

Contenido

1. ANTECEDENTES	6
1.1. El problema	6
1.2. Objetivos	8
1.2.1. General	8
1.2.2. Específicos	8
1.3. Justificación	8
1.3.1. Técnica	8
1.3.2. Académica	8
1.3.3. Social	8
1.4. Alcance del proyecto	9
1.4.1. Planteamiento estructural	9
1.4.2. Aporte académico	10
1.4.3. Restricciones	10
1.5. Localización	10
2. MARCO TEÓRICO	12
2.1 Estudio de suelos	12
2.2 Estudio Topográfico	18
2.3 Diseño arquitectónico	19
2.4 Idealización de las estructuras	22
2.4.1 Sustentación de la edificación	22
2.4.2 Fundación	22
2.4.3 Sustentación de la cubierta	22
2.5 Diseño estructural	23
2.5.1 Estructura de sustentación de la edificación	24
2.5.2 Fundaciones y escaleras	41
2.5.3 Estructura de sustentación de la cubierta	49
3. INGENIERÍA DEL PROYECTO	51
3.1 Análisis de estudios de suelos	51
3.2 Análisis de estudio topográfico	52
3.3 Planteamiento estructural	53

3.3.1 Estructura de la cubierta.....	54
3.3.2 Estructura de la edificación.....	54
3.3.3 Fundaciones y Escaleras	56
3.4 Análisis, calculo y diseño estructural	57
3.4.1 Estructura de sustentación de la cubierta.....	57
3.4.2 Estructura de sustentación de la edificación.....	57
3.4.3 Fundaciones y Escaleras	75
3.5 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.....	85
3.5.1 Especificaciones técnicas.....	85
3.5.2 Precios unitarios	86
3.5.3 Cómputos métricos.....	86
3.5.4 Presupuesto general	86
3.5.5 Cronograma de actividades.....	87
4. APORTE ACADÉMICO.....	88
4.1 Marco conceptual del aporte	88
4.2 Marco teórico o alcance del aporte	89
4.3 Producto o aporte.....	91
4.4 Guía para la utilización	93
4.5 Conclusiones y recomendaciones.....	102
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	104
BIBLIOGRAFÍA	105

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1 Población de Yesera Norte	6
Cuadro 2 Población de Yesera por edad y sexo.	6
Cuadro 3 Proyección de población de ambos sexos para Tarija, según edad, 2012-2020.	8
Cuadro 4 Terminología del sistema unificado.....	17
Cuadro 5 Resistencia del suelo mediante Terzaghi.	18
Cuadro 6 Relación entre Escala, pendiente del terreno y separación de las curvas de nivel en el plano.....	19
Cuadro 7: Coeficiente de mayoración.	25
Cuadro 8: Valores límites.	27
Cuadro 9: Cuantías geométricas mínimas.	28
Cuadro 10: Tabla universal para flexión simple o compuesta.....	29
Cuadro 11: Longitud de pandeo $\ell_0=k*\ell$ de las piezas aisladas	35
Cuadro 12: Valores de la constante β , para el cálculo de la excentricidad ficticia	41
Cuadro 13 Análisis de suelos.	52
Cuadro 14: Momentos flectores para viguetas pretensadas.....	67
Cuadro 15 Ficha técnica de viguetas pretensadas.	67
Cuadro 16 Ficha técnica descriptiva de viguetas.....	68
Cuadro 17 Dimensiones del complemento.....	68
Cuadro 18 Gastos generales y beneficios sociales.	86
Cuadro 19 Dimensiones de placas aislantes.	90
Cuadro 20 Valor de la resistencia térmica en función del espesor.....	92
Cuadro 21 Unidades de conductividad térmica.....	92
Cuadro 22 Comparación de los aislantes en función a sus características.	93
Cuadro 23 Clasificación de aislantes en función a método de instalación.	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa de Tarija.	11
Figura 2 Ubicación geográfica del lugar.	11
Figura 3 Composición del suelo.	13
Figura 4 Estructura del suelo.	13
Figura 5 Límites de Atterberg.	15
Figura 6 Curvas de nivel.	18
Figura 7 Vista planta baja.	20
Figura 8 Vista planta alta.	21
Figura 9 Idealización de las estructuras.	22
Figura 10 Idealización de la losa.	22
Figura 11 Esquema de normas de diseño.	24
Figura 12 Viga de hormigón armado.	27
Figura 13 Colocación de varillas en diferentes secciones.	32
Figura 14: Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k)	36
Figura 15: Pórticos intraslacionales (para obtener el valor de k)	36
Figura 16 Solicitaciones presentes en una zapata aislada.	41
Figura 17 Momento de diseño en zapatas.	45
Figura 18 Huella y contrahuella en escaleras.	47
Figura 19 Esfuerzo en tiros de escaleras.	48
Figura 20 Reacciones en apoyos de escaleras.	48
Figura 21 Diagrama de fuerzas normales.	49
Figura 22 Ábacos para la determinación de la capacidad portante del suelo.	51
Figura 23 Ubicación de pozos.	52
Figura 24 Plano topográfico y emplazamiento.	53
Figura 25 Planteamiento estructural de la edificación.	54
Figura 26 Escalera vista en planta.	56
Figura 27 Escalera vista en perfil.	57
Figura 28 Ilustración de cargas en vigas.	58
Figura 29 Detalle de armadura de vigas.	62
Figura 30 Imagen ilustrativa de losa.	64

