento es esbelto o no para ello el apartado 10.10 efectos de la esbeltez en elementos comprimidos de la NB 1225001. Establece que se permite ignorar los efectos de esbeltez cuando se cumpla con la siguiente expresión.

Para columnas arriostradas contra desplazamiento laterales.

$$\frac{k*lu}{r} \leq 34 + 12 * \left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40$$

Donde:

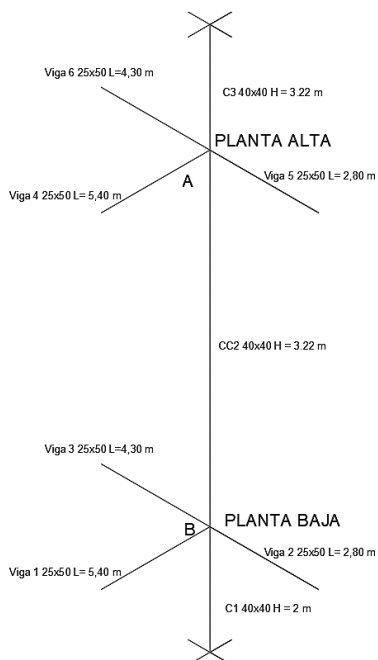
La relación de $\left(\frac{M1}{M2}\right)$ es negativo si la columna esta en curvatura simple y positivo si esta en doble curvatura.

lu = Luz de la columna

r = radio de giro $r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$ A_g y I_g son de la seccion bruta

A continuación, se muestra la configuración de la columna más solicitada.

Figura 3.23: Vista isométrica de la columna 34 (CC2)



Fuente: Elaboración propia

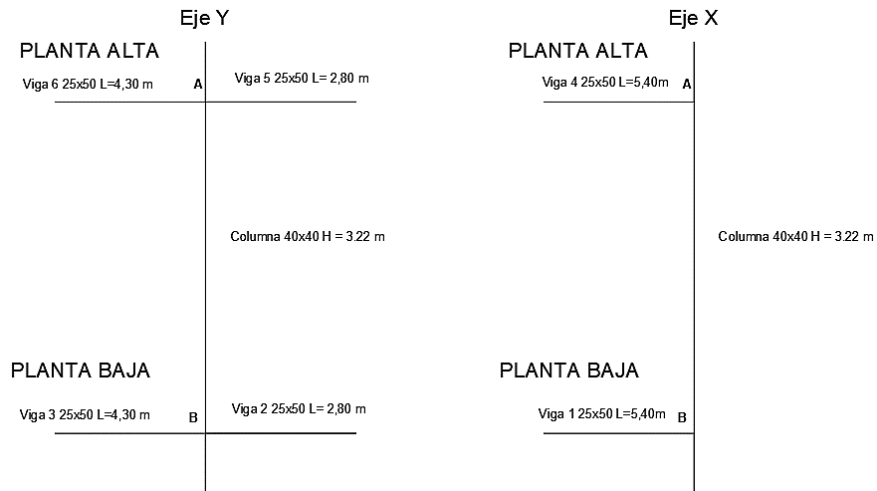
A continuación se muestra las características de las vigas y columnas que interviene en el cálculo.

Tabla N°3.8: Geometría de los elementos

Elemento	Longitud (cm)	b(cm)	h(cm)	$I_x(\text{cm}^4)$	$I_y(\text{cm}^4)$
Columna CC 2	322	40	40	213333	213333
Columna C3	322	40	40	213333	213333
Columna C1	200	40	40	213333	213333
Viga 1 V1	540	25	50	260417	65104
Viga 2 V2	280	25	50	260417	65104
Viga 3 V3	430	25	50	260417	65104
Viga 4 V4	540	25	50	260417	65104
Viga 5 V5	280	25	50	260417	65104
Viga 6 V4	430	25	50	260417	65104

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.24: Vista de los Ejes X y Y de la columna



Fuente: Elaboración propia

Determinación de los coeficientes ψ

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de las Columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de las Vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de las Columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de las Vigas}}$$

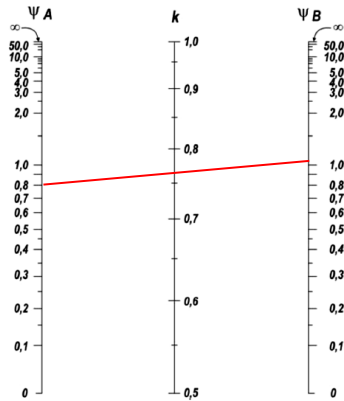
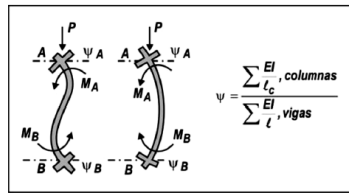
Reemplazando se tiene:

$$\psi_A = 0,80$$

$$\psi_B = 1,04$$

Entrando al Abaco con $\psi_{Ax} = 0,80$ y $\psi_{Bx} = 1,04$

Figura 3.25: Factores de longitud efectiva k



Fuente: NB 1225001

$$k = 0,76$$

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A g}}$$

$$r = \sqrt{\frac{0,40 * 0,40^3}{12}} = 0,11 \text{ m}$$

Del diagrama de momentos ($M_2 =$ es el máximo valor)

Como se presente una curvatura doble es de signo positivo

$$\frac{k * l u}{r} \leq 34 + 12 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40$$

$$\frac{0,76 * 3,22}{0,11} \leq 34 + 12 * \left(\frac{2,40}{5,09}\right) \leq 40$$

$$22,25 \leq 34 + 5,66 \leq 40$$

$$22,25 \leq 39,66 \leq 40 \text{ "Cumple"}$$

Finalmente, el diseño es como una columna corta.

Diseño a flexión

A continuación, se realizará la verificación de la columna más solicitada. Los esfuerzos son obtenidos del programa cypecad, usando los esfuerzos correspondientes debido a la envolvente que generan las cargas permanentes, sobrecarga de uso y sismo. Los esfuerzos que se muestran a continuación son envolventes sísmicas debido al cargado del espectro determinado en el capítulo N°4

Los esfuerzos son los siguientes.

$$N_u = 371,700 \text{ kN}$$

$$M_x = 49,933 \text{ kN} * m$$

$$M_y = 5,003 \text{ kN} * m$$

$$V_x = 25,800 \text{ kN}$$

$$V_y = 2,500 \text{ kN}$$

A continuación, se detallan las características de la columna

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,65$$

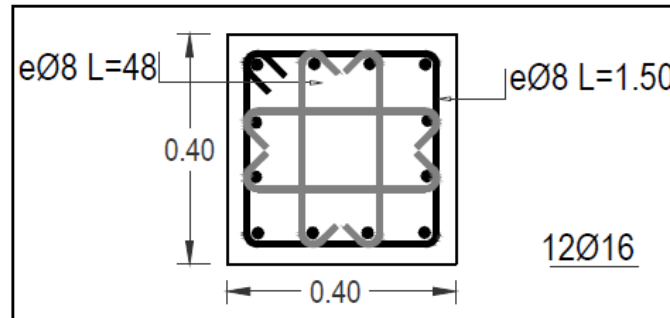
$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$E = 200.000 \text{ MPa}$$

Se proporciona el siguiente armado para el cálculo del diagrama de iteración propuesto por la NB 1225001.

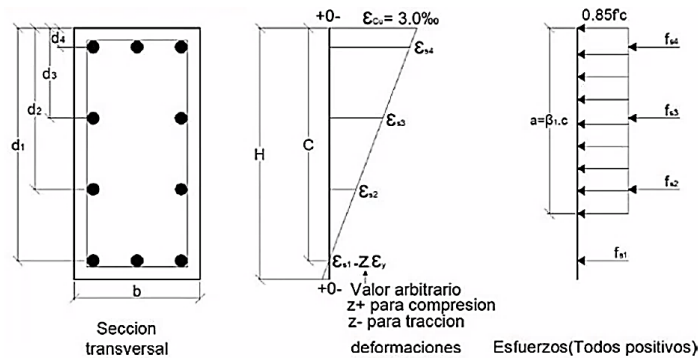
Figura 3.26: Armado propuesto para la columna más solicitada



Fuente: Elaboración propia

El método consiste en encontrar la curva de fuerza axial y momento para la armadura propuesta. Los puntos para el cálculo manual serán 3 (compresión pura, flexo compresión y tracción pura) a continuación se desarrolla este método.

Figura 3.27: Procedimiento para el cálculo del diagrama de interacción



Fuente: Elaboración propia

Punto N°1 compresión pura

$$\phi P_{nc} = \phi * 0,8 * [0,85 * f_c (A_c - A_s) + f_y * A_s]$$

$$\phi M_{nc} = 0 \quad \phi = 0,65$$

Área de acero $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ como existen 12 barras el área total queda $A_s = 24,13 \text{ cm}^2$

El área del concreto queda $A_c = b * h = 40 * 40 = 1600 \text{ cm}^2$

$$\phi P_{nc} = 0,65 * 0,8 * [0,85 * 25 * (1600 - 24,13) + 500 * 24,13] = 2368,65 \text{ kN}$$

$$\phi M_{nc} = 0$$

Punto N°3 tracción pura

$$\phi P_{nc} = -\phi * f_y * A_s$$

$$\phi M_{nc} = 0 \quad \phi = 0,65$$

Área de acero $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ como existen 12 barras el área total queda $A_s = 24,13 \text{ cm}^2$

$$\phi P_{nc} = 0,90 * 500 * 24,13 = -1085,70 \text{ kN}$$

$$\phi M_{nc} = 0$$

Punto N°2 flexo compresión

El armado provisto son barras longitudinales $\phi 16$ Barras de los estribos $\phi 8$

La distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el baricentro de las armaduras queda (ver la figura 3.22)

$$d_4 = 4,60 \text{ cm}$$

$$d_3 = 15,13 \text{ cm}$$

$$d_2 = 24,86 \text{ cm}$$

$$d_1 = 35,40 \text{ cm}$$

Pasos para encontrar el punto de falla balanceada

Paso 1. ϵ_{s1} y f_{s1}

$$\epsilon_{s1} = z * \epsilon_y$$

$$f_{s1} = E * \epsilon_{s1}$$

Remplazando valor adoptado $z = -2$ para tracción:

$$\epsilon_{s1} = -2 * 0,0025 = -0,005$$

$$f_{s1} = 200000 * -0,005 = -1000 \text{ MPa}$$

$f_{s1} = 500 \text{ MPa}$ adoptado porque el acero no resiste valores superiores

Paso 2. Hallando a y x (profundidad del bloque de compresiones y eje neutro)

$$\frac{x}{\varepsilon_c} = \frac{d1}{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}} = x = \frac{\varepsilon_c * d1}{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}} = \frac{0,003 * 35,40}{0,003 + 0,005} = 13,275 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 * x = 0,85 * 13,275 = 11,284 \text{ cm}$$

Paso 3. Hallando. ε_{s2} y f_{s2}

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{s2}}{d2} = \varepsilon_{s2} = \left(\frac{d2}{x} - 1\right) * \varepsilon_c = \left(\frac{24,86}{13,275} - 1\right) * 0,003 = 0,00262$$

$$f_{s2} = E * \varepsilon_{s2} = 200000 * 0,00262 = 523,616 \text{ MPa}$$

$f_{s2} = f_y = 500 \text{ MPa}$ porque pasa el límite del que resiste el acero

Paso 4. Hallando. ε_{s3} y f_{s3}

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{s3}}{d3} = \varepsilon_{s3} = \left(\frac{d3}{x} - 1\right) * \varepsilon_c = \left(\frac{15,13}{13,275} - 1\right) * 0,003 = 0,00042$$

$$f_{s3} = E * \varepsilon_{s3} = 200000 * 0,00042 = 83,842 \text{ MPa adoptado}$$

Paso 5. Hallando. ε_{s4} y f_{s4}

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_{s4}}{x - d4} = \varepsilon_{s4} = \left(1 - \frac{d4}{x}\right) * \varepsilon_c = \left(1 - \frac{4,60}{13,275}\right) * 0,003 = 0,00196$$

$$f_{s4} = E * \varepsilon_{s4} = 200000 * 0,00196 = 392,09 \text{ MPa adoptado}$$

Paso 6. Hallando fuerzas en el Hormigón y Acero

En el hormigón

$$N_c = 0,85 * f_c * a * b$$

$$N_c = 0,85 * 25 * 11,28 * 40 * 0,1 = 959,12 \text{ kN}$$

En el acero

$$f_{s4} = 392,09 \text{ MPa} \quad A_{s4} = 4\emptyset 16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$f_{s3} = 83,84 \text{ MPa} \quad A_{s3} = 2\emptyset 16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$f_{s2} = 500 \text{ MPa} \quad A_{s2} = 2\emptyset 16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$f_{s1} = 500 \text{ MPa} \quad A_{s1} = 4\emptyset 16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

- En compresión

$$F_{s4} = (f_{s4} - 0,85 * f_c) * A_{s4} = (392,09 - 0,85 * 25) * 8,04 * 0,1 = 298,248 \text{ kN}$$

- En Tracción

$$F_{s3} = f_{s3} * A_{s3} = 83,84 * 4,05 * 0,1 = 33,715 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = f_{s2} * A_{s2} = 500 * 4,05 * 0,1 = 201,062 \text{ kN}$$

$$F_{s1} = f_{s1} * A_{s1} = 500 * 8,04 * 0,1 = 402,124 \text{ kN}$$

Hallando fuerzas resultantes

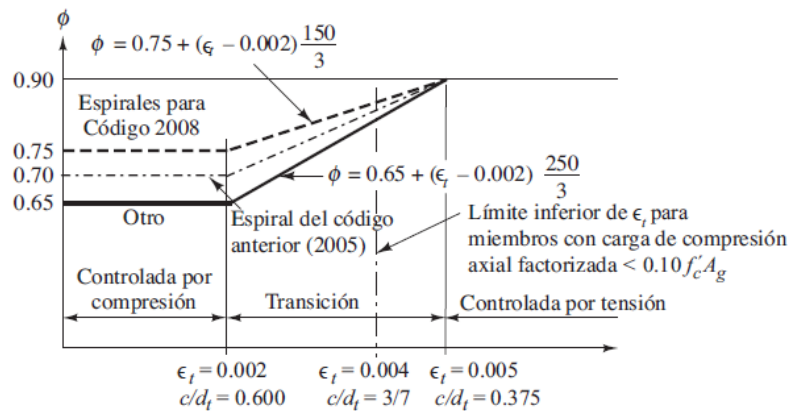
$$\sum FH = N_c + F_{s4} - F_{s3} - F_{s2} - F_{s1}$$

$$FH = 959,12 + 298,248 - 33,715 - 201,06 - 402,12 = 620,466 \text{ kN}$$

$$\sum M_o = N_c * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + F_{s4} * \left(\frac{h}{2} - d_4\right) + F_{s3} * \left(\frac{h}{2} - d_3\right) + F_{s2} * \left(d_2 - \frac{h}{2}\right) + F_{s1} * \left(d_1 - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_o = 959,12 * \left(20 - \frac{11,284}{2}\right) + 298,248 * (20 - 4,60) + 83,842 * (20 - 15,13) + 201,06 * (24,86 - 20) + 402,12 * (35,40 - 20)$$

$$M_o = 256,982 \text{ kN} * m$$



para calcular ϕ

$$\phi = 0,65 + (\epsilon_t - 0,002) * \frac{250}{3}$$

$$\phi = 0,65 + (0,005 - 0,002) * \frac{250}{3} = 0,90$$

Finalmente tenemos los nominales

$$\phi P_n = 0,9 * 620,466 = 558,419 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,9 * 256,982 = 231,284 \text{ kN} * m$$

El diagrama queda de la siguiente manera

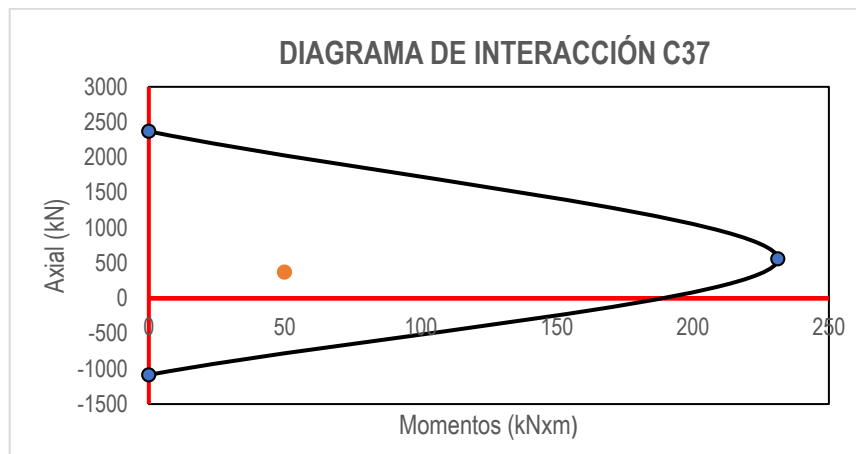
PUNTOS DE DIAGRAMA	
ϕP_n	ϕM_n
Y	x
2368,65	0,00
558,42	231,28
-1085,73	0,00

Y el esfuerzo solicitado es de

$$N_u = 371,17 \text{ kN}$$

$$M_x = 49,933 \text{ kN} * m$$

Figura 3.28: Diagrama de Interacción



Fuente: Elaboración propia

Como los esfuerzos solicitados caen dentro del diagrama se da por valido el cálculo.

Diseño a Cortante

Datos

$$Nu = 371,70 \text{ kN}$$

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$f'c = 25 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 1 \text{ (para hormigones de peso normal)}$$

$$\phi_{est} = 8 \text{ mm}$$

$$\phi_{long} = 16 \text{ mm}$$

$$r_{geo} = 30 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = 46 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 40 - 4,60 = 35,40 \text{ cm}$$

El diseño por cortante está basado en la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante externa de diseño

V_n = Resistencia nominal al cortante

ϕ = Factor de reducción de resistencia, iguala a 0,75

La resistencia nominal del cortante V_n es calculada según la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Elementos sometidos a compresión

$$V_c = 0,17 * \left(1 + \frac{Nu}{14A_g} \right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$A_g = 400 * 400 = 160.000 \text{ mm}^2$$

Remplazando:

$$V_c = 0,17 * \left(1 + \frac{371,70 * 1000}{14 * (400 * 400)}\right) * 1 * \sqrt{25} * 400 * 354 = 140.332,7 \text{ N} = 140,33 \text{ kN}$$

Refuerzo a cortante.

Si se cumple con la siguiente condición, se necesita acero de refuerzo.

$$\phi V_c \leq V_u$$

Para esfuerzo de cortante $\phi = 0,75$

El esfuerzo del cortante extraído del programa es de: $V_u = 25,80 \text{ kN}$

$$0,75 * 140,33 \leq 25,80 \text{ kN}$$

$$105,25 \text{ kN} \leq 33,47 \text{ kN} \text{ No cumple, no necesita refuerzo}$$

La separación de los estribos es calculada de la siguiente manera.

$$\phi_{est} = \frac{\phi_{long}}{2} = \frac{16 \text{ mm}}{2} = 8 \text{ mm}$$

$$A_{est4\phi8} = 2,81 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$V_s = \frac{2,81 * 420 * 0,1 * 35,40}{20} = 208,89 \text{ kN}$$

El armado además de la columna se considerará las consideraciones para el armado para pórticos intermedios resistentes a momento. El espaciamiento s_o debe disponerse por una longitud l_o medida desde la cara del nudo el espaciamiento no debe ser menor que:

Separación máxima

- $8 * \phi_{long} = 8 * 1,60 = 12,80 \text{ cm}$
- $12 * \phi_{est} = 12 * 0,80 = 9,60 \text{ cm}$
- $\frac{b}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$
- 30 cm

Zona de confinamiento

- a) $\frac{l_n}{6} = \frac{3,22}{6} = 0,53 \approx 60 \text{ cm}$
- b) *mayor de* b o $h = 40 \text{ cm}$
- c) 45 cm

El armado de la columna se considerará las recomendaciones de armado sismorresistente de la GBDS 2018. Que en su apartado 10.2.3.2 Requisitos para el refuerzo longitudinal.

Refuerzo longitudinal

- Diámetro mínimo de la barra: $d_b \geq 12 \text{ mm}$
- Acero longitudinal mínimo: $A_{s_{min}} \geq 0,01 A_g$
- Acero longitudinal máximo: $A_{s_{max}} \leq 0,06 A_g$

El acero provisto es: $12\phi 16$ y el área bruta de la sección es de $40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$ el área de acero provisto es de $A_s = 2,01 \text{ cm}^2 * 12 = 24,13 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{min}} \leq A_s \leq A_{s_{max}}$$

$$0,01 A_g \leq A_s \leq 0,06 A_g$$

$$0,01 * 1600 \text{ cm}^2 \leq 24,13 \text{ cm}^2 \leq 0,06 * 1600 \text{ cm}^2$$

$$16 \text{ cm}^2 \leq 24,13 \text{ cm}^2 \leq 96 \text{ cm}^2 \text{ "Cumplimos con el refuerzo longitudinal"}$$

Requisitos para diámetros de estribos

- Para $12 \text{ mm} \leq d_b \leq 16 \text{ mm}$, entonces $d_s \geq 6 \text{ mm}$
- Para $d_b > 16 \text{ mm}$, entonces $d_s \geq 8 \text{ mm}$

Para el diseño se usará estribos $\phi 8 \text{ mm}$ por ser la mitad la de la barra longitudinal que es $\phi 16 \text{ mm}$

Requisitos para separación de estribos

- Separación de los estribos en la zona confinada:
 $S_o \leq C_1/4$
 $S_o \leq C_2/4$

$$S_o \leq 6 d_b \text{ (barra de menor diámetro)}$$

$$S_o \leq 15 \text{ cm}$$

- En el tramo:

$$s \leq 6 d_b \text{ (barra de menor diámetro)}$$

$$S_o \leq 15 \text{ cm}$$

- Longitud de confinamiento

$$l_o \geq \frac{l_n}{6}$$

$$l_o \geq C_1$$

$$l_o \geq C_2$$

$$l_o \geq 45 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento queda:

$$l_o \geq \frac{l_n}{6} \quad l_o \geq \frac{3,52 \text{ m}}{6} \quad l_o = \frac{3,52 \text{ m}}{6} \approx \mathbf{0,60 \text{ m}}$$

La separación de los estribos en la zona de confinamiento queda:

$$S_o \leq \frac{40 \text{ cm}}{4} = 10 \text{ cm}$$

$$S_o \leq \frac{40 \text{ cm}}{4} = 10 \text{ cm}$$

$$S_o \leq 6 * 1,60 \text{ cm} = 9,60 \text{ cm}$$

$$S_o \leq 15 \text{ cm}$$

La separación en la zona de confinamiento que $S_o = \mathbf{9 \text{ cm}}$

La longitud de confinamiento queda:

$$l_o \geq \frac{l_n}{6} \quad l_o \geq \frac{3,22 \text{ m}}{6} \quad l_o = \frac{3,22 \text{ m}}{6} \approx \mathbf{0,60 \text{ m}}$$

La separación de los estribos en la zona de confinamiento queda:

$$S_o \leq \frac{40 \text{ cm}}{4} = 10 \text{ cm}$$

$$S_o \leq \frac{40 \text{ cm}}{4} = 10 \text{ cm}$$

$$S_o \leq 6 * 1,60 \text{ cm} = 9,60 \text{ cm}$$

$$S_o \leq 15 \text{ cm}$$

La separación de los estribos en el tramo es

$$s \leq 6 * 1,60 \text{ cm} = 9,60 \text{ cm}$$

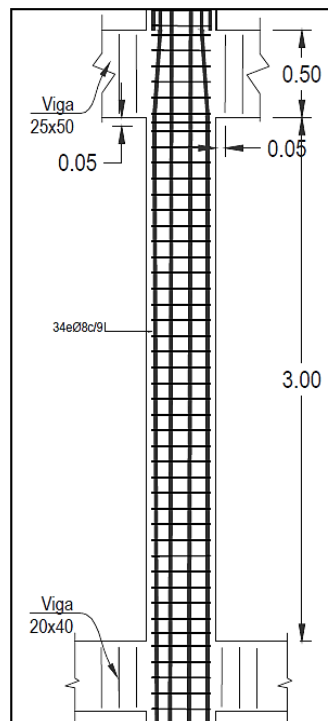
$$s \leq 15 \text{ cm}$$

Finalmente, la separación de los estribos tanto en la zona de confinamiento como en la zona no confinada (tramo central) es $S_o = 9 \text{ cm}$

Según lo establecido en la NB 1225001 y la GBDS 2018 por lo tanto usar estribos en toda la columna.

Usar estribos $\phi 8\text{c}/9\text{cm}$

Figura 3.29: Esquema de Armado de la Columna

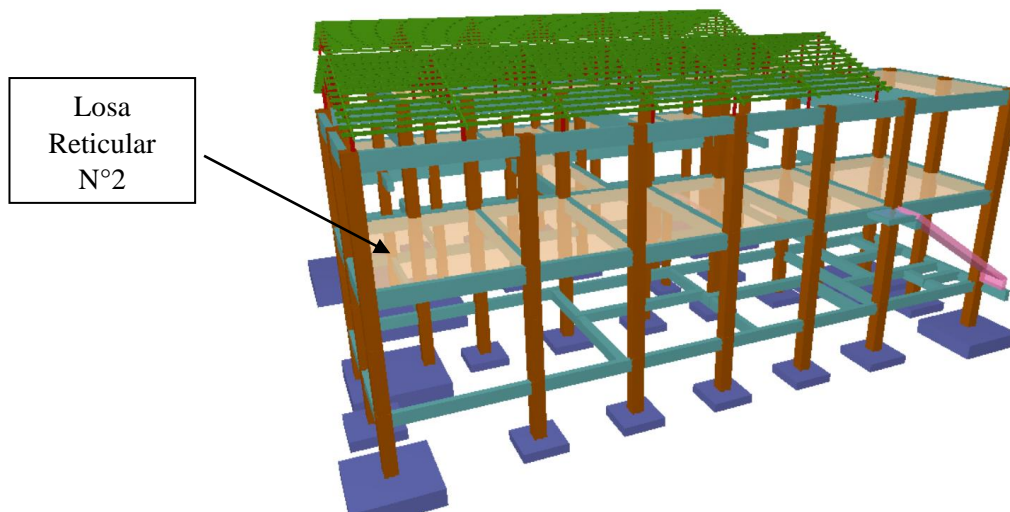


Fuente: Elaboración propia

3.5.2.4.3 Diseño Estructural de Losa

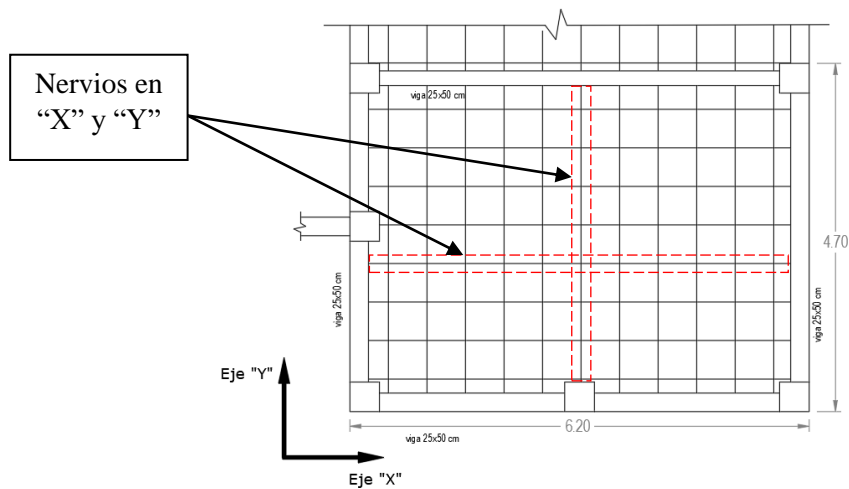
Para el cálculo de la losa reticular (losa nervada en dos direcciones) se diseñará para la losa con los mayores esfuerzos la losa a diseñar es la que se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.30: Losa reticular a diseñar



Fuente: Elaboración propia CYPECAD v.2018m

Figura 3.31: Nervios de losa a diseñar



Fuente: Elaboración propia CYPECAD v.2018m

Diseño a flexión a momentos positivos (armadura inferior)

Datos:

$$M_{u+} = 11,50 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (nervio en X)}$$

$$M_{u+} = 10,90 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (nervio en Y)}$$

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

Nervios en "X"

$$r_{geo} = 2 \text{ cm}$$

$$r_{mec} = r_{geo} + \phi_{est} + \frac{\phi_{log}}{2} = 2 + 0,80 + \frac{0,80}{2} = 3,20 \text{ cm}$$

$$d = 30 - 3,20 = 26,80 \text{ cm}$$

Nervios en "Y"

$$r_{geo} = 2 \text{ cm}$$

$$r_{mec} = r_{geo} + \phi_{est} + \phi_{log} + \frac{\phi_{logx}}{2} = 2 + 0,80 + 0,80 + \frac{0,80}{2} = 4,00 \text{ cm}$$

$$d = 30 - 4,00 = 26,00 \text{ cm}$$

Profundidad del bloque de compresión y eje neutro

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |Mmax|}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$

Nervios en "X"

$$a = 268 - \sqrt{268^2 - \frac{2 * |11,50 * 1000 * 1000|}{0,90 * 0,85 * 25 * 120}} = 19,40 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19,40}{0,85} = 22,82 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * (0,003) = \frac{268 - 22,82}{22,82} * (0,003) = 0,032 = 31 \text{ } ^\circ/_{oo}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es un sección ductil}$$

$$\frac{22,85}{268} = 0,085 \leq 0,375 \text{ cumple}$$

$0,005 < \varepsilon_t = 0,085$ Cumple está controlada por tracción

Nervios en “Y”

$$a = 260 - \sqrt{260^2 - \frac{2 * |10,90 * 1000 * 1000|}{0,90 * 0,85 * 25 * 120}} = 18,96 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18,96}{0,85} = 22,31 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * (0,003) = \frac{260 - 22,31}{22,31} * (0,003) = 0,0306 = 31 \text{ } ^\circ\text{/oo}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es un sección ductil}$$

$$\frac{22,31}{260} = 0,086 \leq 0,375 \text{ cumple}$$

$$0,005 < \varepsilon_t = 0,086 \text{ Cumple está controlada por tracción}$$

Acero teórico en la sección

$$A_s = \frac{|M_{max}|}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Nervios en “X”

$$A_s = 98,94 \text{ mm}^2$$

Nervios en “Y”

$$A_s = 96,69 \text{ mm}^2$$

Disposición del acero

Nervios en “X”

$$N^\circ \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{98,94 \text{ mm}^2}{50,26 \text{ mm}^2} \approx 2 \text{ Barras}$$

$$A_s = 98,94 \text{ mm}^2 < A_{sp} = 2 * 50,26 = 100,53 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Nervios en “Y”

$$N^{\circ}barras = \frac{As}{As\emptyset} = \frac{96,69 \text{ mm}^2}{50,26 \text{ mm}^2} \approx 2 \text{ Barras}$$

$$As = 96,69 \text{ mm}^2 < Asp = 2 * 50,26 = 100,53 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Usar 2 ϕ 8 en ambos nervios "X"y "Y"

Diseño a flexión a momentos negativos (armadura superior)

Datos:

$$M_{u-} = 16,50 \text{ kN} * \text{m} \text{ (nervio en X)}$$

$$M_{u-} = 16,10 \text{ kN} * \text{m} \text{ (nervio en Y)}$$

Profundidad del bloque de compresión y eje neutro

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |Mmax|}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$

Nervios en "X"

$$a = 268 - \sqrt{268^2 - \frac{2 * |16,50 * 1000 * 1000|}{0,90 * 0,85 * 25 * 120}} = 28,32 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{28,22}{0,85} = 33,32 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * (0,003) = \frac{268 - 33,32}{33,32} * (0,003) = 0,021 = 21 \text{ }^{\circ}/_{oo}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es un seccion ductil}$$

$$\frac{33,32}{268} = 0,124 \leq 0,375 \text{ cumple}$$

$$0,005 < \epsilon_t = 0,021 \text{ Cumple esta controlada por tracción}$$

Nervios en "Y"

$$a = 260 - \sqrt{260^2 - \frac{2 * |16,10 * 1000 * 1000|}{0,90 * 0,85 * 25 * 120}} = 28,55 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{28,55}{0,85} = 33,59 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * (0,003) = \frac{260 - 33,59}{33,59} * (0,003) = 0,0202 = 20,2 \text{ } ^\circ/\text{oo}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es un sección dúctil}$$

$$\frac{33,59}{260} = 0,129 \leq 0,375 \text{ cumple}$$

$0,005 < \varepsilon_t = 0,0202$ Cumple está controlada por tracción

Acero teórico en la sección

$$A_s = \frac{|M_{max}|}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Nervios en "X"

$$A_s = 144,45 \text{ mm}^2$$

Nervios en "Y"

$$A_s = 145,60 \text{ mm}^2$$

Disposición del acero

Nervios en "X"

$$N^\circ \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{144,45 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2} \approx 2 \text{ Barras}$$

$$A_s = 144,45 \text{ mm}^2 < A_{sp} = 2 * 78,54 = 157,08 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Nervios en "Y"

$$N^\circ \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{145,60 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2} \approx 2 \text{ Barras}$$

$$A_s = 145,60 \text{ mm}^2 < A_{sp} = 2 * 78,54 = 157,08 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Usar 2φ10 en ambos nervios "X" y "Y"

Diseño a Cortante

Zona de los apoyos

Datos

$$\lambda = 1 \text{ (para hormigón de peso normal)}$$

$$f'c = 25 \text{ MPa}$$

$$Nu = 0 \text{ (fuerza axial)}$$

$$b = 120 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Nervio en "X"} V_u = 79,10 \text{ kN}$$

$$\text{Nervio en "Y"} V_u = 84,50 \text{ kN}$$

La resistencia al cortante debe calcularse según la siguiente expresión, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión.

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f'c}}{6} * b * d$$

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25}}{6} * 120 * 260 = 26,00 \text{ kN}$$

Además, se debe cumplir que las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con la siguiente ecuación.

$$V_u \leq \phi * (V_c + 0,66 * \sqrt{f'c} * b * d) \quad (\phi = 0,75 \text{ corte})$$

$$84,50 \text{ kN} \leq 0,75 * (26,00 + 0,66 * \sqrt{25} * 120 * 268)$$

$$84,50 \text{ kN} \leq 96,72 \text{ kN CUMPLE}$$

En cada sección donde $V_u > \phi V_c$ debe colocarse refuerzo transversal

$$84,50 > 0,75 * 26,00$$

$$84,50 \text{ kN} > 19,80 \text{ kN requiere refuerzo}$$

El V_s para el refuerzo a cortante debe calcularse con

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Asumiendo que $\phi = 8 \text{ mm}$ y $s = 100 \text{ mm}$

Según el apartado 21.1.5 de la norma NB 1225001 la armadura en elementos que resisten fuerzas inducidas por sismo. El valor de f_y para la armadura transversal no debe exceder de 420 MPa por lo tanto.

$$V_s = \frac{100,50 * 420 * 268}{100} = 113,12 \text{ kN} \geq 84,50 \text{ kN cumple}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 26 \text{ kN} + 113,12 \text{ kN} = 139,12 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$84,50 \leq 0,75 * 139,12$$

$$84,50 \text{ kN} \leq 104,34 \text{ kN "cumple"}$$

Finalmente usar estribos de: **$\phi 8c/10$** disponer

Armadura por retracción y temperatura

La armadura por retracción y temperatura viene definida por la siguiente expresión

$$A_{s_{min}} = \frac{0,0018 * 420}{f_y} * A_g$$

Datos

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 5 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,0018 * 420}{500} * (100 * 5) = 0,756 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Asumimos $\phi 6c/30\text{cm}$

$$A_{s\phi 6} = 0,283 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{pro.}} = \frac{0,283 \text{ cm}^2}{\frac{30 \text{ cm}}{100 \text{ cm}}} = 0,942 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Condición

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{pro.}}$$

$$0,756 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \leq 0,942 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \text{ "cumple"}$$

Finalmente usar **$\phi 6c/30cm$**

Comprobación si es necesario macizamiento para resistir el punzonamiento en la losa.

Realizando relaciones de deformaciones.

$$\frac{3 \text{ } ^\circ/\text{oo}}{c} = \frac{5 \text{ } ^\circ/\text{oo}}{d - c}$$

$$3 \text{ } ^\circ/\text{oo} (d - c) = 5 \text{ } ^\circ/\text{oo} \cdot c$$

$$5 \text{ } ^\circ/\text{oo} \cdot c + 3 \text{ } ^\circ/\text{oo} \cdot c = 3 \text{ } ^\circ/\text{oo} \cdot d$$

$$c = \frac{3 \text{ } ^\circ/\text{oo}}{8 \text{ } ^\circ/\text{oo}} \cdot d$$

$$c = \frac{3}{8} \cdot d$$

Como el bloque compresiones está limitado por, el bloque de Whitney queda de la siguiente manera:

$$a = 0,85 \cdot c$$

Datos

$$\text{Altura de la losa } h = 30 \text{ cm} \quad r_{mec} = 3,20 \text{ cm}$$

$z = \text{brazo de palanca}$

$$a_{lim} = 0,85 \cdot \frac{3}{8} \cdot d$$

$$a_{lim} = 0,85 \cdot \frac{3}{8} \cdot (30 - 3,20) = 8,542 \text{ cm}$$

El eje el bloque de compresiones no puede superar más de a_{lim}

Equilibrio de fuerzas

$$M_u = N_c \cdot z$$

$$M_u = 0,85 \cdot \phi_{flexion} \cdot f'_c \cdot b \cdot a_{lim} \cdot \left(h - r_{mec} - \frac{a_{lim}}{2} \right)$$

$$M_u = 0,85 \cdot 0,90 \cdot 25 \cdot 0,20 \cdot 0,0854 \cdot \left(0,30 - 0,032 - \frac{0,0854}{2} \right)$$

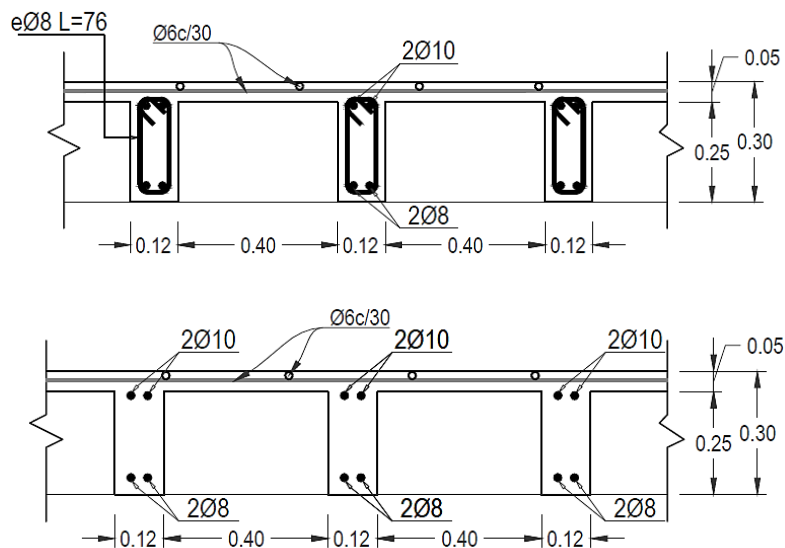
$$M_u = 73,595 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El máximo momento que se tiene en la losa es de: $M = 46,600 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M = 46,600 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_u = 73,595 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ "No se necesita colocar ábaco"}$$

Es decir que los nervios que interviene son capaces de resistir.