Figura 31 Ilustración de losas.....	65
Figura 32 Imagen ilustrativa de losas y viguetas con complementos.....	68
Figura 33 Ubicación de columna de comprobación.....	69
Figura 34 Detalle de armadura de columnas.....	74
Figura 35 Disposición de zapatas.....	75
Figura 36 Referencia de escalera de cálculo.....	79
Figura 37 Idealización de la escalera.....	81
Figura 38 Características Geométricas de la escalera.....	84
Figura 39 Detalle de armaduras de escaleras.....	85
Figura 40 Colocación de poliestireno.....	89
Figura 41 Colocación de poliuretano.....	91
Figura 42 Fachada con asilamiento interior.....	95
Figura 43 Fachada de aislamiento exterior y revestimiento continuo.....	96
Figura 44 Fachada ventilada.....	97
Figura 45 Fachada con cámara para inyección.....	98
Figura 46 Cubierta ligera.....	99
Figura 47 Aislamiento por debajo de losa.....	101
Figura 48 Aislamiento por encima de losa.....	102

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema

Existe el diseño arquitectónico, pero no se cuenta con el diseño de la estructura de sustentación. La falta de infraestructura adecuada para los estudiantes de la unidad educativa “Yesera Norte” es un problema significativo ya que no se cuenta con ambientes suficientes que puedan recibir a los estudiantes de la comunidad.

En la zona de Yesera Norte y zonas aledañas, la mayoría de los habitantes son de escasos recursos económicos por lo tanto muchos de ellos no tienen los recursos económicos necesarios para enviar a sus hijos a colegios de nuestra ciudad, en vista de esto nace la necesidad de construir un colegio que reúna las condiciones necesarias para albergar a las personas en edad escolar.

El Colegio de Yesera Norte se pretende que sea una obra de una magnitud considerable, que pueda atender a un número significativo de personas, tomando en cuenta que la población el crecimiento de la población.

La mayor densidad población se encuentra en la provincia Cercado alrededor de 74 personas por kilómetro cuadrado. Respecto al censo de 1992, la provincia Cercado incremento su densidad población en 96 habitantes por km².

La población que se beneficiará con el colegio de Yesera Norte es la que se indica en las tablas que se muestran a continuación, toda esta información se obtuvo del INE (Instituto Nacional de Estadísticas):

Edad	0-9	10-19	20-29	30-39	40-49	50-59	60-69	70-79	80-89
Pob.	197	166	101	101	69	35	23	10	4

Cuadro 1 Población de Yesera Norte

Fuente: Instituto Nacional de Estadística

Edad	0-9	10-19	20-29	30-39	40-49	50-59	60-69	70-79	80-89
Hombres	116	91	54	54	36	20	10	6	1
Mujeres	81	75	47	47	33	15	13	4	3

Cuadro 2 Población de Yesera por edad y sexo.

Fuente: Elaboración Propia.

El crecimiento de la población en edad escolar ha generado en los últimos años que la oferta de infraestructura de muchas unidades educativas, entre ellas la Unidad Educativa Yesera Norte, quede reducida ante la demanda de alumnos que se incorporan año a año para inscribirse en diferentes niveles de curso por lo que se presenta la migración de estudiantes a otros colegios por la falta de infraestructura.

EDAD	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020
Total	503.608	513.512	523.459	533.429	543.405	553.373	563.342	573.331	583.330
0-4	57.374	58.506	59.471	60.189	60.573	60.526	60.494	60.432	60.358
0	12.096	12.059	12.080	12.078	12.061	12.030	12.008	12.001	11.988
1	11.687	12.093	12.059	12.084	12.086	12.071	12.043	12.023	12.020
2	11.387	11.710	12.116	12.085	12.110	12.113	12.101	12.076	12.052
3	11.177	11.424	11.747	12.151	12.120	12.148	12.151	12.138	12.116
4	11.027	11.220	11.469	11.791	12.196	12.164	12.191	12.194	12.182
5-9	53.520	54.316	55.117	55.999	57.053	58.374	59.505	60.472	61.192
5	10.917	11.073	11.265	11.514	11.836	12.238	12.209	12.235	12.239
6	10.822	10.961	11.117	11.309	11.557	11.880	12.280	12.252	12.276
7	10.721	10.868	11.005	11.162	11.354	11.602	11.924	12.324	12.297
8	10.599	10.767	10.916	11.052	11.208	11.399	11.648	11.967	12.367
9	10.461	10.647	10.814	10.962	11.098	11.255	11.444	11.694	12.013
10-14	51.242	51.439	51.933	52.636	53.438	54.261	55.068	55.879	56.774
10	10.319	10.491	10.675	10.844	10.993	11.130	11.286	11.476	11.726
11	10.209	10.327	10.502	10.688	10.856	11.004	11.146	11.303	11.493
12	10.168	10.220	10.339	10.514	10.702	10.873	11.021	11.164	11.321
13	10.218	10.178	10.232	10.350	10.527	10.717	10.887	11.037	11.182
14	10.328	10.223	10.185	10.240	10.360	10.537	10.728	10.899	11.052
15-19	52.395	51.905	51.272	50.648	50.243	50.181	50.497	51.108	51.926
15	10.468	10.274	10.173	10.142	10.201	10.324	10.509	10.702	10.877
16	10.570	10.353	10.165	10.073	10.051	10.117	10.246	10.442	10.642
17	10.590	10.450	10.244	10.064	9.980	9.966	10.041	10.177	10.381
18	10.483	10.468	10.336	10.139	9.967	9.893	9.887	9.973	10.114

19	10.284	10.360	10.354	10.230	10.044	9.881	9.814	9.814	9.912
----	--------	--------	--------	--------	--------	-------	-------	-------	-------

Cuadro 3 Proyección de población de ambos sexos para Tarija, según edad, 2012-2020.

Fuente: Instituto Nacional de estadística (INE).

1.2. Objetivos

1.2.1. General

- Diseñar la estructura de sustentación del colegio “Yesera Norte” de la comunidad de Yesera Norte de la provincia Cercado, mediante la utilización de programas informáticos de diseño estructural, para dar solución a la problemática actual de la comunidad en cuanto a la falta de infraestructura educativa.

1.2.2. Específicos

- Modelar la estructura mediante la utilización del programa informático Cypecad para el diseño de los elementos estructurales y verificación manual.
- Realizar el estudio de suelos para determinar la capacidad portante del suelo de fundación.
- Realizar las especificaciones técnicas de la obra.
- Realizar cálculos métricos y rendimientos de mano de obra.
- Realizar los precios unitarios, cronograma de actividades.
- Realizar los planos estructurales.
- Estimar el costo económico aproximado del emplazamiento de la obra.

1.3. Justificación

1.3.1. Técnica

La necesidad de tener un diseño estructural es muy importante para definir la alternativa más viable para plantear como propuesta de proyecto.

1.3.2. Académica

El desarrollo del proyecto colaborara a la profundización y aplicación de los conocimientos adquiridos en el transcurso de la carrera, además que permite al estudiante el desarrollo de habilidades en el diseño de propuestas de proyecto.

1.3.3. Social

El diseño estructural del colegio es de gran interés social ya que beneficiara a una gran cantidad de estudiantes de la comunidad de Yesera Norte y frenara la migración estudiantil

al contar con un colegio que brinde todas las condiciones necesarias de comodidad y equipamiento.

1.4. Alcance del proyecto

Este punto comprende los siguientes puntos:

- Estudio de suelos: capacidad portante, clasificación del suelo por el método SUCS y AASTHO (Laboratorio de la U.A.J.M.S. Ensayo de penetración-granulometría-limites líquido y plástico).
- Diseño y cálculo estructural del “COLEGIO YESERA NORTE”.
- Planos estructurales a detalle del cálculo del “COLEGIO YESERA NORTE”.
- Se establecerá un plan de construcción.
- Especificaciones técnicas.
- Cómputos métricos.
- Precios unitarios.
- Presupuesto total del proyecto.

1.4.1. Planteamiento estructural

A continuación se muestra el planteamiento elegida para el diseño estructural.

Técnica.- Se plantea realizar losas alivianadas con complemento de plastoformo para losas de entre piso.

Como se sabe el peso mismo de la estructura es la carga más grande que deberá soportar la estructura. Con este tipo de estructura ya está comprobado que el peso de estas estructuras reducen de manera considerable.

Como el peso de la estructura será menor con relación a una estructura convencional porticada se plantea una estructura de fundación con zapatas aisladas.

Económica.- Este tipo de estructura si bien nos permite tener menores volúmenes de hormigón el diseño y construcción de estas estructuras lleva mayor tiempo y se debe realizar un control mayor al momento de su ejecución. Lo que eleva el costo de mano de obra con relación a una estructura convencional.

Social.- Con la construcción de un colegio de estas características se lograra generar una fuente de empleo para personas que participen en la construcción del mismo que además de contar con una fuente de empleo estarán aportando a su municipio.

Debido a que su alcance es mayor técnicamente. Al no ser una estructura convencional. Con relación al costo esta alternativa eleva en mano de obra pero los volúmenes de obra son menores existiendo una relativa compensación de cotos entre ambos.

Por lo tanto el planteo estructural del colegio “Yesera Norte” tiene las siguientes características.

- Estructuras de entrepiso losa alivianada con complemento de plastoformo.
- Estructura de edificación porticada H°A°.
- Fundaciones zapatas aisladas H°A°

Se realizara los cálculos estructurales con el programa informático Cypecad.

1.4.2. Aporte académico

- Se realizará un análisis técnico sobre la implementación de aislantes térmicos en el diseño de la estructura del colegio, y determinar cuál es el más conveniente a utilizar en nuestro medio.

1.4.3. Restricciones

- No se realizara el cálculo de las instalaciones sanitarias.
- No se realizara el cálculo de instalación de agua potable.
- No se realizara el cálculo de conexiones eléctricas.

1.5. Localización

El diseño estructural de la nueva infraestructura del colegio “Yesera Norte” se encuentra ubicado en la comunidad de Yesera Norte, del municipio de Cercado, Provincia Cercado, del departamento de Tarija. Tiene una latitud de 21° 22`23,24” S, una longitud 64° 33`0,72” O, y está delimitada por las comunidades que están en su área de influencia que son:

Al norte con Yesera San Sebastián.

Al este con Alto de Cajas.

Al sur con Yesera Centro.