Figura 3.32: Esquema de Armado de Losa Reticular



Fuente: Elaboración propia

3.5.3 Estructuras complementarias

3.5.3.1 Diseño de Escalera

La escalera tiene los siguientes datos generales:

$$f'c = 25 \text{ MPa}$$

$$fy = 500 \text{ MPa}$$

$$L1 = 2,52 \text{ m} \quad \text{Longitud horizontal Primer tramo}$$

$$L2 = 2,20 \text{ m} \quad \text{Longitud de descanso}$$

$$L3 = 2,24 \text{ m} \quad \text{Longitud horizontal Segundo tramo}$$

$$Z1 = 1,92 \text{ m} \quad \text{Desnivel a salvar tramo 1}$$

$$Z2 = 1,58 \text{ m} \quad \text{Desnivel a salvar tramo 2}$$

$$a = 1,60 \text{ m} \quad \text{Ancho de rampa}$$

$$t = 0,15 \text{ m} \quad \text{Espesor de losa}$$

$$r = 0,03 \text{ m} \quad \text{recubrimiento geométrico}$$

$$h = 0,28 \text{ m} \quad \text{Huella tramo de arriba}$$

$$h = 0,28 \text{ m} \quad \text{Huella tramo de abajo}$$

$$CH = 0,175 \text{ m} \quad \text{Contra Huella}$$

$$N = 9 \quad \text{número de escalones tramo de abajo}$$

$$N = 9 \quad \text{número de escalones tramo de arriba}$$

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del hormigón armado}$$

Análisis de cargas que interviene en la rampa de la escalera

área de rampa **tramo 1**

$$A1 = a * L1 = 1,60 * 2,52 = 4,03 \text{ m}^2$$

área de rampa **tramo 2**

$$A_2 = a * L_1 = 1,60 * 2,24 = 3,58 \text{ m}^2$$

Peso de la rampa

$$Q_{ram} = t * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a = 0,15 * 2400 * 1,60 = 576 \text{ kg/m}$$

Volumen de escalón **tramo 1**

$$V_{esc} = \frac{h * CH}{2} * a = \frac{0,28 * 0,175}{2} * 1,60 = 0,0392 \text{ m}^3$$

Volumen de escalón **tramo 2**

$$V_{esc} = \frac{h * CH}{2} * a = \frac{0,28 * 0,175}{2} * 1,60 = 0,0392 \text{ m}^3$$

Peso de los peldaños del **tramo 1**

$$P_{esc.1} = V_{esc} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * N = 0,0392 * 2400 * 9 = 846,72 \text{ kg}$$

Peso de los peldaños del **tramo 2**

$$P_{esc.2} = V_{esc} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * N = 0,0392 * 2400 * 9 = 846,72 \text{ kg}$$

Carga distribuida debido a los peldaños o escalones

tramo 1

$$Q_{esc} = \frac{P_{esc.1} * a}{A_1} = \frac{846,72 * 1,60}{4,032} = 336,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

tramo 2

$$Q_{esc} = \frac{P_{esc.2} * a}{A_2} = \frac{846,72 * 1,60}{3,584} = 378,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Del análisis de cargas se considera que el acabado tiene las siguientes cargas

Revoques $105 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Cerámicas o baldosas $18 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

$$Q_{acabados} = (105 + 18) * 1,6 = \mathbf{196,80 \frac{kg}{m}}$$

Carga de barandado

Del análisis de cargas el barandado se tiene:

$$\text{Carga de barandado } Q_{barandas} = 111 \frac{kg}{m} * 2 = \mathbf{222 \frac{kg}{m}}$$

Finalmente, la carga muerta en el tramo es de:

Carga muerta tramo 1

$$Q_{CM} = Q_{esc} + Q_{rampa} + Q_{acabados} + Q_{barandado}$$

$$Q_{CM} = 336 + 576 + 196,80 + 222 = \mathbf{1.330,80 \frac{kg}{m}}$$

Carga muerta tramo 2

$$Q_{CM} = Q_{esc} + Q_{rampa} + Q_{acabados} + Q_{barandado}$$

$$Q_{CM} = 378 + 576 + 196,80 + 222 = \mathbf{1.372,80 \frac{kg}{m}}$$

Carga muerta en losa de descaso:

Peso propio

$$Q_{losa \text{ de } desacaso} = t * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a$$

Donde:

$$t = 0,15 \text{ m}$$

$$a = 1,60 \text{ m}$$

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \frac{kg}{m^3}$$

$$Q_{losa \text{ de } desacaso} = 0,15 * 2400 * 1,60 = 576 \frac{kg}{m}$$

Acabados que se consideran en la losa de descaso:

Acabados

Revoques $105 \frac{kg}{m^2}$

Cerámicas o baldosas $18 \frac{kg}{m^2}$

$$Q_{acabados} = (105 + 18) * 1,6 = 196,80 \frac{kg}{m}$$

Carga de barandado

Del análisis de cargas el barandado se tiene:

$$\text{Carga de barandado } Q_{barandas} = 111 \frac{kg}{m} * 2 = 222 \frac{kg}{m}$$

Finalmente se tiene

$$Q_{MTLD} = Q_{losa\ des.} + Q_{acab.} + Q_{bara.}$$

$$Q_{MTLD} = 576 + 196,80 + 222 = \mathbf{994,80 \frac{kg}{m}}$$

Sobrecarga en la escalera

La sobre carga para centros de salud según el APNB 1225001 es de 400 kg/m^2

Además, se sabe que el ancho es de $1,60 \text{ m}$, por lo tanto.

$$Q_{sobr} = q_{sob} * a$$

$$Q_{sobr} = 400 * 1,60 = \mathbf{640 \frac{kg}{m}}$$

Resumen de cargas:

$$\text{Carga muerta en el tramo 1 } CM = 1.330,80 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Carga muerta en el tramo 2 } CM = 1372,80 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Carga muerta en el descanso } CM = 994,80 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Sobre carga viva } CV = 640 \frac{kg}{m}$$

Analizando las combinaciones de carga se tiene que la combinación más desfavorable es de:

$$U = 1,2CM + 1,60CV$$

En el tramo 1

$$U = 1,2 * 1.330,80 + 1,60 * 640 = 2.620,96 \frac{kg}{m} = 26,21 \frac{kN}{m}$$

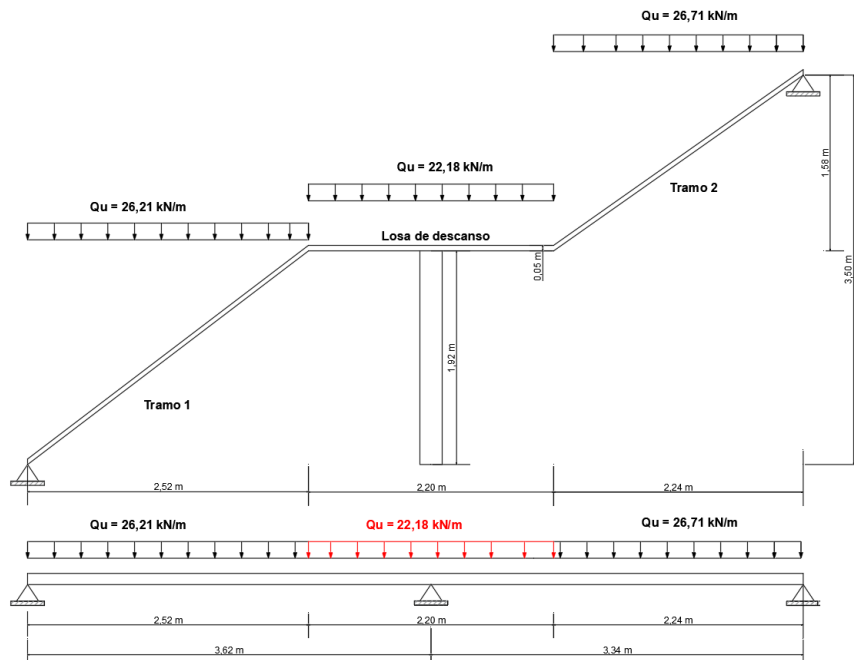
En el descanso

$$U = 1,2 * 994,80 + 1,60 * 640 = 2217,76 \frac{kg}{m} = 22,18 \frac{kN}{m}$$

En el tramo 2

$$U = 1,2 * 1.372,80 + 1,60 * 640 = 2671,36 \frac{kg}{m} = 26,71 \frac{kN}{m}$$

Figura 3.33: Idealización de la escalera central a diseñar

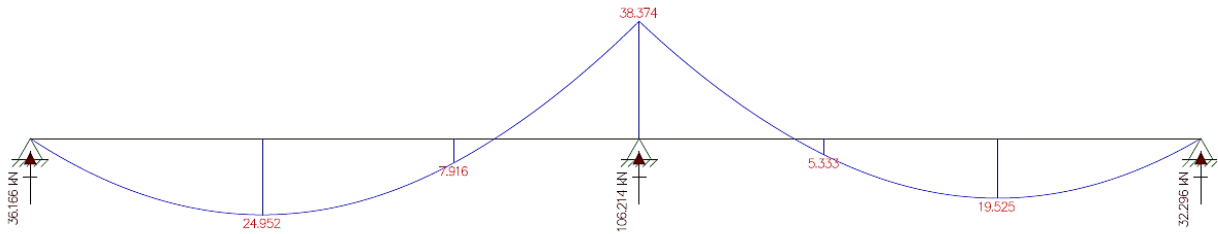


Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de los momentos se idealiza como una viga simplemente apoyada de dos tramos considerando las cargas previamente definidas.

El cargado de la viga se realizó al programa Ftool, del cual se obtuvieron el siguiente diagrama de momentos.

Figura 3.34: Diagrama de momentos de la escalera central



Fuente: Elaboración propia, software Ftool.

Diseño de la armadura longitudinal a flexión de la escalera

Armadura longitudinal positiva.

Momento de cálculo es de $M_u = 25 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Ancho de rampa $b = 1,60 \text{ m}$

Espesor de losa $t = 0,15 \text{ m}$

Recubrimiento geométrico $r = 3 \text{ cm}$ se asumirá en $\phi 10$

Canto útil $d = t - r_{mec} = 15 - 3,5 = 11,50 \text{ cm}$

$f'c = 25 \text{ MPa}$

$f_y = 500 \text{ MPa}$

Calculando la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro

Reemplazando:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$

$$a = 115 - \sqrt{115^2 - \frac{2 * |25 * 1000 * 1000|}{0,90 * 0,85 * 25 * 1600}} = 7,338 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{7,338}{0,85} = 8,633 \text{ mm}$$

Acero teórico en la sección:

$$As = \frac{|M_{max}|}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$As_{t} = \frac{|25 * 1000 * 1000|}{0,90 * 500 * (115 - \frac{7,338}{2})} = 499,012 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero mínimo requerido según norma:

$$As_{min1} = \frac{0,25 * \sqrt{f_c} * b * d}{f_y} \quad As_{min2} = \frac{1,4}{f_y} * b * d$$

$$As_{min1} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 1600 * 115}{500} = 460,00 \text{ mm}^2$$

$$As_{min2} = \frac{1,4}{500} * 1600 * 115 = 515,20 \text{ mm}^2$$

Acero provisto en la sección:

$$As = 515,20 \text{ mm}^2$$

Disposición del acero:

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{As}{As_{\phi 10}} = \frac{515,20 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2} \approx 8 \text{ Barras}$$

$$As = 515,20 \text{ mm}^2 < As_p = 8 * 78,54 = 628,32 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Espaciamiento del acero:

El recubrimiento es lateral es decir al lado derecho e izquierdo

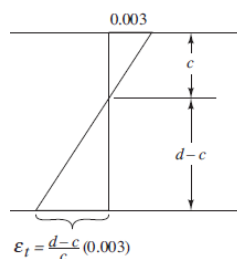
$$Esp = \frac{B - 2 * r_{mec}}{Nb - 1}$$

$$Esp = \frac{160 \text{ cm} - 2 * 3 \text{ cm}}{8 - 1} = 22 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Usar $\varnothing 10c/20$

La sección está en su estado dúctil porque cumple con:

Deformación del acero



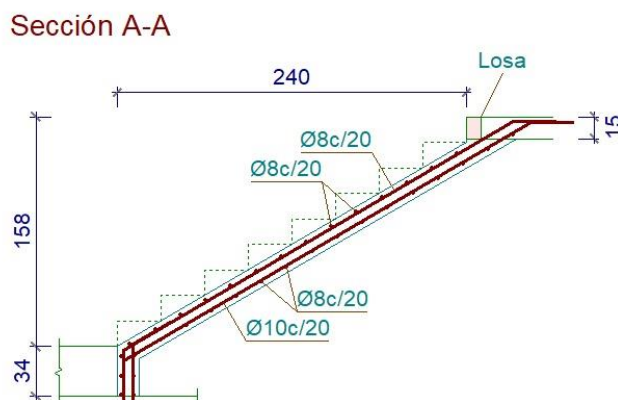
$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} * (0,003) = \frac{115 - 8,633}{8,633} * (0,003) = 0,036 = 36 \text{ } ^\circ/\text{oo}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es un sección dúctil}$$

$$\frac{8,633}{115} = 0,075 \leq 0,375 \text{ cumple}$$

$0,005 < \varepsilon_t = 0,036$ Cumple está controlada por tracción

Figura 3.35: Disposición del armado escalera central



Fuente: Elaboración propia, cypecad v.2018

Como se muestra en la figura la armadura longitudinal calculada es la misma que se tiene en programa Cypecad.

Cálculo de la armadura para la losa de descanso:

Momento de cálculo es de $M_u = 38,374 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Ancho de la rampa $b = 1,60 \text{ m}$

Espesor de losa $t = 0,15 \text{ m}$

Recubrimiento geométrico $r = 3 \text{ cm}$ se asumirá $\phi 10$

Canto útil $d = t - r_{mec} = 15 - 3,5 = 11,5 \text{ cm}$

$f'_c = 25 \text{ MPa}$

$f_y = 500 \text{ MPa}$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\phi * 0,85 * f'_c * b}}$$

$$a = 115 - \sqrt{115^2 - \frac{2 * |38,374 * 1000 * 1000|}{0,90 * 0,85 * 25 * 1600}} = 11,478 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{11,478}{0,85} = 13,504 \text{ mm}$$

Acero teórico en la sección

$$A_s = \frac{|M_{max}|}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_{st} = \frac{|38,374 * 1000 * 1000|}{0,90 * 500 * (115 - \frac{11,478}{2})} = 780,475 \text{ mm}^2$$

Cálculo del acero mínimo según norma

$$A_{smin1} = \frac{0,25 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} \quad A_{smin2} = \frac{1,4}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin1} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 1600 * 115}{500} = 460,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{1,4}{500} * 1600 * 115 = 515,20 \text{ mm}^2$$

El acero provisto es de:

$$A_s = 780,475 \text{ mm}^2$$

Disposición del acero

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi_{10}}} = \frac{780,475 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2} \approx 10 \text{ Barras}$$

$$A_s = 780,475 \text{ mm}^2 < A_{sp} = 10 * 78,54 = 785,40 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Espaciamiento del acero

$$Esp = \frac{B - 2 * r_{mec}}{Nb - 1}$$

$$Esp = \frac{160 \text{ cm} - 2 * 3 \text{ cm}}{10 - 1} = 17,11 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Usar Ø10c/15

La sección está en su estado dúctil si cumple con:

Deformación del acero

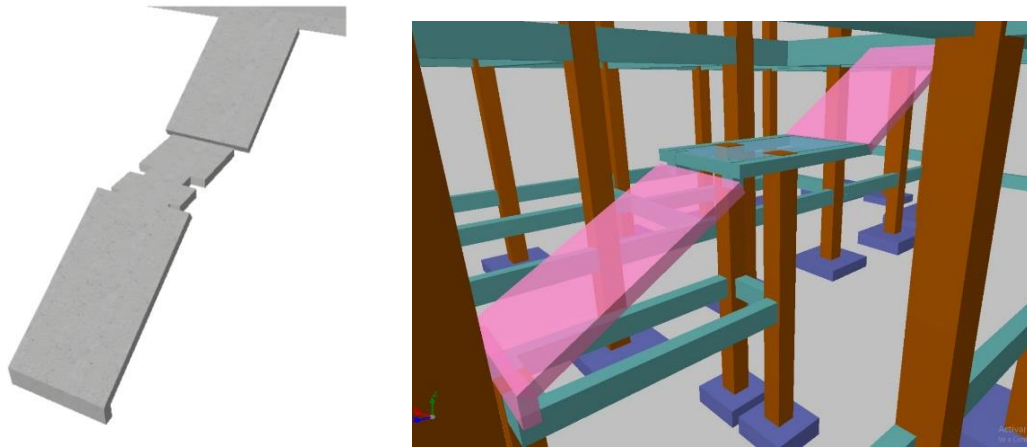
$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * (0,003) = \frac{115 - 13,504}{13,504} * (0,003) = 0,022 = 22 \text{ } ^{\circ}/_{oo}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es un sección dúctil}$$

$$\frac{13,504}{115} = 0,117 \leq 0,375 \text{ cumple}$$

$$0,005 < \varepsilon_t = 0,022 \text{ Cumple está controlada por tracción}$$

Figura 3.36: Idealización de la escalera central



Fuente: Elaboración propia, cypecad v.2018

Diseño Manual de la segunda escalera lateral (está ubicada en la parte lateral)

La escalera tiene los siguientes datos generales:

$$f'c = 25 \text{ MPa}$$

$$fy = 500 \text{ MPa}$$

$$L = 4,76 \text{ m} \quad \text{Longitud horizontal tramo}$$

$$Z = 3,70 \text{ m} \quad \text{Desnivel a salvar tramo}$$

$$a = 1 \text{ m} \quad \text{Ancho de rampa}$$

$$t = 0,15 \text{ m} \quad \text{Espesor de losa}$$

$$r = 0,03 \text{ m} \quad \text{recubrimiento geométrico}$$

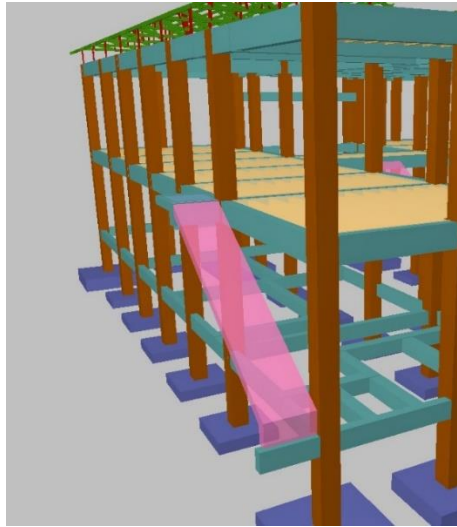
$$h = 0,28 \text{ m} \quad \text{Huella tramo}$$

$$CH = 0,18 \text{ m} \quad \text{Contra Huella}$$

$$N = 18 \quad \text{numero de escalones tramo}$$

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del hormigón armado}$$

Figura 3.37: Idealización de la escalera lateral



Fuente: Elaboración propia, cypecad v.2018

Cargas que interviene en la rampa

Área de rampa en el tramo

$$A = a * L = 1 * 4,46 = 4,46 \text{ m}^2$$

Peso de la rampa

$$Q_{ram} = t * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a = 0,15 * 2400 * 1 = 360 \text{ kg/m}$$

Volumen de escalón o peldaño tramo

$$V_{esc} = \frac{h * CH}{2} * a = \frac{0,28 * 0,18}{2} * 1 = 0,0252 \text{ m}^3$$

Peso de los peldaños del tramo

$$P_{esc.1} = V_{esc} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * N = 0,0252 * 2400 * 18 = 1.088,64 \text{ kg}$$

Carga distribuida debida a los peldaños o escalones

$$Q_{esc} = \frac{P_{esc.1} * a}{A} = \frac{1.088,64 * 1}{4,76} = 228,71 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Del análisis de cargas se considera que el acabado tiene la siguiente carga.