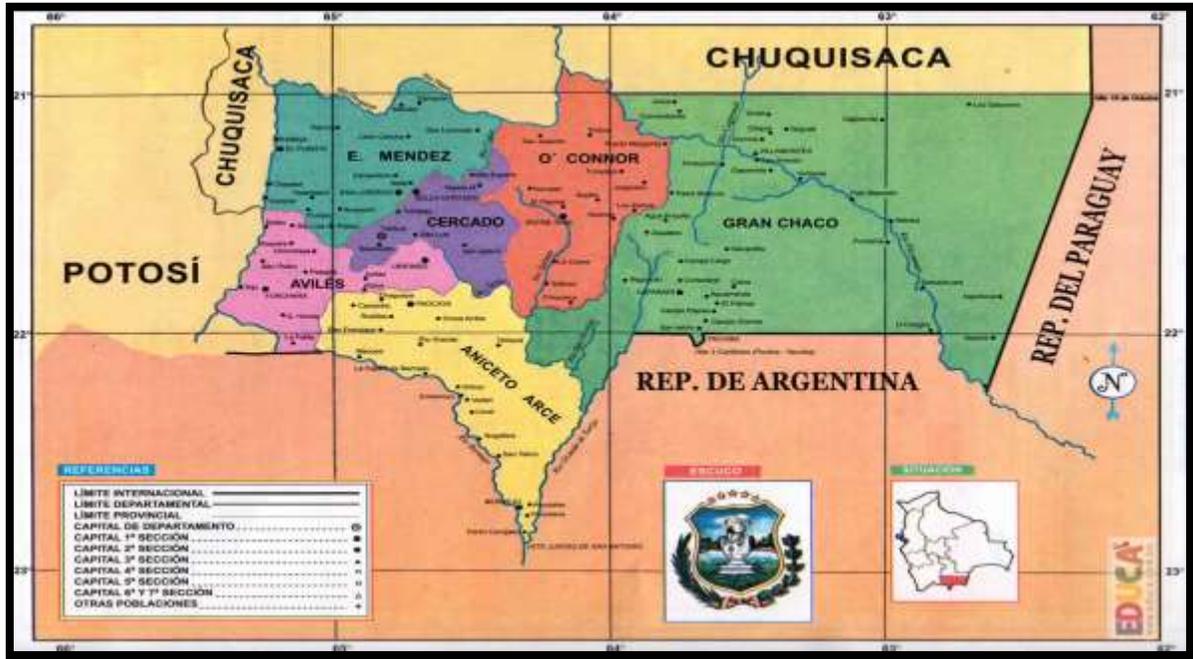


Figura 1 Mapa de Tarija.

FUENTE: Atlas geográfico de Tarija (Lexus Editores).

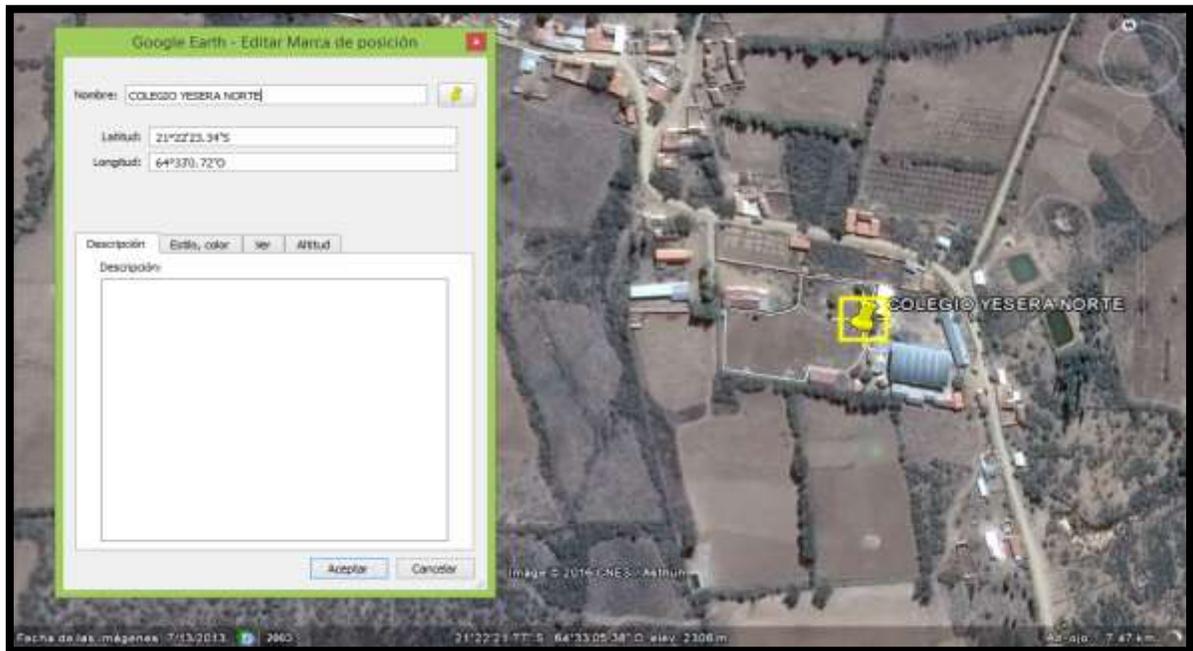


Figura 2 Ubicación geográfica del lugar.

Fuente: Google Earth.

2. MARCO TEÓRICO

Para el “Diseño de la nueva infraestructura del Colegio de Yesera Norte”, se deben tener el diseño arquitectónico, conocimiento del suelo donde se va a fundar, idealizar y definir las dimensiones de los elementos de la estructura de sustentación adecuadamente, conocer las características de los materiales a emplear, las cargas intervinientes tomando en cuenta que se trata de un colegio y posteriormente diseñar correctamente.

2.1 Estudio de suelos

- Resistencia admisible del suelo

Terreno de fundación: El terreno presenta una superficie relativamente plana y uniforme en toda su área por lo que las depresiones de terreno serán consideradas en los cálculos métricos como volúmenes de corte y relleno.

No se tienen datos de la resistencia del suelo en el lugar de emplazamiento de la construcción. Para contar con el dato exacto de resistencia del suelo se deben realizar pruebas correspondientes al estudio del terreno. Para lo cual se propone:

Realizar primeramente una clasificación del suelo a 1,5 m de profundidad, en tres o cuatro puntos escogidos en el terreno.

Para realizar las pruebas anteriores, se cuenta con los servicios del Laboratorio de Suelos y el transporte será proporcionado por el Proponente.

- Tipos de suelos y clasificación

Los suelos constituyen un sistema compuesto de partículas sólidas (minerales) y de vacíos, los cuales pueden estar rellenos con agua y/o aire (Figura 3). El porcentaje de agua presente en los vacíos (grado de saturación) es de extrema importancia para el comportamiento de los suelos en obras de ingeniería.