Revoques $105 \frac{kg}{m^2}$

Cerámicas o baldosas $18 \frac{kg}{m^2}$

$$Q_{acabados} = (105 + 18) * 1m = 123 \frac{kg}{m}$$

Carga de barandado

Del análisis de cargas el barandado se tiene:

Carga de barandado $Q_{barandas} = 111 \frac{kg}{m}$

Finalmente, la carga muerta en el tramo es de:

$$Q_{CM} = Q_{esc} + Q_{rampa} + Q_{acabados} + Q_{barandado}$$

$$Q_{CM} = 228,71 + 360 + 123 + 111 = 822,71 \frac{kg}{m}$$

Sobrecarga en la escalera

La sobrecarga para centros de salud según la NB 1225001 es de $400 \frac{kg}{m^2}$

Además, se sabe que el ancho es de 1,60 m, por lo tanto.

$$Q_{sobr} = q_{sob} * a$$

$$Q_{sobr} = 400 * 1 = 400 \frac{kg}{m}$$

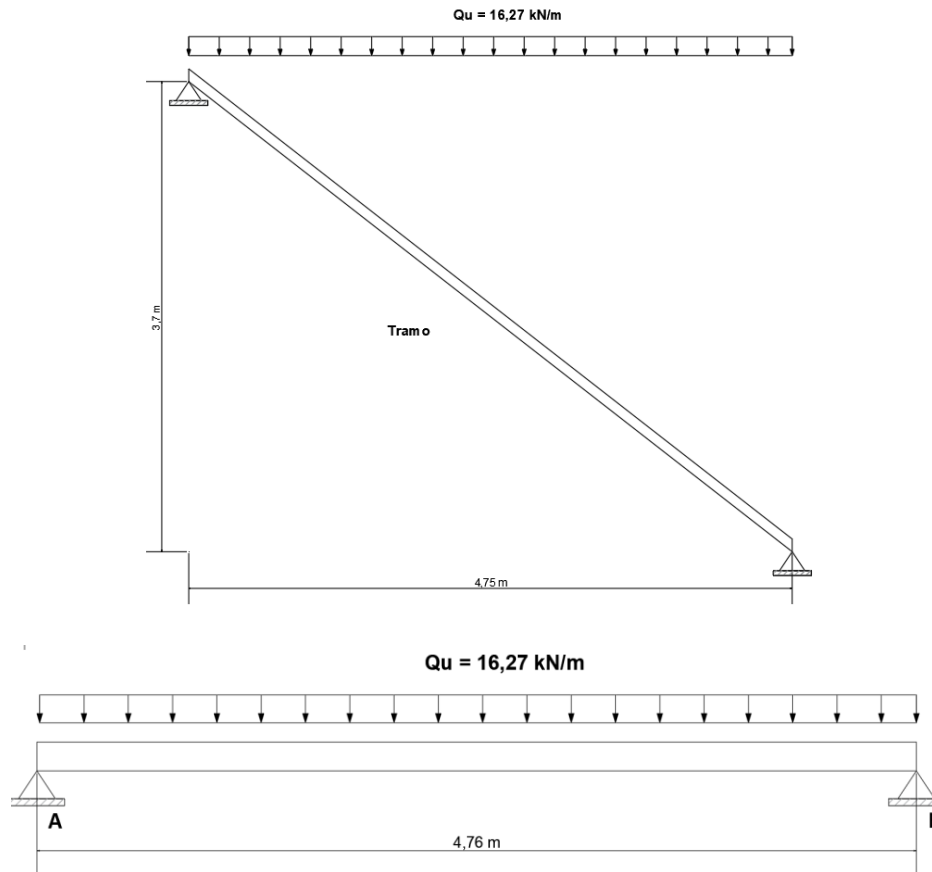
La combinación más desfavorable es de:

$$U = 1,20 CM + 1,60 CV$$

$$U = 1,20 * 822,71 + 1,60 * 400 = 1627,25 \frac{kg}{m}$$

$$U = 1627,25 \frac{kg}{m} = 16,27 \frac{kN}{m}$$

Figura 3.38: Idealización de carga de la escalera lateral



Fuente: Elaboración propia,

Cálculo de reacciones

$$\sum MA = 0$$

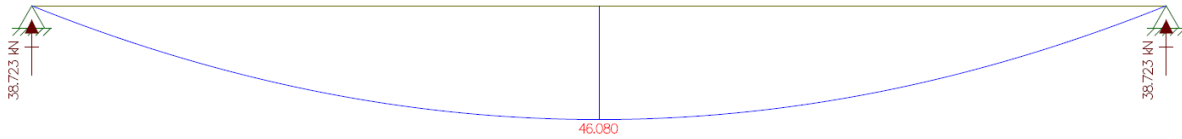
$$R_B = \frac{16,27 * 4,76 * \frac{4,76}{2}}{4,76} = 38,72 \text{ kN}$$

$$R_A = \frac{16,27 * 4,76 * \frac{4,76}{2}}{4,76} = 38,72 \text{ kN}$$

Cálculo del máximo momento

$$M_{max} = \frac{16,27 * 4,76^2}{8} = 46,08 \text{ kN} * m$$

Figura 3.39: Diagrama de momentos de escalera lateral



Fuente: Elaboración propia, software Ftool.

Diseño a flexión de armadura longitudinal

Armadura longitudinal positiva.

Momento de cálculo es de $M_u = 46,08 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Ancho de rampa $b = 1 \text{ m}$

Espesor de losa $t = 0,20 \text{ m}$

Recubrimiento geométrico $r = 3 \text{ cm}$ se asumirá en $\phi 10$

Canto útil $d = t - r_{mec} = 20 - 3,5 = 16,50 \text{ cm}$

$f'_c = 25 \text{ MPa}$

$f_y = 500 \text{ MPa}$

Calculando la profundidad del bloque de compresión y la profundidad del eje neutro

Remplazando:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\phi * 0,85 * f_c * b}}$$

$$a = 165 - \sqrt{165^2 - \frac{2 * |46,08 * 1000 * 1000|}{0,90 * 0,85 * 25 * 1000}} = 15,313 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{15,313}{0,85} = 18,015 \text{ mm}$$

Acero teórico en la sección

$$A_s = \frac{|M_{max}|}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_{st} = \frac{|46,08 * 1000 * 1000|}{0,90 * 500 * (165 - \frac{15,313}{2})} = 650,805 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero mínimo requerido según norma

$$A_{smin1} = \frac{0,25 * \sqrt{f_c} * b * d}{f_y} \quad A_{smin2} = \frac{1,4}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin1} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 1000 * 165}{500} = 412,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{1,4}{500} * 1000 * 165 = 462,00 \text{ mm}^2$$

Disposición del acero

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = \frac{650,805 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2} = 8,286 \approx 9 \text{ Barras}$$

$$A_s = 650,805 \text{ mm}^2 < A_{sp} = 9 * 78,54 = 706,860 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Espaciamiento del acero

El recubrimiento es lateral es decir al lado derecho e izquierdo

$$Esp = \frac{B - 2 * r_{mec}}{Nb - 1}$$

$$Esp = \frac{100 \text{ cm} - 2 * 3 \text{ cm}}{9 - 1} = 11,750 \approx 10 \text{ cm}$$

Usar $\phi 10c/10$

La sección está en su estado dúctil si cumple con lo siguiente:

Deformación del acero

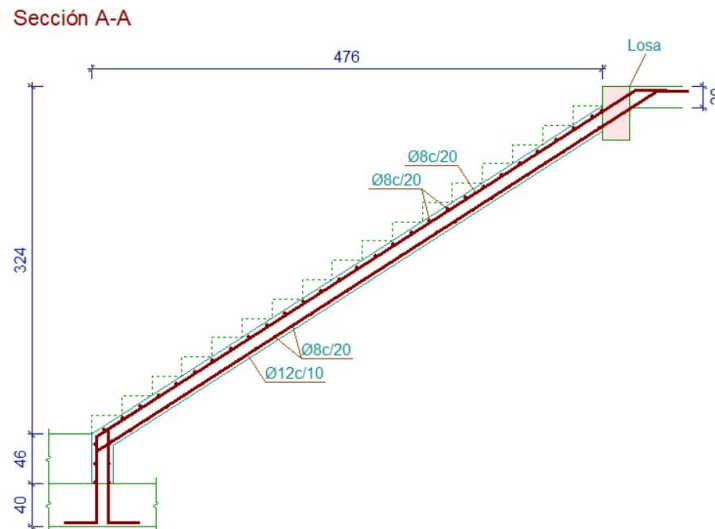
$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} * (0,003) = \frac{165 - 18,015}{18,015} * (0,003) = 0,024 = 24 \text{ } ^{\circ}/_{oo}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es un sección ductil}$$

$$\frac{18,015}{165} = 0,133 \leq 0,375 \text{ cumple}$$

$0,005 < \varepsilon_t = 0,024$ Cumple está controlada por tracción

Figura 3.40: Armadura de la escalera lateral



Fuente: Elaboración propia, cypecad v. 2018

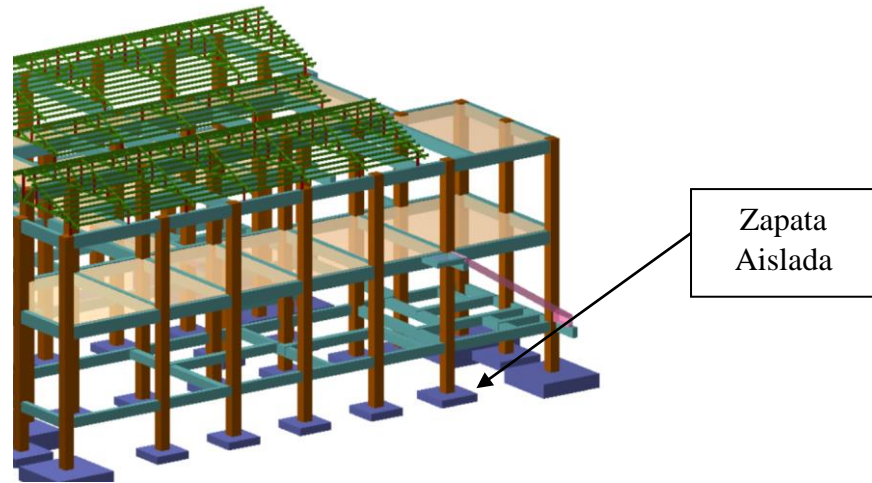
La armadura calculada por el programa es de $\phi 12c/10$ mientras que en el cálculo realizado se demuestra que la armadura a flexión es de $\phi 10/c10$ existiendo una diferencia, aunque sea diferente esta en favor de la seguridad dando por valido al cálculo.

3.5.4 Fundaciones

3.5.4.1 Diseño de zapata aislada

El diseño de la zapata aislada, es la que está bajo la columna diseñada previamente.

Figura 3.41: Zapata Aislada a diseñar



Fuente: cypecad v. 2018

Los esfuerzos en servicio de la zapata son los siguientes:

$$N_s = 321,920 \text{ kN}$$

$$Mx_s = 1,710 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$My_s = 0,620 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La zapata corresponde, ala zapata que está soportando a la columna N°34

Figura 3.42: Zapata Aislada esfuerzos en servicio



Fuente: Elaboración propia

Excentricidad El cálculo de la excentricidad de la zapata es para ver si la carga está dentro del núcleo central.

$$e = \frac{M}{p}$$

$$e = \frac{1,710}{321,920} = 0,0053m = 5,312 \text{ mm} < \frac{B}{6} = \frac{1,50}{6} = 0,25m \text{ "Esta dentro del NC"}$$

Verificación de hundimiento con los esfuerzos en servicio.

$$\sigma = \frac{Ns}{LB} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2} \leq \sigma_{adm}$$

La capacidad admisible del suelo es de $\sigma_{adm} = 1,90 \frac{kg}{cm^2}$ **ver anexo 2 Estudio de Suelos**

$$\sigma_1 = 147,218 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_2 = 145,013 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_3 = 141,138 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_4 = 138,933 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_4 = 1,472 \frac{kg}{cm^2} \leq 1,90 \frac{kg}{cm^2} \text{ Cumple el hundimiento}$$

Como se demuestra la zapata aislada cumple con el hundimiento es decir que el esfuerzo que trasmite la estructura al suelo, el suelo resiste a hundimiento.

Los esfuerzos en resistencia de la zapata son los siguientes:

$$N_u = 410,050 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 48,120 \text{ kN} * m$$

$$M_{uy} = 25,570 \text{ kN} * m$$

$$\sigma = \frac{Nu}{LB} \pm \frac{6Mux}{BL^2} \pm \frac{6Muy}{LB^2}$$

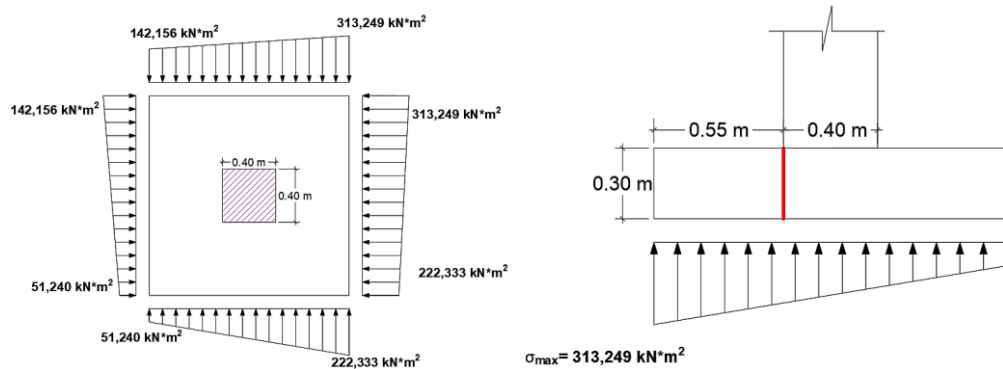
$$\sigma_1 = 313,2 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_2 = 222,333 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_3 = 142,156 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_4 = 51,240 \frac{kN}{m^2}$$

Figura 3.43: Esfuerzos de la zapata aislada en resistencia



Fuente: Elaboración propia

Momento para el diseño de la armadura

$$M_u = (\sigma_{max} * X * B) * \frac{X}{2}$$

$$M_u = \left(313,249 \frac{kN}{m^2} * 0,55m * 1,50m \right) * \frac{0,55m}{2} = 71,068 kN * m$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro

Datos

$$\phi = 0,90 \quad \beta_1 = 0,85$$

$$f'c = 25 MPa$$

$$fy = 500 MPa$$

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$r_{geo} = 50 \text{ mm}$$

$$\phi_{12} = 12 \text{ mm}$$

$$\phi_{12} = 12 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = 68 \text{ mm}$$

$$d = 300 - 68 = 232 \text{ mm}$$

$$M_{max} = 71,068 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Remplazando

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$

$$a = 232 - \sqrt{232^2 - \frac{2 * |71,068 * 1000 * 1000|}{0,90 * 0,85 * 25 * 1500}} = 10,936 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{10,936}{0,85} = 12,866 \text{ mm}$$

Acero teórico en la sección

$$A_s = \frac{|M_{max}|}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_{st} = \frac{|71,068 * 1000 * 1000|}{0,90 * 500 * (232 - \frac{10,936}{2})} = 697,160 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero mínimo requerido según norma

$$A_{smin1} = \frac{0,25 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y} \quad A_{smin2} = \frac{1,4}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin1} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{25} \cdot 1500 \cdot 232}{500} = 870,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{1,4}{500} * 1500 * 232 = 974,40 \text{ mm}^2$$

Acero provisto

$$A_s = 974,40 \text{ mm}^2$$

Disposición del acero

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{S\phi_{12}}} = \frac{974,40 \text{ mm}^2}{113,10 \text{ mm}^2} \approx 9 \text{ Barras}$$

$$A_s = 974,40 \text{ mm}^2 < A_{sp} = 9 * 113,10 = 1017,90 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Espaciamiento del acero

$$Esp = \frac{B - 2 * r_{mec}}{Nb - 1}$$

$$Esp = \frac{150 \text{ cm} - 2 * 5 \text{ cm}}{9 - 1} = 17,50 \approx 15 \text{ cm}$$

Usar $\phi_{12c/15}$ (en ambas direcciones X y Y)

Deformación del acero

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * (0,003) = \frac{232 - 12,866}{12,866} * (0,003) = 0,051$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es un sección dúctil}$$

$$\frac{12,866}{232} = 0,055 \leq 0,375 \text{ cumple}$$

$$0,005 < \varepsilon_t = 0,051 \text{ Cumple está controlada por tracción}$$

Comprobación a punzonamiento

Según el apartado 11.11.2 de la NB 1225001 el diseño de una losa o zapata con comportamiento en dos (2) direcciones está basado en las siguientes ecuaciones, su

comprobación se basa en saber si el elemento que recibe el esfuerzo vertical es capaz de resistir.