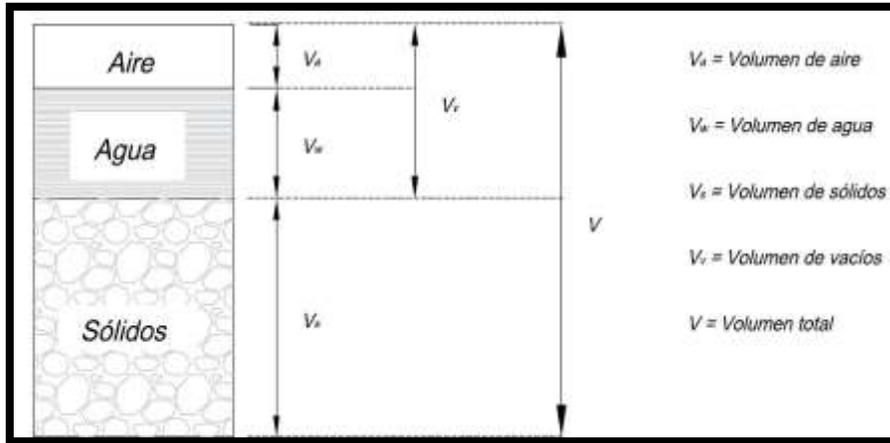


Figura 3 Composición del suelo.

Fuente Braja M. Das.

La disposición geométrica y el tipo de ligazón entre las partículas ejercen también un papel fundamental en el comportamiento de los suelos. En suelos arenosos, predominan las fuerzas de gravedad, o sea, el peso de los granos es relevante para la estructura de los suelos. En suelos finos, arcillosos, la estructura es función de la combinación de fuerzas de atracción y de repulsión entre partículas. La Figura 4. Ilustra los dos tipos básicos de estructura de suelos arcillosos.

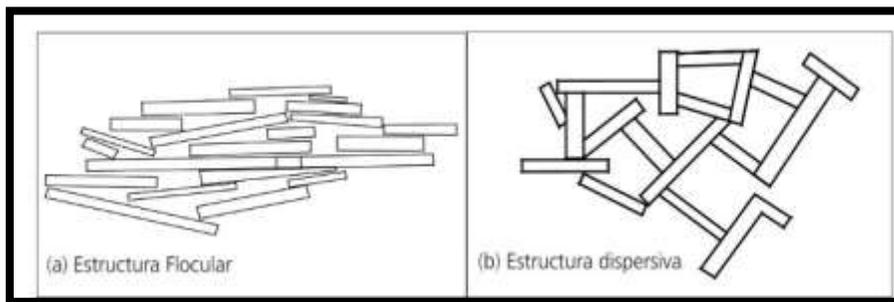


Figura 4 Estructura del suelo.

Fuente Braja M. Das.

La manera más sencilla de clasificar los distintos tipos de suelos consiste en diferenciarlos en función del tamaño de sus partículas, o sea, por la granulometría, establecida por normas técnicas (ABNT, DIN, ASTM):

Gravas: presentan partículas con diámetro comprendido entre 2,00mm y 10,00cm, caracterizándose por la fácil visualización de los granos. No retienen agua debido a la inactividad de su superficie y los grandes espacios vacíos existentes entre ellas.

Arenas: presentan partículas con diámetro comprendido entre 0,06mm y 2,00mm, aún visibles sin dificultad. Cuando se mezclan con agua no originan agregados continuos y se separan con facilidad.

Limos: presentan partículas con diámetro comprendido entre 0,002mm y 0,06mm. Algunas normas indican que el límite inferior debe ser 0,005mm, todavía no existen consecuencias prácticas entre ambas distinciones. Debajo de esa granulometría ya ocurre retención de agua.

Arcillas: presentan partículas con diámetro inferior a 0,002mm. Son formadas, principalmente, por minerales silicatos, constituidos por cadenas de elementos tetraédricos y octaédricos, unidas por ligaciones covalentes frágiles, que permiten la entrada de moléculas de agua. Con eso, se produce, a veces, un aumento de volumen, que es recuperable cuando el agua evapora. La capacidad de retención de agua de las arcillas es muy grande, consecuente de la presencia de pequeños vacíos y con una gran superficie de absorción.

- Distribución granulométrica

La principal característica que diferencia los suelos es el tamaño de las partículas constituyentes. Para el conocimiento de la dimensión media de las partículas de suelo, se realiza el análisis de distribución granulométrica, que consiste de dos etapas: tamizado y sedimentación, ambas normalizadas. Para la realización de este ensayo, una muestra de suelo es sometida al tamizado en una serie de tamices. El peso del material que pasa en cada tamiz es representado gráficamente en función de la abertura del tamiz. Los suelos que contienen fracción fina (limosa y arcillosa, con granulometría inferior a 75mm o 0,075mm), son tratados de forma diferenciada en ensayos de sedimentación, o análisis hidrométrico.

Los suelos arenosos pueden ser clasificados como “bien graduados” o “mal graduados”. Esta característica de suelos granulares se expresa por el coeficiente de uniformidad (C_u), por la expresión:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Dónde:

D_{60} = diámetro debajo del cual se sitúa el 60% de las partículas (en peso);

D_{10} = diámetro debajo del cual se sitúa el 10% de las partículas (en peso).

La expresión “bien graduado” corresponde a una curva granulométrica suave e indica la existencia de granos de distintos diámetros. Las partículas menores ocupan los vacíos

formados por las partículas mayores, resultando, generalmente, en un suelo más resistente y menos compresible.

Otro coeficiente también utilizado para representar la curva granulométrica de un suelo es el coeficiente de curvatura (CC), definido como:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Dónde:

D30 = diámetro debajo del cual se sitúa el 30% de las partículas (en peso).

Mientras el coeficiente CU indica la amplitud de los tamaños de granos, el valor del coeficiente CC permite identificar eventuales discontinuidades en la curva granulométrica. Se considera un suelo como bien graduado cuando el valor de CC se sitúa entre 1,0 y 3,0. Valores menores que 1,0 corresponden a curvas discontinuas, o sea, inexistencia de granos con determinado diámetro. En casos de CC superiores a 3,0 se verifica la predominancia de granos con el mismo diámetro.

- Límites de consistencia

Los suelos finos presentan comportamiento distinto, en función del contenido de humedad. En este caso, la distribución granulométrica no es suficiente para la clasificación adecuada. Los límites de consistencia, o límites de Atterberg, definen los contenidos de humedad del suelo correspondientes a los cambios de estado físico, como está indicado en la Figura 5.



Figura 5 Límites de Atterberg.

Fuente Braja M. Das.

El Límite Líquido (LL) representa la frontera entre el estado líquido y el estado plástico, en el cual el volumen varía con la humedad.

El Límite Plástico (LP) corresponde a la transición del estado plástico para el estado sólido. La diferencia entre estos dos límites se define como el Índice de Plasticidad (IP) e indica la amplitud de valores de humedad en la cual el suelo presenta comportamiento plástico. Los límites de Atterberg indican la influencia de las partículas finas en el comportamiento de los suelos.

La razón entre el IP y el porcentaje de la fracción de arcilla presente en el suelo no da el Índice de Actividad (Ac), que sirve como indicador del potencial de variación volumétrica de las arcillas y se define como:

$$A_c = \frac{IP}{\text{Fracción de arcilla}} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

La fracción de arcilla es considerada igual al porcentaje de material con granulometría inferior a 2 μm . Basado en el índice Ac, la arcilla presente en un suelo puede ser clasificada como:

- Inactiva: $A_c < 0,75$
- Normal: $0,75 < A_c < 1,25$
- Activa: $A_c > 1,25$

Como ejemplos, se puede citar que el caolín es inactivo y la montmorillonita es muy activa. La determinación de la curva granulométrica y de los índices de consistencia permite clasificar los suelos. El objetivo de la clasificación de los suelos es transmitir una idea del comportamiento de los mismos, y orientar adecuadamente el programa de investigaciones y el análisis de un problema geotécnico.

El sistema más utilizado para la clasificación de los suelos es el llamado Sistema Unificado de Clasificación, desarrollado por Casagrande (1948) para el U. S. Bureau of Reclamation. En el Sistema Unificado, los suelos son identificados por 2 letras, como está indicado en la tabla siguiente:

La primera letra indica el tipo de suelo y la segunda letra se refiere a las características complementarias.

G	Pedrisco / grava
S	arena
M	limo
C	arcilla
O	suelo orgánico
W	bien graduado
P	mal graduado
H	alta compresibilidad
L	baja compresibilidad
Pt	turbas

Cuadro 4 Terminología del sistema unificado.

Fuente Braja M. Das.

En este sistema, el primer aspecto a ser considerado es el porcentaje de finos presentes en el suelo. Se considera fino el material que pasa en el tamiz N° 200 (0,075mm). Si este porcentaje es superior al 50%, el suelo será considerado como de granulación fina: M (limo), C (arcilla) u O (suelo orgánico). Si el porcentaje de finos es inferior al 50%, el suelo será considerado como de granulación gruesa: S (arena) o G (grava).

- Determinación de la resistencia mecánica del suelo

Los ensayos que pueden utilizarse para la determinación la resistencia del suelo son:

- Prueba de penetración estándar

El ensayo SPT consiste en hincar en el subsuelo un toma-muestras del tipo cuchara partida de dos pulgadas (5 cm) de diámetro, mediante golpes de un martillo de rosca de 140 lb (63,5 kg) de peso en caída libre de 30 pulgadas (76,2 cm). El número de golpes (N) del martillo necesario para hincar la toma muestras 1 pie (30 cm), se registra como la resistencia a la penetración normal del suelo. Este valor suministra una indicación de la densidad relativa, en suelos granulares o de la consistencia, en suelos cohesivos.

En suelos granulares, existen correlaciones entre el número de golpes (N) y la densidad relativa o el ángulo de fricción efectivo (f) de estos (Peck et al., 1974). De igual manera, N puede relacionarse con la consistencia de los suelos cohesivos, aun cuando ésta no sea la propiedad más indicativa de la resistencia de éstos.

ARENAS			LIMOS O ARCILLAS		
Nspt	f	Densidad Relativa	Nspt	Su (kg/cm ²)	Consistencia
			<2	0 – 0,12	muy blanda
0 - 4	<30	muy suelta	2 - 4	0,12 – 0,25	blanda
4 - 10	30 - 32	suelta	4 - 8	0,25 – 0,5	media
10 - 30	32 - 35	media	8 - 15	0,5 - 1	firme
30 - 50	35 - 38	densa	15 - 30	1 - 2	muy firme
>50	>38	muy densa	>30	>2	dura

Cuadro 5 Resistencia del suelo mediante Terzaghi.

Fuente Braja M. Das.

2.2 Estudio Topográfico

A nadie pasará desapercibido que en casi cualquier tipo proyecto o estudio, será necesario disponer de un modelo, a escala reducida, del terreno sobre el que vamos a plasmar nuestras ideas, es decir, a construir.

Posteriormente, la Topografía también será nuestra fiel aliada para materializar en el terreno todo aquello que hemos proyectado.