Datos

$$N_u = 410,050 \text{ kN} = 41,799 \text{ tonf}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$a = 40 \text{ cm y } b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 23,20 \text{ cm}$$

Cálculo del perímetro crítico (Columna central)

$$b_o = 2a + 2b + 4d$$

$$b_o = 2 * 40 + 2 * 40 + 4 * 23.2 = 252,80 \text{ cm}$$

Cortante que resiste el concreto (escoger el mínimo de las siguientes ecuaciones en kg/cm^2) $\phi = 0,75$ $\lambda = 1$ $\beta =$ relación entre el lado mayor entre el lado menor $\alpha_s = 40$ para columnas centrales.

$$\phi V_c = \phi 1,1 \lambda \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_c = \phi 0,53 \lambda \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{2}{\beta} \right)$$

$$\phi V_c = \phi 0,27 \lambda \sqrt{f'c} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right)$$

Remplazando

$$\phi V_c = 0,75 * 1,1 * 1 * \sqrt{250} = 13,044 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi V_c = 0,75 * 0,53 * 1 * \sqrt{250} \left(1 + \frac{2}{\frac{40}{40}} \right) = 18,855 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi V_c = 0,75 * 0,27 * 1 * \sqrt{250} \left(2 + \frac{40 * 23,20}{252,80} \right) = 18,157 \frac{kg}{cm^2}$$

Asumir: $\phi V_c = 13,044 \frac{kg}{cm^2}$

Por lo tanto, la zapata resiste.

$$P_z = \phi V_c * b_o * d = 13,044 \frac{kg}{cm^2} * (9,81) * 252,80 \text{ cm} * 23,20 \text{ cm} = 748,115 \text{ kN}$$

La eficiencia de la zapata con respecto al punzonamiento es de:

$$\frac{N_u}{P_z} = \frac{410,050 \text{ kN}}{748,115 \text{ kN}} = 0,55 < 1 \text{ Cumple}$$

Comprobación al deslizamiento

se sigue la siguiente ecuación, además se sabe que el suelo tiene una cohesión de

$$c = 93 \text{ kN/m}^2$$

La fuerza cortante es de: $V = 23,01 \text{ kN}$

El área de la zapata es de: $A = 2,25 \text{ m}^2$

$$C_{sd} = \frac{A * C_d}{V} \geq 1,50$$

$$C_d = 0,5 C$$

Remplazando:

$$C_d = 0,5 * 93 = 46,50 \frac{kN}{m^2}$$

$$C_{sd} = \frac{2,25 * 46,50}{23,01} \geq 1,50$$

$$C_{sd} = 4,547 \geq 1,5 \text{ "Se verifica, se cumple"}$$

Verificación al vuelco

Datos

La fuerza Normal es de: $N = 410,050 \text{ kN}$

El momento en la zapata es de: $M = 48,120 \text{ kN} * m$

$$C_{sv} = \frac{N * \frac{L}{2}}{M} \geq 1,50$$

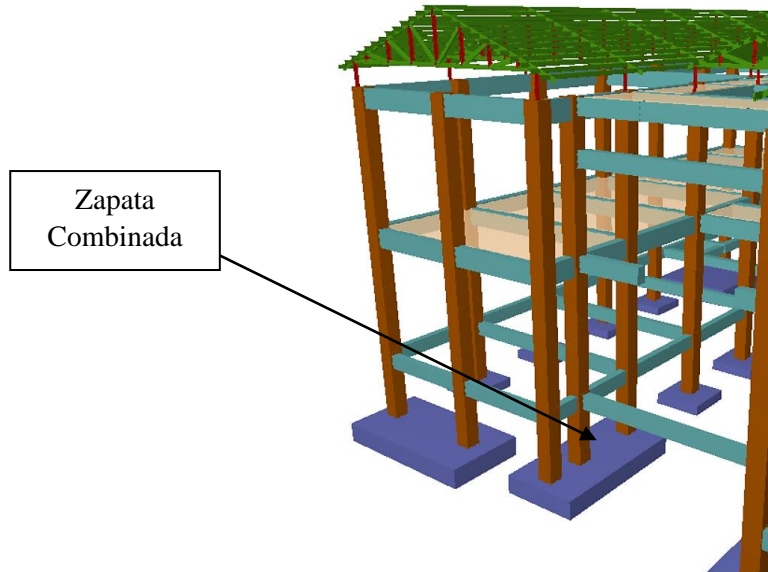
$$C_{sv} = \frac{410,050 * \frac{1,50}{2}}{48,120} \geq 1,50$$

$$C_{sv} = 6,391 \geq 1,50 \text{ "Se verifica, se cumple"}$$

3.5.4.2 Diseño de zapata combinada

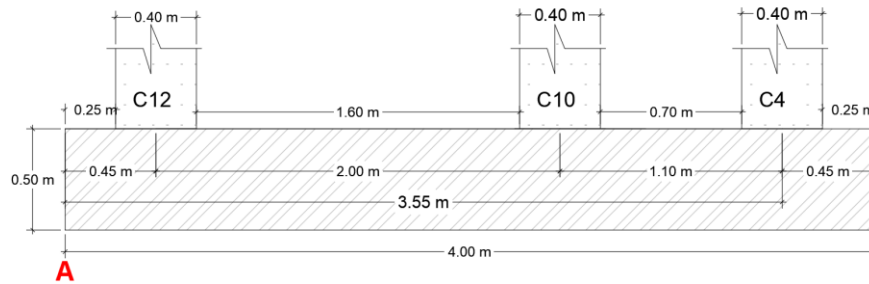
El diseño de la zapata combina contemplara el diseño a flexión, ya que la zapata combinada no posee los esfuerzos máximos, es decir que en este punto se muestra el cálculo de una zapata combinada.

Figura 3.44: Zapata Combinada a diseñar



Fuente: cypecad v.2018

Figura 3.45: Geometría de la Zapata Combinada



Fuente: Elaboración propia

Verificación de la zapata combinada

Los esfuerzos en servicio de la zapata son los siguientes:

Tabla N°3.9: Esfuerzos en Servicio de la Zapata Combinada

Esfuerzos	Axial	Msx	Msy
En Servicio	(kN)	(kN*m)	(kN*m)
C4 =	64,010	-0,040	0,080
C10 =	117,080	-3,270	-0,110
C12 =	196,170	-5,260	0,000

Fuente: Elaboración propia

Haciendo momento en el punto A para calcular la excentricidad.

La resultante de la fuerza en servicio es de $N_s = 377,260 \text{ kN}$

$$x = \frac{\sum F * x}{R_s}$$

$$x = \frac{196,170 * 0,45 + 117,080 * 2,45 + 64,010 * 3,55 - 5,260 - 3,270 - 0,040}{377,260} = 1,574 \text{ m}$$

Cálculo la excentricidad de la zapata combinada queda:

$$e = 1,574 - 2 = -0,426 \text{ m}$$

La excentricidad nos indica que la fuerza esta sobre el *eje X*, pero antes del centro geométrico de la zapata.

Calculado el momento en servicio

$$M_s = R_s * e + M_{sx}$$

$$M_s = 377,260 * 0,426 + 8,570 = 169,283 \text{ kN} * \text{m}$$

La normal en servicio queda:

$$N_s = C_{12} + C_{10} + C_4$$

$$N_s = 196,170 + 117,080 + 64,010 = 377,260 \text{ kN}$$

Verificación al hundimiento

$$\sigma = \frac{NS}{B * L} \pm \frac{6 * Ms}{B * L^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{377,260}{2 * 4} + \frac{6 * 169,283}{2 * 4^2} = 78,898 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{377,260}{2 * 4} - \frac{6 * 169,283}{2 * 4^2} = 15,417 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_1 = 0,789 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1,90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ "Cumple es menor al admisible"}$$

Diseño a flexión:

Una vez verificado el hundimiento de la zapata, para el cálculo en flexión se realiza con esfuerzos en resistencia.

Tabla N°3.10: Esfuerzos en Resistencia de la Zapata Combinada

Esfuerzos	Nu	Mux	Muy
En			
Resistencia	(kN)	(kN*m)	(kN*m)
C4 =	267,004	25,924	-36,476
C10 =	163,294	42,494	-9,994
C12 =	290,330	9,832	-34,908

Fuente: Elaboración propia

La resultante de la normal en resistencia queda de la siguiente manera: $N_r = 720,628 \text{ kN}$

$$x = \frac{\sum F * x}{R_r}$$

$$x = \frac{290,330 * 0,45 + 163,294 * 2,45 + 267,004 * 3,55 + 25,924 + 42,494 + 9,832}{720,628} = 2,160 \text{ m}$$

Calculando la excentricidad la zapata combinada queda:

$$e = 2,160 - 2 = 0,160 \text{ m}$$

Para este caso la excentricidad es positiva ya que la resultante queda en la parte del lado derecho, es decir la parte de la derecha estará más comprimida respecto a la parte izquierda.

El cálculo previo para calcular los esfuerzos.

$$A = 8 \text{ m}^2$$

$$I_y = \frac{B * L^3}{12} = 10,667 \text{ m}^4$$

$$S_y = \frac{I_y}{L/2} = \frac{10,667}{4/2} = 5,333 \text{ m}^3$$

$$\sigma = \frac{Nr}{A} \pm \frac{Nr * e + Mxr}{S_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{720,628}{8} - \frac{(720,628 * 0,160) + 25,924 + 42,494 + 9,832}{5,333} = 53,736 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{720,628}{8} + \frac{(720,628 * 0,160) + 25,924 + 42,494 + 9,832}{5,333} = 126,421 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

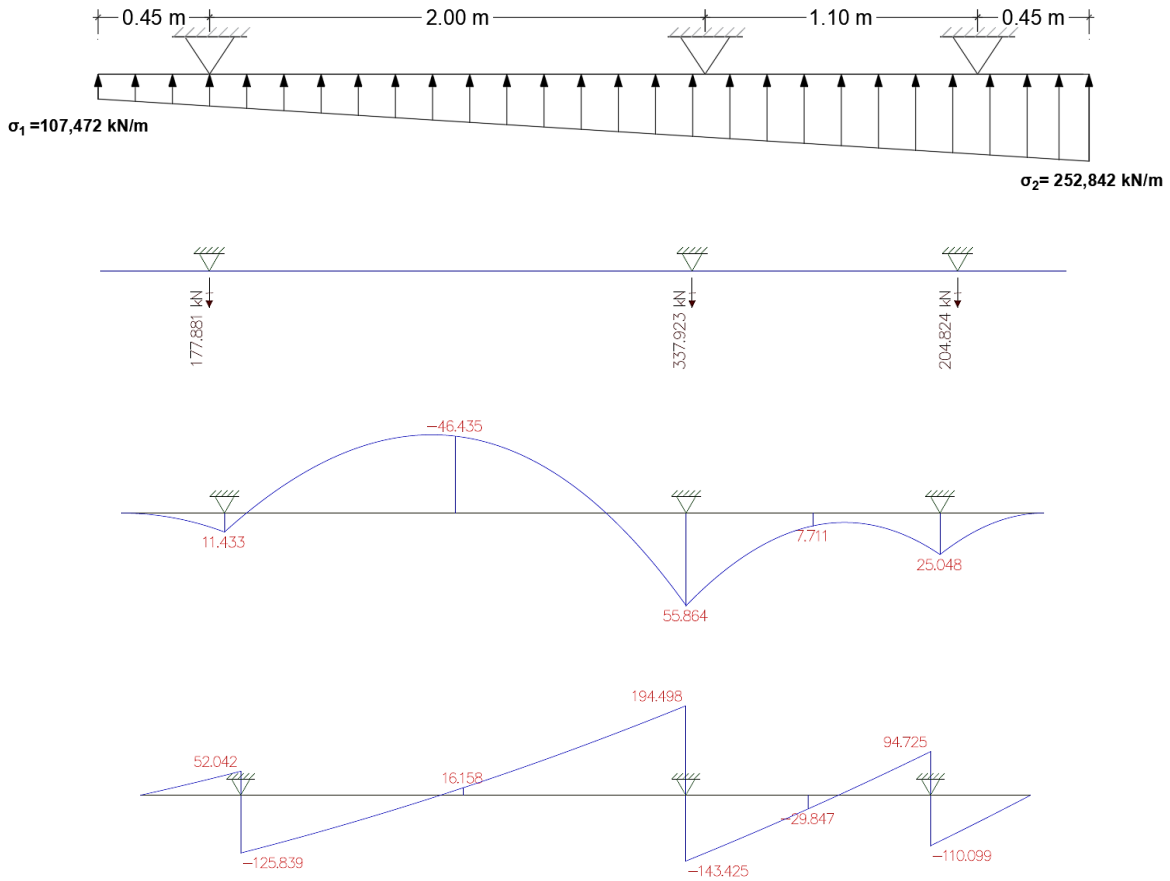
Para obtener la carga distribuida hay que multiplicar por el ancho $B = 2 \text{ m}$

Finalmente se demuestra que la zapata está totalmente comprimida, la carga distribuida queda:

$$q_1 = 53,736 * 2 = 107,472 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 126,421 * 2 = 256,842 \text{ kN/m}$$

Figura 3.46: Diagrama de “M” y “V” de la Zapata Combinada



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de acero para la zapata combinada

Para el diseño se calculará con el momento más desfavorable, es decir, que máximo del diagrama tanto para la parte superior como inferior, para uniformizar los aceros provistos.

Datos

$$\phi = 0,90 \qquad \beta_1 = 0,85$$

$$f'c = 25 \text{ MPa}$$

$$fy = 500 \text{ MPa}$$

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$r_{goe} = 50 \text{ mm}$$

$$\phi 16 = 16 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = 58 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 58 = 442 \text{ mm}$$

$$M_{max} = 55,864 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones y la profundidad del eje neutro

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |M_{max}|}{\phi * 0,85 * f'c * b}}$$

$$a = 442 - \sqrt{442^2 - \frac{2 * |55,864 * 1000 * 1000|}{0,90 * 0,85 * 25 * 2000}} = 3,317 \text{ mm}$$

$$c = \frac{3,317}{0,85} = 3,902 \text{ mm}$$

Cantidad de acero teórico en la sección:

$$A_s = \frac{|M_{max}|}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_{st} = \frac{|55,864 * 1000 * 1000|}{0,90 * 500 * (442 - \frac{3,317}{2})} = 281,923 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero mínimo requerido según norma.

$$A_{smin1} = \frac{0,25 * \sqrt{f_c} * b * d}{f_y} \quad A_{smin2} = \frac{1,4}{f_y} * b * d \quad A_{smin3} = \frac{4}{3} * A_{st}$$

$$A_{smin1} = \frac{0,25 * \sqrt{25} * 2000 * 442}{500} = 2.210,00 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{1,4}{500} * 2000 * 442 = 2.475,20 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin3} = \frac{4}{3} * 281,923 = 375,897 \text{ mm}^2$$

El acero provisto es de:

$$A_s = 2.475,20 \text{ mm}^2$$

Disposición del acero con Ø16

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 16}} = \frac{2.475,20 \text{ mm}^2}{201,06 \text{ mm}^2} \approx 13 \text{ Barras}$$

$$A_s = 2.475,20 \text{ mm}^2 < A_{sp} = 13 * 201,06 = 2.613,81 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

Espaciamiento del acero

$$Esp = \frac{B - 2 * r_{mec}}{Nb - 1}$$

$$Esp = \frac{200 \text{ cm} - 2 * 5 \text{ cm}}{13 - 1} = 15,80 \approx 15 \text{ cm}$$

Usar $\phi 16 \text{ c}/15$ (en ambas direcciones X y Y)

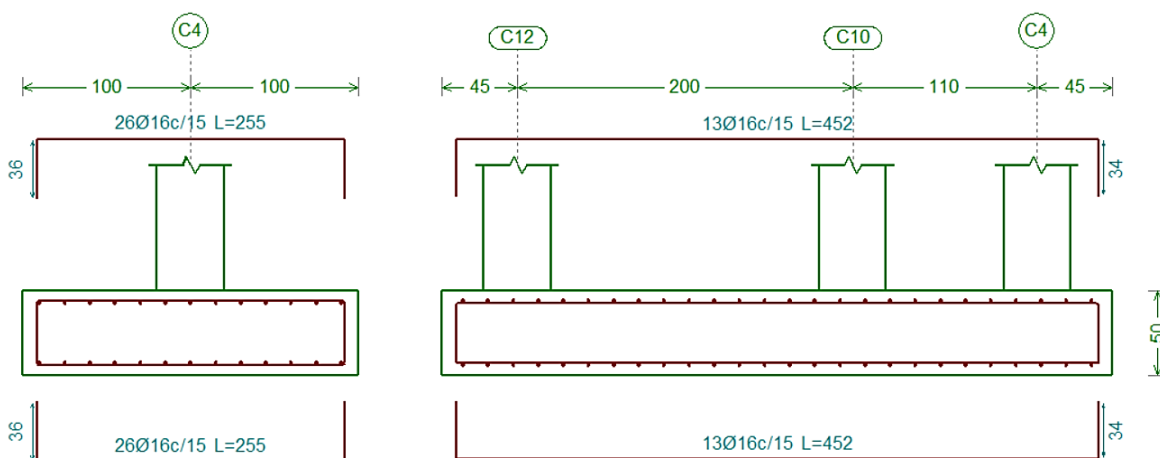
Deformación del acero

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} * (0,003) = \frac{442 - 3,902}{3,902} * (0,003) = 0,336$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ es un sección dúctil}$$

$$\frac{3,902}{442} = 0,010 \leq 0,375 \text{ cumple}$$

Figura 3.47: Zapata Combinada despiece de armado



Fuente: Zapata Combinada, cypecad v.2018

3.6 Desarrollo de estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas describen y formas de ejecución de los distintos ítems que se tienen en el proyecto. Los puntos que comprenden una especificación técnica son los siguientes.

- Definición
- Materiales
- Herramientas y Equipo
- Procedimiento para la ejecución
- Forma de medición
- Forma de pago

El desarrollo de las especificaciones técnicas será detallado, **ver anexo 3. Especificaciones técnicas**

3.6.2 Precios unitarios

El análisis de los precios unitarios se detalla para cada ítem del proyecto a continuación, se detallan los puntos que los comprenden:

- 1 materiales

- 2 mano de obra
- 3 equipo maquinaria y herramientas
- El costo directo del ítem es la suma de los tres puntos anteriores $CD = 1+2+3$
- Las cargas sociales son un porcentaje del subtotal de la mano de obra generalmente, está alrededor del 50% del costo de la mano de obra.
- El impuesto al valor agregado (IVA), es del 14,94% del costo de la mano de obra.
- El impuesto a las transacciones (IT), es del 3,09% de costo directo.
- Herramientas menores 5% del costo de la mano de obra.
- Gastos generales 10% del costo directo.
- Utilidad está en el rango del 10 a 20% resulta de la suma del costo directo más los gastos generales. En el proyecto adoptaremos un 10%
- 4 gastos generales y administrativos.
- 5 utilidad
- 6 impuestos

Ver anexo 5. Precios unitarios

3.6.3 Cómputos métricos

El computo métrico comprende en obtener volúmenes de obra del proyecto, con base a los elementos estructurales diseñados previamente. En la planilla de cómputo métrico se detallan de mejor manera. **Ver anexo 4. de cómputos métricos**

3.6.4 Presupuesto

El presupuesto del proyecto está basado en el análisis de precios unitarios y los volúmenes de obra obtenidos previamente, el presupuesto es el valor total del estimado costo que tendrá el proyecto, viene dado por el cálculo previo del cómputo métrico (volumen de obra) y el análisis de precios unitarios. Se obtiene a partir del producto entre el precio unitario y el volumen de obra. **Ver anexo 6. de presupuesto general**

3.6.5 Planteamiento y cronograma

El planteamiento y cronograma de la ejecución del proyecto fue determinado en base a los rendimientos que se tiene para cada ítem, viene dado por los rendimientos de la mano de

obra, para así obtener el tiempo que se tardará en realizar dicha actividad. El cronograma esta realizado en el programa Project 2020 en base el método de barras de Gantt, para cada ítem del proyecto centro de Salud Lajas.