Pueden definirse las curvas de nivel como “Isopletas” que, en un mapa, representan la línea de intersección de un determinado plano horizontal con la superficie del terreno”, es decir, son curvas que unen puntos del terreno con la misma altitud (Fig. 6). También se denominan isohipsas y, cuando representan el relieve submarino, curvas batimétricas.

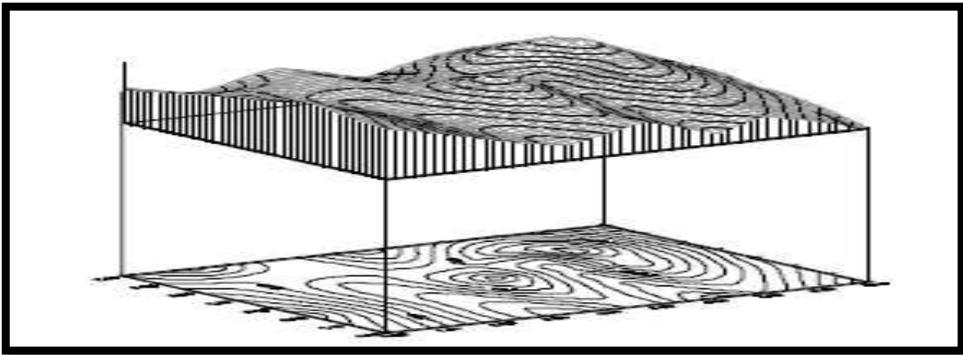


Figura 6 Curvas de nivel.

Fuente: Nociones de topografía, Jorge Franco Rey.

La altitud de los otros planos suelen corresponder a cifras redondeadas y suelen representarse de una manera jerárquica, dando lugar a curvas ordinarias (cada 1 m, por ejemplo) y curvas maestras, trazadas con un grueso destacado (cada 5 m), llevando indicado su valor.

El intervalo o equidistancia entre curvas de nivel sucesivas se elige en función de la escala del plano o mapa y de la naturaleza del terreno, según las pendientes del mismo. Para realizar una representación clara es conveniente que la separación gráfica entre dos curvas consecutivas sea mayor o igual a 1 mm, pudiendo llegar, en casos excepcionales, a 0,5 mm. En la tabla siguiente podemos ver algunos ejemplos.

Escala del plano o mapa	Pendiente del terreno	Equidistancia elegida (m)	Separación curvas en el terreno (m)	Separación curvas en el plano (mm)
1 / 10.000	1 / 100	1	100	10
1 / 10.000	10 / 100	1	10	1
1 / 10.000	20 / 100	1	5	0,5
1 / 2.000	1 / 100	1	100	50
1 / 2.000	10 / 100	1	10	5
1 / 2.000	20 / 100	0,5	2,5	1,25
1 / 1.000	10 / 100	1	10	10
1 / 1.000	10 / 100	0,5	5	5

Cuadro 6 Relación entre Escala, pendiente del terreno y separación de las curvas de nivel en el plano.

Fuente: Nociones de topografía, Jorge Franco Rey.

2.3 Diseño arquitectónico

Los planos arquitectónicos para la nueva infraestructura del Colegio de Yesera Norte fueron analizados por el personal técnico del Área de Planificación de la Sub Alcaldía del área rural de la provincia Cercado de Tarija.