Ver anexo 7. cronograma de ejecución de obra.

CAPÍTULO N°4

4.1 Marco Conceptual

Según la GBDS 2020 es una guía que proporciona criterios mínimos a seguir para el diseño sísmico de edificaciones y obras a las que le sea aplicable. Además, menciona que la guía junto con las normas de diseño específicas [para hormigón estructural NB 1225001] está orientada a lograr estructuras que:

- Bajo el sismo con periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años, podrían experimentar daños considerables con baja probabilidad de colapso.
- Bajo sismos frecuentes u ocasionales podrían presentar daños menores dentro de límites aceptable en elementos estructurales y no estructurales.

Los requisitos de esta guía se refieren especialmente a edificaciones públicas y privadas, entre que encontramos hospitales, clínicas y otros similares. Se excluyen estructuras especiales para el diseño sísmoresistente tales como: puentes, viaductos, túneles, represas, tanques, obras hidráulicas, torres de transmisión, chimeneas y similares.

La sismicidad en Bolivia está asociada al proceso de subducción de placas tectónicas (Nazca y Sudamericana)

Clasificación de sismos por su rango de profundidad

Superficiales ($h < 75 \text{ km}$), intermedios ($100 < h < 350 \text{ km}$) y profundos ($350 < h < 700 \text{ km}$).

Zonas Asociadas al proceso de subducción.

El departamento de Tarija se asocia a la zona F13 *Zona intraplaca profunda* en esta zona se generan sismos de foco profundo (500 a 700 km), en Bolivia estos se distribuyen además por los departamentos de La Paz y Santa Cruz. Siendo el del 9 de junio de 1994 el evento más grande registrado instrumentalmente, con una magnitud de momento de 8 Mw. Ver la figura 2-3 de la GBDS 2020

La escala de Richter. La Escala de magnitud de un sismo desarrollada inicialmente por C.F Richter en 1935 que se conoce como magnitud de local (ML). Ha evolucionado en las últimas décadas y en el presente se utiliza preponderantemente la magnitud de momento Mw.

Sismo en el Departamento de Tarija

Según los medios de comunicación y el observatorio San Calixto, los eventos sísmicos que se dan en Tarija son catalogados como sismos profundos que se encuentran a 350 km. profundidad.

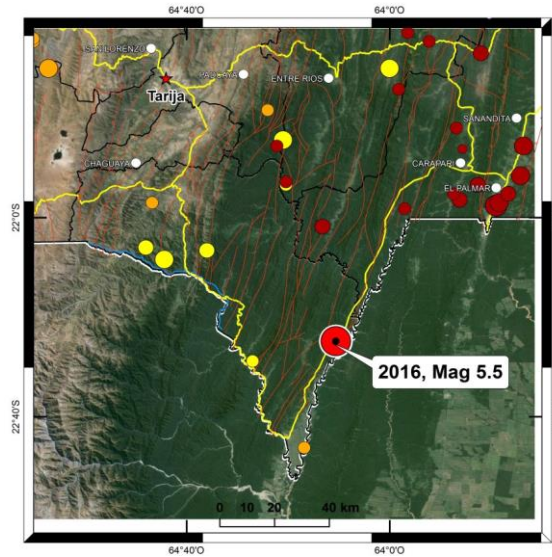
Según diario El País, en fecha 26 de mayo de 2020 se produjo un sismo de 4,60 en la escala de Richter al sur de Bolivia. Un sismo de intensidad aproximada de 4,6 grados en la escala de Richter, registrado en el extremo sur oeste de Bolivia, tuvo su epicentro en a proximidades del nevado de Uturunco, en el departamento de Potosí, y se sintió en la ciudad de Tarija a horas 3:50 a.m.

Según el observatorio San Calixto en su página oficial en la sección de Eventos Sísmicos se muestran los sismos producidos en Departamento de Tarija el Evento más importante es el del 2016. El día 22 de mayo de 2016 la red sísmica del observatorio San Calixto registro un sismo en el departamento de Tarija a horas 08:20 hora local, con una magnitud de 5.50 MI

El epicentro fue localizado a 79 km al SW de Caraparí con coordenadas geográficas - 22.406°s -64.187°W a una profundidad hipocentral de 19 km (superficial) por estas características es muy probable que el sismo hubiera sido sentido y tener efecto en estructuras, sin embargo, no se recibió información sobre posibles daños a personas o estructuras.

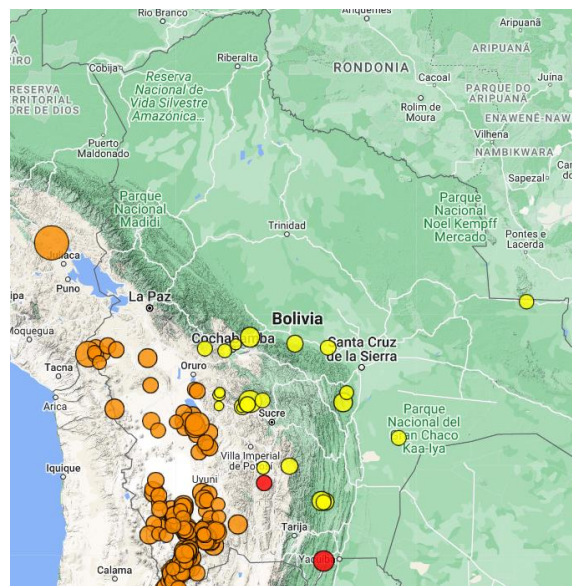
Morfológicamente el área corresponde a la provincia morfo estructural del subandino Sur, las estructuras están relacionadas a pliegues sinclinales y anticlinales alongados asimétricos, con elevaciones entre 1000 y 2000 m. formando serranías paralelas con dirección norte-sur.

Figura 4.1: Evento Sísmico, Mapa de epicentro del departamento de Tarija



Fuente: Informe, Evento sísmico del 22 de mayo de 2016 Tarija, Provincia Arce. Observatorio San Calixto (2023) <https://www.osc.org.bo/index.php/es/>

Figura 4.2: Mapa de sismos en Bolivia en los últimos 6 meses



Fuente: Observatorio San Calixto, (2023) <https://www.osc.org.bo/index.php/es/>

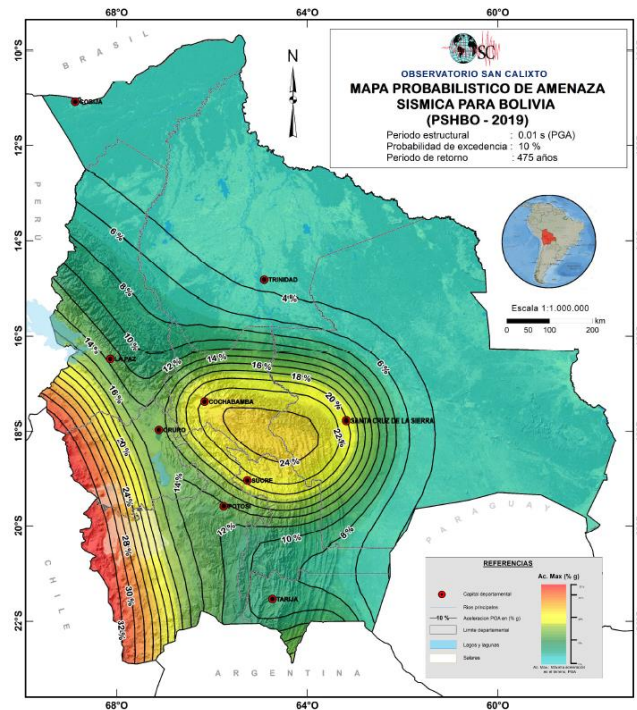
4.2 Parámetros de cálculo del espectro de diseño

Los parámetros que intervienen en el son los siguientes

4.2.1 Pseudo Aceleración Sísmica (S_0)

Para obtener el valor de la Pseudo aceleración para la zona de proyecto, se determina de la siguiente manera, entramos al Mapa probabilístico de amenaza sísmica 475 años ver la siguiente figura.

Figura 4.3: Mapa Probabilístico de amenaza sísmica para 475 años



Fuente: GBDS 2020, Figura 2-5

Para nuestro caso se utilizó se escogió una pseudo aceleración sísmica de (10%) $S_0 = 0,10$ ya que curva más cerca de la zona de proyecto. Además de ser una de las curvas más desfavorables para zona alta del departamento.

4.2.2 Factor de importancia (I_e)

Los factores de importancia dependen generalmente del nivel de seguridad estructural que deben tener la edificación. Según la GBDS 2020 se dividen en Cuatro tipos, como el proyecto se trata de un centro de salud a continuación detalla en tipo que corresponde el proyecto.

Tipo IV Pertenece a este tipo, las estructuras que se espera permanezcan operables después de un evento sísmico, por lo que se incluye: edificios gubernamentales, de utilidad pública

(cuarteles de policías, centrales eléctricas y de comunicación, radioemisoras y canales de televisión públicos, reservorios, plantas de agua potable y de bombeo, etc.) y aquellos cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe (hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bombeo, garajes para vehículos de emergencia, aeropuertos, sistemas de transporte masivo, etc.)

El factor de importancia para el proyecto estará bajo la categoría Tipo IV como se detalló anteriormente la edificación tiene que estar operable después de un evento sísmico.

Tabla N°4.1: Factor de importancia I_e

Tipo	I_e
IV	1.5
III	1.3
II	1.0
I	0.0

Fuente: GBDS 2020 Tabla 3-1

El factor de importancia para el Tipo IV es de $I_e = 1,50$

4.2.3 Tipo de suelo (S)

Para tomar en cuenta los efectos del terreno de fundación en la respuesta sísmica de la estructura, los tipos de suelo se define en la siguiente tabla.

Tabla N°4.2: Tipo de suelo

Suelo	Descripción
S0	Roca dura
S1	Roca
S2	Suelo muy rígido - roca blanda
S3	Suelo rígido
S4	Suelo blando
S5	Requiere un análisis de respuesta de sitio

Fuente: GBDS 2020 Tabla 5-1

Para determinar el tipo de suelo necesariamente se necesita conocer las características del suelo. Del estudio de suelos, se tiene que la cohesión del punto 1 es de 58,80 kPa y del punto 2 es de 73,08 kPa con esos valores ingresamos a la siguiente tabla.

Tabla N°4.3: Parámetros del suelo

Tipo de suelo	V _{s30} (m/s)	N ₆₀ (golpes)	S _u (kPa)
S0	> 1500		
S1	760 a 1500		
S2	370 a 760	> 50	> 100
S3	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	< 180	< 15	< 50
S5	Estudio geotécnico y de mecánica de suelos		

Fuente: GBDS 2020 Tabla 5-2

Como se muestra nuestro tipo de suelo es S3 suelo rígido, coincidiendo con el informe de estudio de suelos.

4.2.4 Factor de Reducción Sísmica nominal (R_0)

El coeficiente básico R_0 depende de la ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento del sistema estructural, además de los elementos y materiales que lo componen. Según la Tabla 7-1 de la GBDS 2020 Coeficientes básicos de reducción de R_0 y C_{d0} .

Los coeficientes dependen del tipo del sistema estructural subdividiéndose en: Sistemas de Pórticos, Sistema de Muros y Sistema duales.

En nuestro caso corresponde a un Sistema de Pórticos en la subdivisión de **Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos**, se tiene los siguientes valores

$$R_0 = 5$$

El valore es extraído de la Tabla 7-1 de la GBDS 2020.

4.2.5 Factor de Irregularidad en altura (I_a)

El factor de irregularidad en altura considera la menor capacidad de disposición de energía que tienen las estructuras que no son regulares.

Según la Tabla 7-2 de la GBDS 2020 Irregularidades en altura y factores de irregularidad (I_a), las irregularidades estructurales en altura se subdividen en: Irregularidad de rigidez Piso Blando, Irregularidad de Resistencia Piso Débil, Irregularidad Extrema de rigidez, Irregularidad Extrema de Resistencia, Irregularidad de masa o peso, irregularidad geométrica vertical, Discontinuidad en los sistemas resistentes, Discontinuidad extrema de los sistemas Resistentes.

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando: Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa ambos evaluados para la misma condición de carga.

Para nuestro caso utilizaremos irregularidad de rigidez – piso blando ya que en el proyecto no existe diferencia entre los pisos (plantas simétricas) el valor es de: $I_a = 0,75$

4.2.6 Factor de irregularidad en planta (I_p)

El factor de irregularidad en planta considera la menor capacidad de disipación de energía que tienen las estructuras que no son regulares.

Según la Tabla 7-3 de la GBDS 2020 Irregularidades en planta y factores de irregularidad (I_p), las irregularidades estructurales en planta se subdividen en: Irregularidad Torsional, Irregularidad Torsional Extrema, Esquinas Entrantes, Discontinuidad del diafragma, Sistemas no Paralelos.

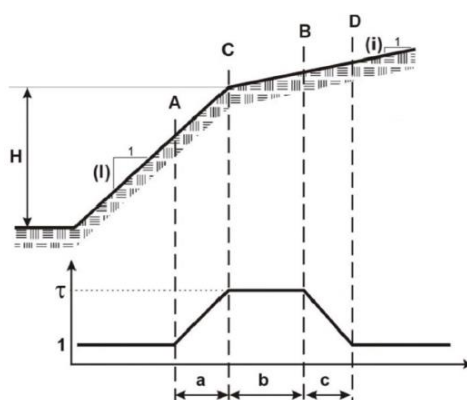
Irregularidad Torsional: Existen irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,30 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga ($\Delta_{prom.}$). $I_p = 0,75$

Para nuestro caso para elaborar el espectro consideramos como factor de irregularidad de planta igual $I_p = 0,75$ porque es el que se ajusta a nuestro modelo del proyecto.

4.2.7 Factor Topográfico (τ)

Para obras situadas en el borde de una cresta debe tenerse en cuenta un factor multiplicador τ llamado factor de amplificación topográfica este valor multiplicara los valores del espectro de diseño.

Figura 4.4: Variación del factor multiplicador (τ) según la topografía del sitio



Fuente: GBDS 2020, Figura 5-1

Para tramos antes del punto A y después del punto D, el factor será de $\tau = 1$ para nuestro caso se considera el valor de 1 por ser plano el sito de emplazamiento.

4.2.8 Coeficiente de sitio de periodo corto (F_a)

Los efectos del tipo de suelo en la acción sísmica se pueden considerar a partir de la aplicación de los factores F_a y F_v en función de la aceleración máxima del suelo

Pseudo aceleración sísmica para la zona del proyecto es de: $S_o = 0,10$ y el tipo de suelo es S3. Con los dos datos entramos a la siguiente tabla.

Tabla N°4.4: Coeficientes de sitio de periodo corto F_a

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.067	0.133	0.2	0.267	0.333	> 0.4
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

Fuente: GBDS 2020 Tabla 6-4

Con una interpolación lineal se tiene que el factor de periodo corto es de: $F_a = 1,50$

4.2.9 Coeficiente de sitio de periodo largo (F_v)

El factor para el periodo largo se determina con la siguiente tabla con los mismos valores del tipo de suelo y Pseudo aceleración de la zona del proyecto.

Tabla N°4.5: Coeficientes de sitio de periodo largo F_v

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.044	0.089	0.133	0.178	0.222	> 0.267
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	4.2	3.3	2.8	2.4	2.4	2.4

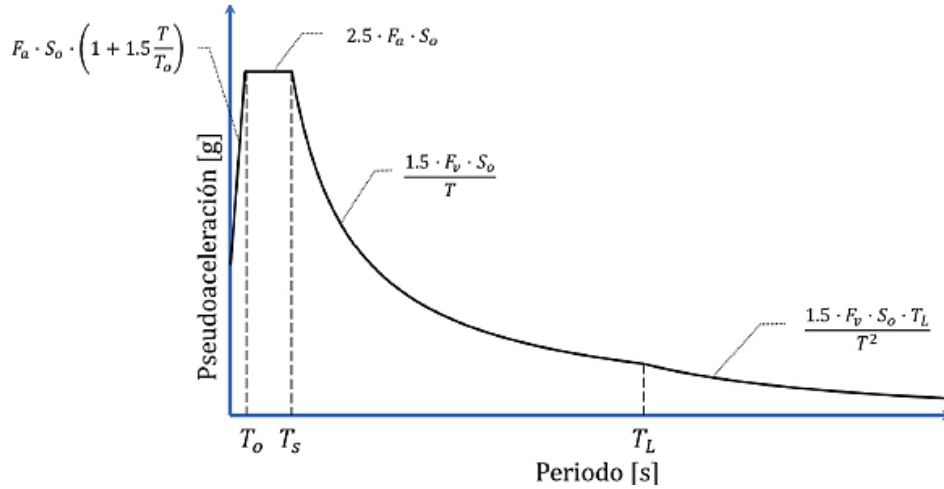
Fuente: GBDS 2020 Tabla 6-5

Con la interpolación lineal se tiene que el factor del periodo largo es de: $F_v = 2,15$

4.3 Espectro de respuesta para diseño base

Si bien con los parámetros obtenidos hasta el momento es posible calcular el espectro de respuesta base como detalla la guía y se muestra a continuación:

Figura 4.5: Espectro elástico de pseudoaceleración en unidades de (g)



Fuente: GBDS 2020, Figura 6-6

Se determinan con las siguientes ecuaciones:

Rama	Pseudoaceleración (S_{ae})
$T < T_o$	$F_a \cdot S_o \left(1 + 1,50 \cdot \frac{T}{T_o} \right)$
$T_o \leq T \leq T_s$	$2,5 \cdot F_a \cdot S_o$
$T_s \leq T \leq T_L$	$\frac{1,5 \cdot F_v \cdot S_o}{T}$
$T_L < T$	$\frac{1,5 \cdot F_v \cdot S_o \cdot T_L}{T^2}$

Los límites de los periodos pueden calcular de la siguiente manera:

- Para el periodo inicial $T_o = 0,15 \cdot \frac{F_v}{F_a}$
- Para el periodo corto $T_s = 0,6 \cdot \frac{F_v}{F_a}$
- Para el periodo largo $T_L = 4 \cdot \frac{F_v}{F_a}$

Donde

F_v = factor de periodo largo

F_a = factor de periodo corto

Nota: debido a las condiciones de un determinado punto, estos tres periodos son móviles y pueden desplazarse según el tipo de suelo, lo cual puede correlacionarse a la realidad boliviana ya que, los centros poblados se encuentran parcial o totalmente emplazados en relleno sedimentario posibles a presentar efectos de sitio, entre ellos la posible amplificación de ondas sísmicas de periodos largos.

4.4 Espectro de Diseño para el Proyecto Centro de Salud Lajas

Para el cálculo del espectro de diseño se determina de la siguiente manera.

Datos:

Pseudo aceleración sísmica $S_0 = 0,10$

Factor de importancia: $I_e = 1,50$

Factor de reducción sísmica nominal: $R_0 = 5$

Factor de irregularidad en planta: $I_p = 0,75$

Factor de irregularidad en altura: $I_a = 0,75$

Factor Topográfico: $\tau = 1$

Tipo de suelo: $S3$

Coefficiente de sitio para periodo corto: $F_a = 1,50$

Coefficiente de sitio para periodo largo: $F_v = 2,15$

Cálculo de periodos límites:

- **Para tiempo inicial.** $T_0 = 0,15 * \frac{F_v}{F_a}$ $T_0 = 0,15 * \frac{2,15}{1,50} = 0,22$
- **Para periodo corto.** $T_S = 0,6 * \frac{F_v}{F_a}$ $T_S = 0,6 * \frac{2,15}{1,50} = 0,86$
- **Para periodo largo.** $T_L = 4 * \frac{F_v}{F_a}$ $T_L = 4 * \frac{2,15}{1,50} = 5,73$

El factor de reducción sísmica de Diseño es utilizado para llevar el espectro base a que sea de diseño, se calcula de la siguiente manera:

$$R = \frac{I_p * I_a * R_0}{I_e}$$

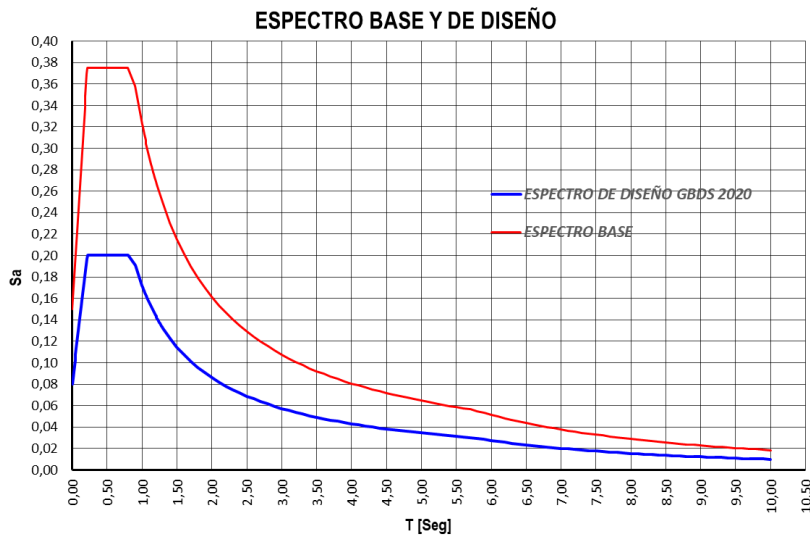
$$R = \frac{0,75 * 0,75 * 5}{1,50} = 1,88$$

Este factor va a reducir el espectro base para convertirlo en espectro de diseño, esta reducción se debe por los factores que se consideran para el diseño y factor de importancia que se considera para el diseño.

$$S_a = \frac{S_0 * \tau}{R}$$

A continuación, se muestra el espectro base y espectro de Diseño para el proyecto

Figura 4.6: Espectro Base y Espectro de Diseño



Fuente: Elaboración Propia

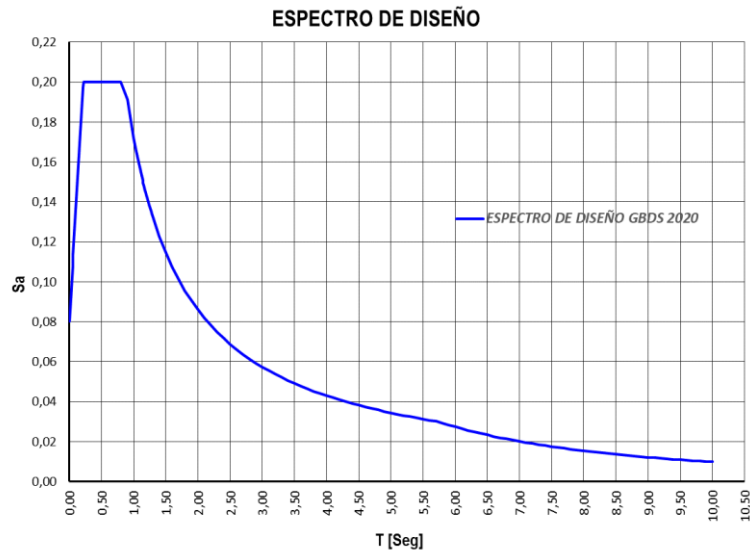
Para una mejor apreciación se muestra el espectro de Diseño para el proyecto

Tabla N°4.6: Periodos y Aceleraciones del Espectro de Diseño

T [Seg]	Sa	T [Seg]	Sa	T [Seg]	Sa	T [Seg]	Sa	T [Seg]	Sa	T [Seg]	Sa
0,00	0,080	0,30	0,200	1,04	0,165	1,60	0,108	4,50	0,038	7,40	0,018
0,02	0,091	0,31	0,200	1,05	0,164	1,70	0,101	4,60	0,037	7,50	0,018
0,03	0,097	0,32	0,200	1,06	0,162	1,80	0,096	4,70	0,037	7,60	0,017
0,04	0,102	0,33	0,200	1,07	0,161	1,90	0,091	4,80	0,036	7,70	0,017
0,05	0,108	0,34	0,200	1,08	0,159	2,00	0,086	4,90	0,035	7,80	0,016
0,06	0,113	0,35	0,200	1,09	0,158	2,10	0,082	5,00	0,034	7,90	0,016
0,07	0,119	0,36	0,200	1,10	0,156	2,20	0,078	5,10	0,034	8,00	0,015
0,08	0,125	0,37	0,200	1,11	0,155	2,30	0,075	5,20	0,033	8,10	0,015
0,09	0,130	0,38	0,200	1,12	0,154	2,40	0,072	5,30	0,032	8,20	0,015
0,10	0,136	0,39	0,200	1,13	0,152	2,50	0,069	5,40	0,032	8,30	0,014
0,11	0,141	0,40	0,200	1,14	0,151	2,60	0,066	5,50	0,031	8,40	0,014
0,12	0,147	0,41	0,200	1,15	0,150	2,70	0,064	5,60	0,031	8,50	0,014
0,13	0,153	0,42	0,200	1,16	0,148	2,80	0,061	5,70	0,030	8,60	0,013
0,14	0,158	0,43	0,200	1,17	0,147	2,90	0,059	5,80	0,029	8,70	0,013
0,15	0,164	0,44	0,200	1,18	0,146	3,00	0,057	5,90	0,028	8,80	0,013
0,16	0,169	0,45	0,200	1,19	0,145	3,10	0,055	6,00	0,027	8,90	0,012
0,17	0,175	0,46	0,200	1,20	0,143	3,20	0,054	6,10	0,027	9,00	0,012
0,18	0,180	0,47	0,200	1,21	0,142	3,30	0,052	6,20	0,026	9,10	0,012
0,19	0,186	0,48	0,200	1,22	0,141	3,40	0,051	6,30	0,025	9,20	0,012
0,20	0,192	0,49	0,200	1,23	0,140	3,50	0,049	6,40	0,024	9,30	0,011
0,21	0,197	0,50	0,200	1,24	0,139	3,60	0,048	6,50	0,023	9,40	0,011
0,22	0,200	0,60	0,200	1,25	0,138	3,70	0,046	6,60	0,023	9,50	0,011
0,23	0,200	0,70	0,200	1,26	0,137	3,80	0,045	6,70	0,022	9,60	0,011
0,24	0,200	0,80	0,200	1,27	0,135	3,90	0,044	6,80	0,021	9,70	0,010
0,25	0,200	0,90	0,191	1,28	0,134	4,00	0,043	6,90	0,021	9,80	0,010
0,26	0,200	1,00	0,172	1,29	0,133	4,10	0,042	7,00	0,020	9,90	0,010
0,27	0,200	1,01	0,170	1,30	0,132	4,20	0,041	7,10	0,020	10,00	0,010
0,28	0,200	1,02	0,169	1,40	0,123	4,30	0,040	7,20	0,019		
0,29	0,200	1,03	0,167	1,50	0,115	4,40	0,039	7,30	0,019		

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.7: Espectro de Diseño para el Centro de Salud Lajas



Fuente: Elaboración Propia

Finalmente, el espectro que se cargara al programa Cypecad se detalla de la siguiente manera.

Para el cargado al programa cypecad hay que ajustarlo el espectro de diseño, ya que el espectro será cargado por el método general al cypecad c.2018.m

Para ello a los valores de la aceleración se modifica con la siguiente formula:

$$S_d(T) = \frac{\alpha(T) * A}{\mu}$$

Donde:

$S_d(T)$ = ordenadas del espectro de diseño

$\alpha(T)$ = ordenadas específicas en la tabla de valores introducidos

A = Aceleración

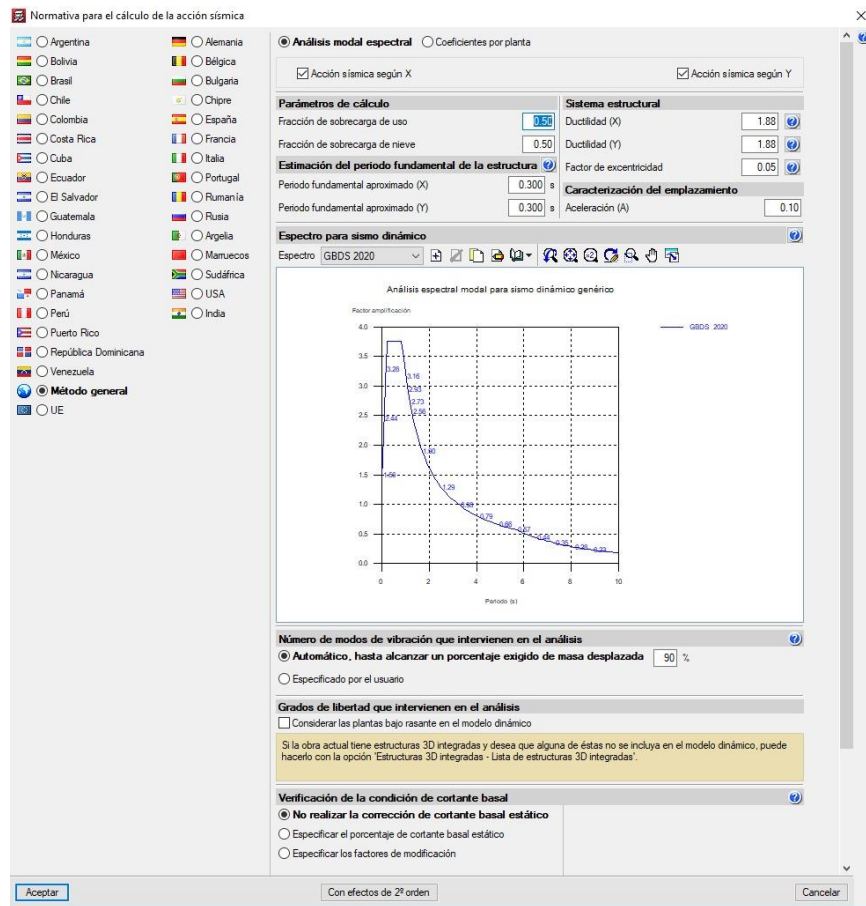
μ = ductilidad o factor de comportamiento

Para nuestro caso los valores sería:

$$S_d(T) = \left(\frac{S_a}{S_0}\right) * R$$

Donde los valores son los siguientes S_a es la aceleración varía en función periodo, la aceleración sísmica es de $S_0 = 0,10$ y el factor de reducción sísmica de diseño es $R = 1,875$

Figura 4.8: Ventana del cargado del espectro a Cypecad



Fuente: cypecad v.2018.m

4.5 Cortante Basal

4.5.1 Cortante Estático

El cortante basal estático en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis. Los cortantes son extraídos del **anexo 8 Justificación Sísmica**

- *Cortante estático en dirección X*

$$V_{S,X} = 996,797 \text{ kN}$$

- *Cortante estático en dirección Y*

$$V_{S,Y} = 996,797 \text{ kN}$$

4.5.2 Cortante Dinámico

El cortante basal dinámico (V_d), por la dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

- *Cortante Dinámico en dirección X*

$$V_{d.X} = 860,061 \text{ kN}$$

- *Cortante Dinámico en dirección Y*

$$V_{d.Y} = 839,657 \text{ kN}$$

4.5.3 Corrección de Cortante Basal

Según la GBDS 2020 en su apartado 8.2.5 indica que cuando la respuesta combinada para el cortante basal modal V_t , resulte menor que el 100% del cortante basal V , debe realizarse una corrección incrementando las fuerzas mediante el siguiente factor de escala.

$$\text{Factor de escala} = \frac{V}{V_t}$$

Según la norma Colombiana NSR-10 Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Cuando el valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj} , obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j , sea menor que el 80% para estructuras regulares, o que el 90% para estructuras irregulares.

- *Para estructuras regulares*

$$0,80 \cdot \frac{V_s}{V_{tj}}$$

- *Para estructuras irregulares*

$$0,90 \cdot \frac{V_s}{V_{tj}}$$

De igual manera las normas de países limítrofes, por ejemplo. Perú Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, Ecuador Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente.

Establecen que el ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico. El valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser:

- No puede ser menor que el 80% para estructuras regulares,
- ni menor que el 90% para estructura irregulares.

Para el nuestro como se trata de una estructura regular se procede afectar por el 80%

Remplazando:

$$0,80 \cdot \frac{996,797 \text{ kN}}{860,061 \text{ kN}} < 1$$

0,92 < 1 "Cumplimos con el cortante Basal"

4.6 Corrección de Derivas

Según la GBDS 2020 la corrección de la deriva, relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso y la altura de piso, no debe ser mayor a la especificación de la siguiente tabla.

Tabla N°4.7: Máxima deriva de piso

Material predominante	$\Delta_i = \delta_i/h_i$
Hormigón armado	0.012
Muros de ductilidad limitada	0.005
Acero	0.010
Albañilería confinada y/o armada	0.004
Madera	0.007

Fuente: GBDS 2020 Tabla 7-4

Para el cálculo de las derivas se procede a extraer la distorsión de los pilares bajo las situaciones sísmicas.

Tabla N°4.8: Derivas de Piso para Situaciones Sísmicas

PLANTA	SITUACIONES SÍSMICAS ⁽¹⁾		ELEVACIONES		FACTORES		DESP. ABS.	
	Dirección X	Dirección Y	COTA	H piso	"X"	"Y"	"X"	"Y"
PL. CUBIERTA	1 / 396	1 / 870	6,79	0,87	396	870	0,0022	0,0010

PL. DINTEL	1 / 577	1 / 947	5,92	2,65	577	947	0,0046	0,0028
PL. Alta	1 / 347	1 / 520	3,27	1,35	347	520	0,0039	0,0026
PL. Descanso	1 / 322	1 / 200	1,92	2,12	322	200	0,0066	0,0106
PL. Baja	1 / 515	1 / 545	0,20	1,80	515	545	0,0035	0,0033

Fuente: Elaboración propia

Para comprobar si se cumple las derivas se procede con la siguiente relación entre el desplazamiento absoluto y la altura de piso.

$$\Delta = \frac{A_{abs}}{h}$$

Tabla N°4.9: Comprobación de derivas de piso

DERIVAS		LÍMITES		VERIFICACIÓN	
"X"	"Y"	"X"	"Y"	"X"	"Y"
0,0025	0,0011	0,012	0,012	CUMPLE	CUMPLE
0,0017	0,0011	0,012	0,012	CUMPLE	CUMPLE
0,0029	0,0019	0,012	0,012	CUMPLE	CUMPLE
0,0031	0,0050	0,012	0,012	CUMPLE	CUMPLE
0,0019	0,0018	0,012	0,012	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

4.7 Corrección por Efectos P-Delta

Según el apartado 8.1.14 de la GBDS 2020 Los efectos P-Delta en cortantes y momentos de piso, así como las derivas de piso inducidas por efectos, no se necesitan ser considerados cuando el coeficiente de estabilidad (θ), determinado por la siguiente ecuación, es igual a o menor que 0,10

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d}$$

Donde:

P_x = Carga de diseño vertical total en y por encima del nivel x , para su cálculo los factores de carga individuales no necesitan ser mayores a 1.

V_x = Fuerza cortante sísmica actuando entre los niveles x y $x - 1$

h_{sx} = Altura de piso por debajo del nivel x

El coeficiente de estabilidad no debe ser mayor que:

$$\theta_{m\acute{a}x} = \frac{0,5}{\beta \cdot C_d} \leq 0,25$$

Siendo β la relación entre la demanda y la capacidad a cortante para el piso entre los niveles x y $x - 1$. Conservadoramente, esta relación puede tomarse igual a 1

Cuando el coeficiente de estabilidad es mayor a 0,10 pero menor o igual a $\theta_{m\acute{a}x}$, el incremento relacionado a los efectos P-Delta sobre los desplazamiento y fuerzas será determinado por un análisis racional. Alternativamente, se permite multiplicar los desplazamientos y fuerzas por “ $1/(1 - \theta)$ ”

Cuando θ es mayor que $\theta_{m\acute{a}x}$, la estructura es potencialmente inestable y debe ser rediseñada

Una vez obtenida la deriva, peso sísmico del piso y Cortante sísmico. Se procede a reemplazar la siguiente ecuación, previamente se calculó el factor C_d

$$C_d = C_{d0} \cdot I_a \cdot I_p$$

$$C_d = 4,50 \cdot 0,75 \cdot 0,75 = 2,531$$

Se procedió a reemplazar a la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d}$$

Tabla N°4.10: Efectos P-Delta en Dirección “X”

PISO	Psísmico	V _{piso}	I _e	Desp. Relativo	H _{piso}	C _d	θ _x	θ _{xlím.}	Verificación
	(kN)	(kN)			(m)				
PL. CUBIERTA	1381,965	321,969	1,50	0,00220	0,87	2,53	0,006	0,10	CUMPLE
PL. DINTEL	54,106	9,079	1,50	0,00459	2,65	2,53	0,006	0,10	CUMPLE
PL. Alta	3495,501	528,681	1,50	0,00389	1,35	2,53	0,011	0,10	CUMPLE
PL. Descanso	65,703	0,332	1,50	0,00658	2,12	2,53	0,364	0,10	NO CUMPLE
PL. Baja	4997,274	0,000	1,50	0,00350	1,80	2,53	0,000	0,10	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°4.11: Efectos P-Delta en Dirección “Y”

PISO	Psismico	V _{plano}	I _e	Desp. Relativo	H _{plano}	C _d	θ _y	θ _{ylím.}	Verificacion
	(kN)	(kN)			(m)				
PL. CUBIERTA	1381,965	256,547	1,50	0,0010	0,87	2,53	0,0037	0,10	CUMPLE
PL. DINTEL	54,106	9,418	1,50	0,0028	2,65	2,53	0,0036	0,10	CUMPLE
PL. Alta	3495,501	562,653	1,50	0,0026	1,35	2,53	0,0071	0,10	CUMPLE
PL. Descanso	65,703	11,039	1,50	0,0106	2,12	2,53	0,0176	0,10	CUMPLE
PL. Baja	4997,274	0,000	1,50	0,0033	1,80	2,53	0,0000	0,10	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Si bien en la dirección “X” en la Planta de Descanso no cumple, eso se debe a que existe un cambio de rigidez debido a la losa de descanso de la escalera.

$$\theta_{m\acute{a}x} = \frac{0,5}{\beta \cdot C_d} \leq 0,25$$

$$\theta_{m\acute{a}x} = \frac{0,5}{1 \cdot 2,531} \leq 0,25$$

$$\theta_{m\acute{a}x} = 0,20 \leq 0,25 \text{ "Cumple"}$$

Se procedió a reemplazar a la siguiente ecuación:

$$Coef = \frac{1}{(1 - \theta)}$$

Tabla N°4.12: Efecto de Segundo Orden

PISO	θ _x	Coef.X	θ _y	Coef.Y
PL. CUBIERTA	0,0064	1,0065	0,0037	1,0037
PL. DINTEL	0,0061	1,0062	0,0036	1,0036
PL. Alta	0,0113	1,0114	0,0071	1,0071
PL. Descanso	0,3642	1,5729	0,0176	1,0180
PL. Baja	0,0000	1,0000	0,0000	1,0000

Fuente: Elaboración propia

4.8 Curvas de Pseudo Aceleraciones, Pseudo Velocidades y Pseudo Desplazamientos

- El espectro de Pseudo Aceleraciones es el de Diseño del proyecto determinado previamente.

- El espectro de Pseudo Velocidades es calculado con la siguiente expresión.

$$v = \frac{T}{2 * \pi} * a$$

- El espectro de Pseudo Desplazamientos es calculado con la siguiente expresión.

$$x = \left(\frac{T}{2 * \pi} \right)^2 * a$$

Tabla N°4.13: Puntos de Curvas de Aceleraciones, Velocidades y Desplazamiento

Peri odo	Aceler ación	Velo cida d	Desplaz amiento	Peri odo	Aceler ación	Veloc idad	Desplaz amiento	Perio do	Aceler ación	Velo cida d	Despl azami ento
T (s)	Sa (m/s ²)	Sv (m/s)	Sd (m)	T (s)	Sa (m/s ²)	Sv (m/s)	Sd (m)	T (s)	Sa (m/s ²)	Sv (m/s)	Sd (m)
0,00	0,080	0,000	0,000	1,03	0,167	0,027	0,437	4,30	0,04	0,03	1,82
0,02	0,091	0,000	0,000	1,04	0,165	0,027	0,441	4,40	0,04	0,03	1,87
0,03	0,097	0,000	0,000	1,05	0,164	0,027	0,446	4,50	0,04	0,03	1,91
0,04	0,102	0,001	0,000	1,06	0,162	0,027	0,450	4,60	0,04	0,03	1,95
0,05	0,108	0,001	0,001	1,07	0,161	0,027	0,454	4,70	0,04	0,03	1,99
0,06	0,113	0,001	0,001	1,08	0,159	0,027	0,458	4,80	0,04	0,03	2,04
0,07	0,119	0,001	0,001	1,09	0,158	0,027	0,463	4,90	0,04	0,03	2,08
0,08	0,125	0,002	0,002	1,10	0,156	0,027	0,467	5,00	0,03	0,03	2,12
0,09	0,130	0,002	0,003	1,11	0,155	0,027	0,471	5,10	0,03	0,03	2,16
0,10	0,136	0,002	0,003	1,12	0,154	0,027	0,475	5,20	0,03	0,03	2,21
0,11	0,141	0,002	0,004	1,13	0,152	0,027	0,480	5,30	0,03	0,03	2,25
0,12	0,147	0,003	0,005	1,14	0,151	0,027	0,484	5,40	0,03	0,03	2,29
0,13	0,153	0,003	0,006	1,15	0,150	0,027	0,488	5,50	0,03	0,03	2,33
0,14	0,158	0,004	0,008	1,16	0,148	0,027	0,492	5,60	0,03	0,03	2,38
0,15	0,164	0,004	0,009	1,17	0,147	0,027	0,497	5,70	0,03	0,03	2,42
0,16	0,169	0,004	0,011	1,18	0,146	0,027	0,501	5,80	0,03	0,03	2,43
0,17	0,175	0,005	0,012	1,19	0,145	0,027	0,505	5,90	0,03	0,03	2,43
0,18	0,180	0,005	0,014	1,20	0,143	0,027	0,509	6,00	0,03	0,03	2,43
0,19	0,186	0,006	0,017	1,21	0,142	0,027	0,514	6,10	0,03	0,03	2,43
0,20	0,192	0,006	0,019	1,22	0,141	0,027	0,518	6,20	0,03	0,03	2,43
0,21	0,197	0,007	0,021	1,23	0,140	0,027	0,522	6,30	0,02	0,02	2,43
0,22	0,200	0,007	0,024	1,24	0,139	0,027	0,526	6,40	0,02	0,02	2,43
0,23	0,200	0,007	0,026	1,25	0,138	0,027	0,530	6,50	0,02	0,02	2,43
0,24	0,200	0,008	0,028	1,26	0,137	0,027	0,535	6,60	0,02	0,02	2,43
0,25	0,200	0,008	0,031	1,27	0,135	0,027	0,539	6,70	0,02	0,02	2,43
0,26	0,200	0,008	0,033	1,28	0,134	0,027	0,543	6,80	0,02	0,02	2,43
0,27	0,200	0,009	0,036	1,29	0,133	0,027	0,547	6,90	0,02	0,02	2,43
0,28	0,200	0,009	0,039	1,30	0,132	0,027	0,552	7,00	0,02	0,02	2,43
0,29	0,200	0,009	0,042	1,40	0,123	0,027	0,594	7,10	0,02	0,02	2,43

0,30	0,200	0,010	0,044	1,50	0,115	0,027	0,637	7,20	0,02	0,02	2,43
0,31	0,200	0,010	0,047	1,60	0,108	0,027	0,679	7,30	0,02	0,02	2,43
0,32	0,200	0,010	0,051	1,70	0,101	0,027	0,721	7,40	0,02	0,02	2,43
0,33	0,200	0,011	0,054	1,80	0,096	0,027	0,764	7,50	0,02	0,02	2,43
0,34	0,200	0,011	0,057	1,90	0,091	0,027	0,806	7,60	0,02	0,02	2,43
0,35	0,200	0,011	0,060	2,00	0,086	0,027	0,849	7,70	0,02	0,02	2,43
0,36	0,200	0,011	0,064	2,10	0,082	0,027	0,891	7,80	0,02	0,02	2,43
0,37	0,200	0,012	0,068	2,20	0,078	0,027	0,934	7,90	0,02	0,02	2,43
0,38	0,200	0,012	0,071	2,30	0,075	0,027	0,976	8,00	0,02	0,02	2,43
0,39	0,200	0,012	0,075	2,40	0,072	0,027	1,019	8,10	0,02	0,02	2,43
0,40	0,200	0,013	0,079	2,50	0,069	0,027	1,061	8,20	0,01	0,02	2,43
0,41	0,200	0,013	0,083	2,60	0,066	0,027	1,103	8,30	0,01	0,02	2,43
0,42	0,200	0,013	0,087	2,70	0,064	0,027	1,146	8,40	0,01	0,02	2,43
0,43	0,200	0,014	0,091	2,80	0,061	0,027	1,188	8,50	0,01	0,02	2,43
0,44	0,200	0,014	0,096	2,90	0,059	0,027	1,231	8,60	0,01	0,02	2,43
0,45	0,200	0,014	0,100	3,00	0,057	0,027	1,273	8,70	0,01	0,02	2,43
0,46	0,200	0,015	0,104	3,10	0,055	0,027	1,316	8,80	0,01	0,02	2,43
0,47	0,200	0,015	0,109	3,20	0,054	0,027	1,358	8,90	0,01	0,02	2,43
0,48	0,200	0,015	0,114	3,30	0,052	0,027	1,400	9,00	0,01	0,02	2,43
0,49	0,200	0,016	0,118	3,40	0,051	0,027	1,443	9,10	0,01	0,02	2,43
0,50	0,200	0,016	0,123	3,50	0,049	0,027	1,485	9,20	0,01	0,02	2,43
0,60	0,200	0,019	0,178	3,60	0,048	0,027	1,528	9,30	0,01	0,02	2,43
0,70	0,200	0,022	0,242	3,70	0,046	0,027	1,570	9,40	0,01	0,02	2,43
0,80	0,200	0,025	0,316	3,80	0,045	0,027	1,613	9,50	0,01	0,02	2,43
0,90	0,191	0,027	0,382	3,90	0,044	0,027	1,655	9,60	0,01	0,02	2,43
1,00	0,172	0,027	0,424	4,00	0,043	0,027	1,698	9,70	0,01	0,02	2,43
1,01	0,170	0,027	0,429	4,10	0,042	0,027	1,740	9,80	0,01	0,02	2,43
1,02	0,169	0,027	0,433	4,20	0,041	0,027	1,782	9,90	0,01	0,02	2,43
								10,00	0,01	0,02	2,43

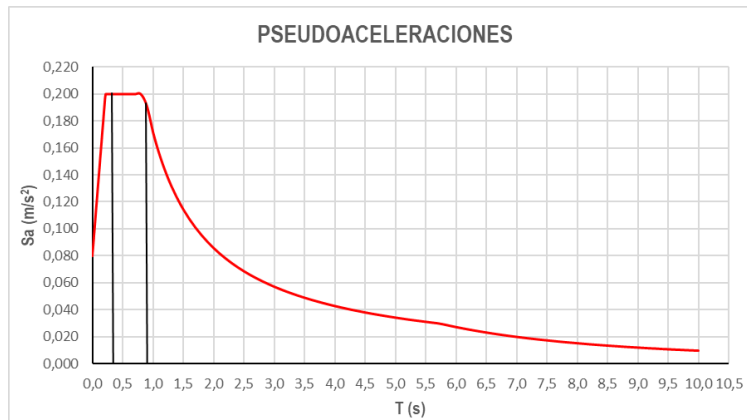
Fuente: Elaboración propia

Según se presenta en la justificación sísmica, *ver anexo 8*, donde se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos de vibración.

El rango de los periodos donde se presenta la mayor masa desplazada de la estructura es de:

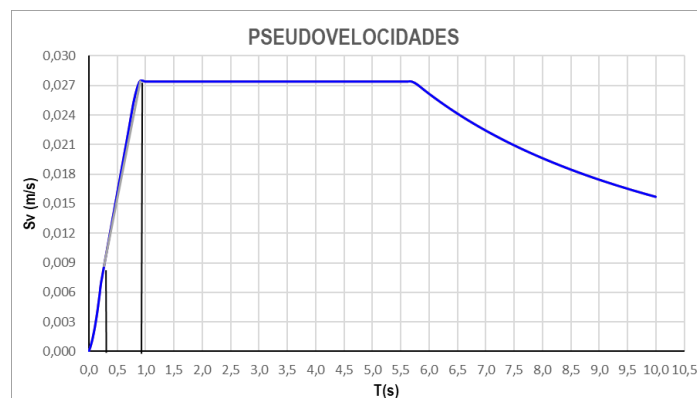
$$T = 0,403 \text{ a } 0,905 \text{ segundos}$$

Figura 4.9: Curva de Pseudo Aceleraciones



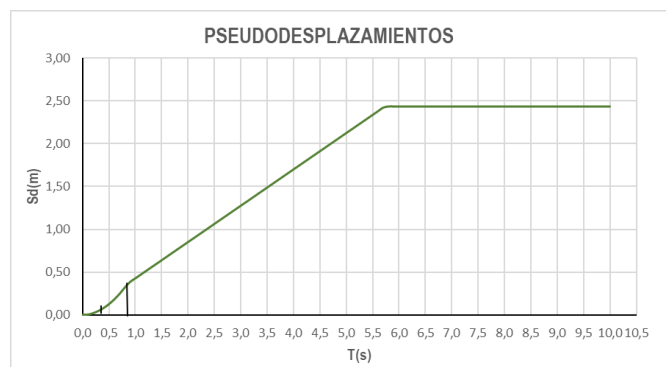
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.10: Curva de Pseudo Velocidades



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.11: Curva de Pseudo Desplazamientos



Fuente: Elaboración propia

4.9 Interacción Suelo estructura con SAFE v.2016

Para el cálculo de la zapata a verificar se, necesita conocer previamente el Módulo de Reacción del suelo. (Coeficiente de Balasto). En este caso se procede con el cálculo de manera teórica ya que para la obtención necesariamente se necesita realizar el *Ensayo Plato de Carga*.

Si bien existen relaciones que permiten obtener el coeficiente de Balastos relacionando la capacidad admisible del suelo como se muestra en la siguiente tabla de su autor Nelson Morrison.

Tabla N°4.14: Módulo de Reacción del Suelo

MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO					
Esf. Adm.	Winkler.	Esf. Adm.	Winkler.	Esf. Adm.	Winkler.
kg/cm ²	kg/cm ³	kg/cm ²	kg/cm ³	kg/cm ²	kg/cm ³
0,25	0,65	1,55	3,19	2,85	5,7
0,3	0,78	1,6	3,28	2,9	5,8
0,35	0,91	1,65	3,37	2,95	5,9
0,4	1,04	1,7	3,46	3	6
0,45	1,17	1,75	3,55	3,05	6,1
0,5	1,3	1,8	3,64	3,1	6,2
0,55	1,39	1,85	3,73	3,15	6,3
0,6	1,48	1,9	3,82	3,2	6,4
0,65	1,57	1,95	3,91	3,25	6,5
0,7	1,66	2	4	3,3	6,6
0,75	1,75	2,05	4,1	3,35	6,7
0,8	1,84	2,1	4,2	3,4	6,8
0,85	1,93	2,15	4,3	3,45	6,9
0,9	2,02	2,2	4,4	3,5	7
0,95	2,11	2,25	4,5	3,55	7,1
1	2,2	2,3	4,6	3,6	7,2
1,05	2,29	2,35	4,7	3,65	7,3
1,1	2,38	2,4	4,8	3,7	7,4
1,15	2,47	2,45	4,9	3,75	7,5
1,2	2,56	2,5	5	3,8	7,6
1,25	2,65	2,55	5,1	3,85	7,7
1,3	2,74	2,6	5,2	3,9	7,8
1,35	2,83	2,65	5,3	3,95	7,9
1,4	2,92	2,7	5,4	4	8
1,45	3,01	2,75	5,5		

1,5	3,1	2,8	5,6		
-----	-----	-----	-----	--	--

Fuente: Elaboración propia

Según el estudio de Suelos la capacidad admisible es de: $1,90 \text{ kg/cm}^2$, como se pretende fundar a una profundidad de 2 m se necesita conocer las características de suelo a dicha profundidad, en la descripción estratigráfica se detalla que se trata de una mezcla de gravas, arenas y arcilla.

Procedimiento para el Cálculo del Módulo de Reacción del Suelo.

Para el método que se desarrollara es necesario conocer el número de golpes del SPT corregido este dato es extraído del estudio de suelos como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla N°4.15: N₆₀ Para Suelos Cohesivos Punto N°1 y Punto N°2

N₆₀ para suelos cohesivos Punto N°1					
Prof. (m)	USCS	Suelos de:	Comportamiento.	N spot (golpes)	N₆₀
1-1,45	CL	Cohesión alta	No Drenado	6	4,95
2-2,45	GC			23	18,98
3-3,45	-	Cohesión baja	Drenado	>51	R
N₆₀ para suelos cohesivos Punto N°2					
Prof. (m)	USCS	Suelos de:	Comportamiento.	N spot (golpes)	N₆₀
1-1,45	SM	No cohesivos	No Drenado	8	6,60
2-2,45	CL			6	4,95
3-3,45	GC			29	23,93

Fuente: Elaboración propia

Como se tienen dos puntos se promedió el número de golpes corregido por lo que se tiene.

$$N_{60} = 15,29 \text{ (SPT)}$$

Coefficiente de Balasto Vertical

La expresión a usar es:

$$kv_1 = (Nc * 0,04)^{4,3} + Nc * 0,25$$

Donde:

kv_1 = Coef. De Balasto vertical

N_c = Número de golpes del SPT (corregido)

Coefficiente de Balasto Horizontal

En la parte ingenieril es coeficiente que interesa conocer el valor del coeficiente de balasto horizontal " kh " En suelo cohesivos, este parámetro puede ser aproximado a partir de la siguiente expresión.

$$kh = \frac{kv_1}{1,50} \quad (\text{Para una placa de 1 pie de ancho})$$

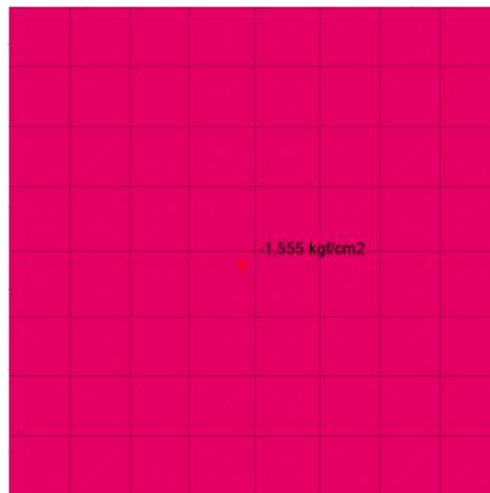
Reemplazando:

$$kv_1 = (15,29 * 0,04)^{4,3} + 15,29 * 0,25 = 3,94 \frac{kg/cm^2}{cm}$$

$$kh = \frac{3,94}{1,50} = 2,63 \frac{kg/cm^2}{cm}$$

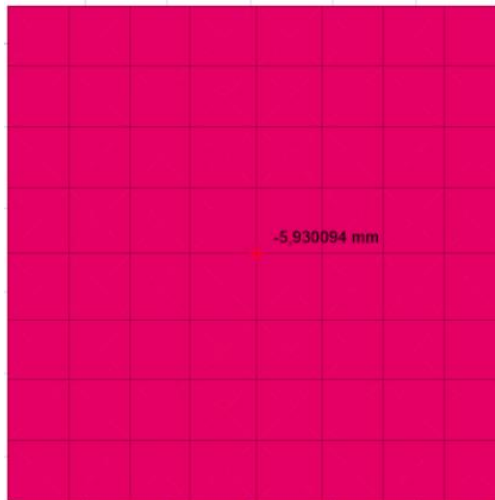
Modelación de la Zapata más Solicitada.

Figura 4.12: Presiones del Suelo bajo cargas de Servicio



Fuente: Elaboración propia, Safe.2016.

Figura 4.13: Asentamiento Bajo la Zapata más Solicitada



Fuente: Elaboración propia, Safe.2016.