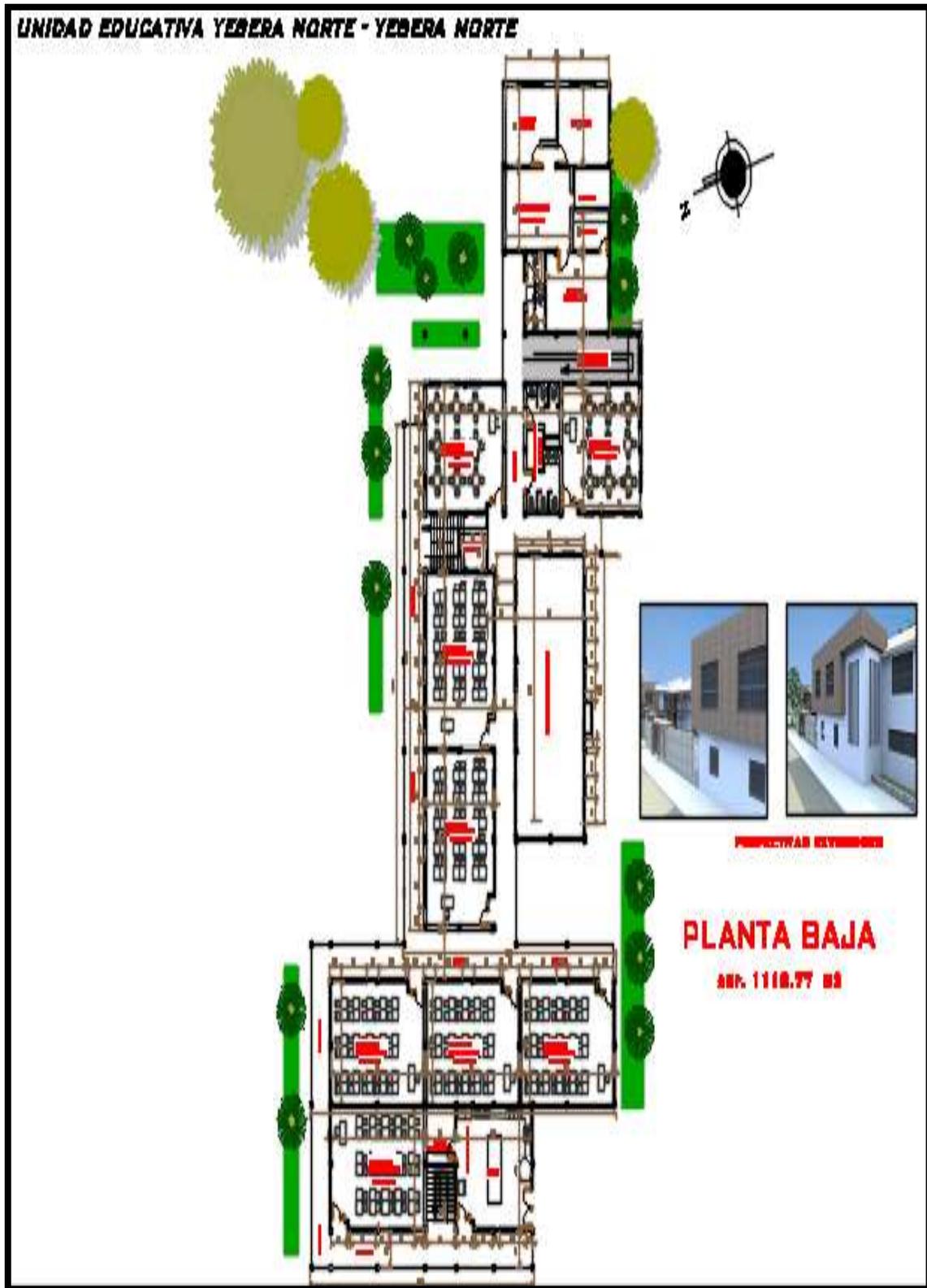


Figura 7 Vista planta baja.

Fuente: Sub alcaldía del área rural de cercado.

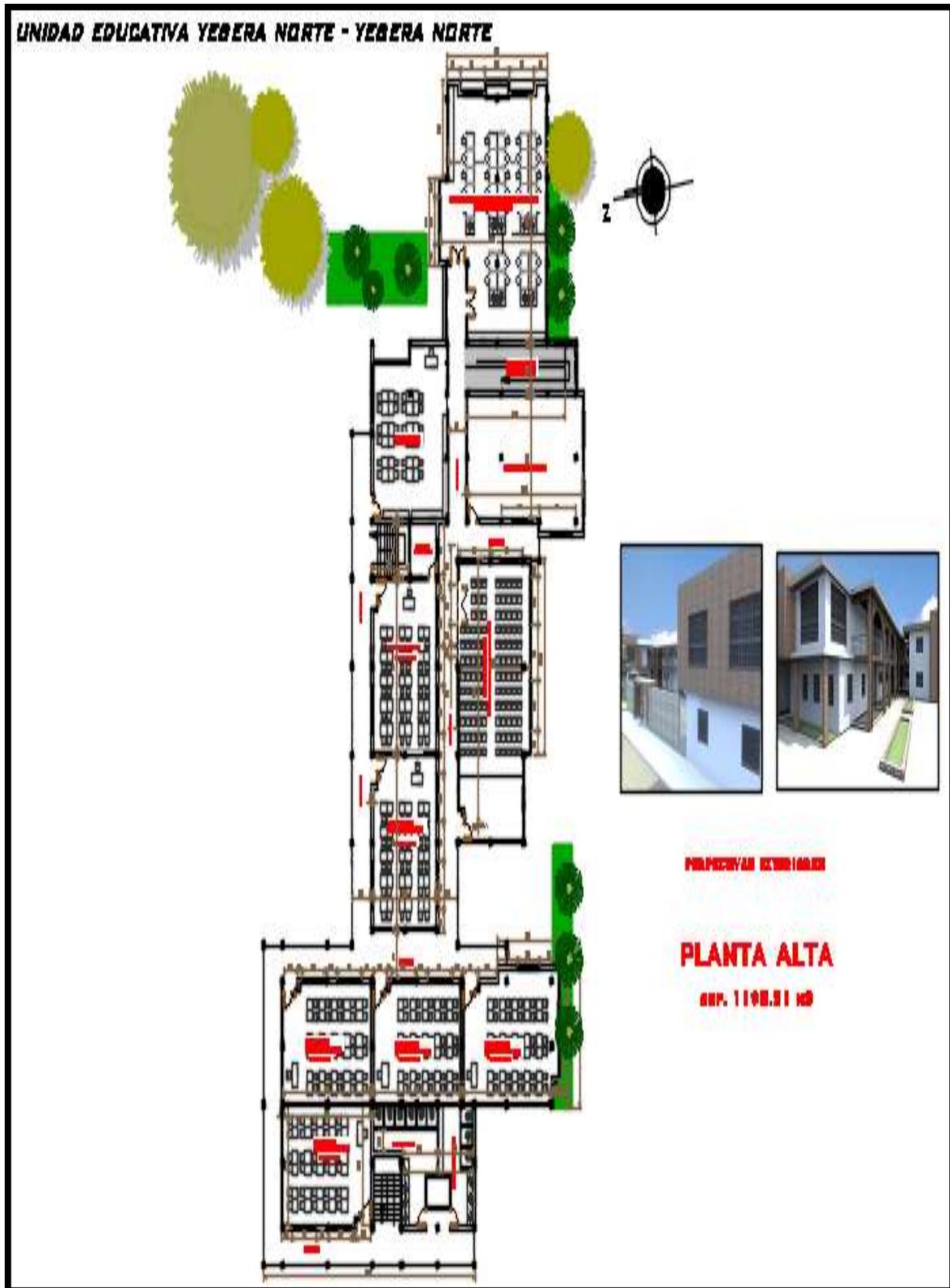


Figura 8 Vista planta alta.

Fuente: Sub alcaldía del área rural de cercado.

2.4 Idealización de las estructuras

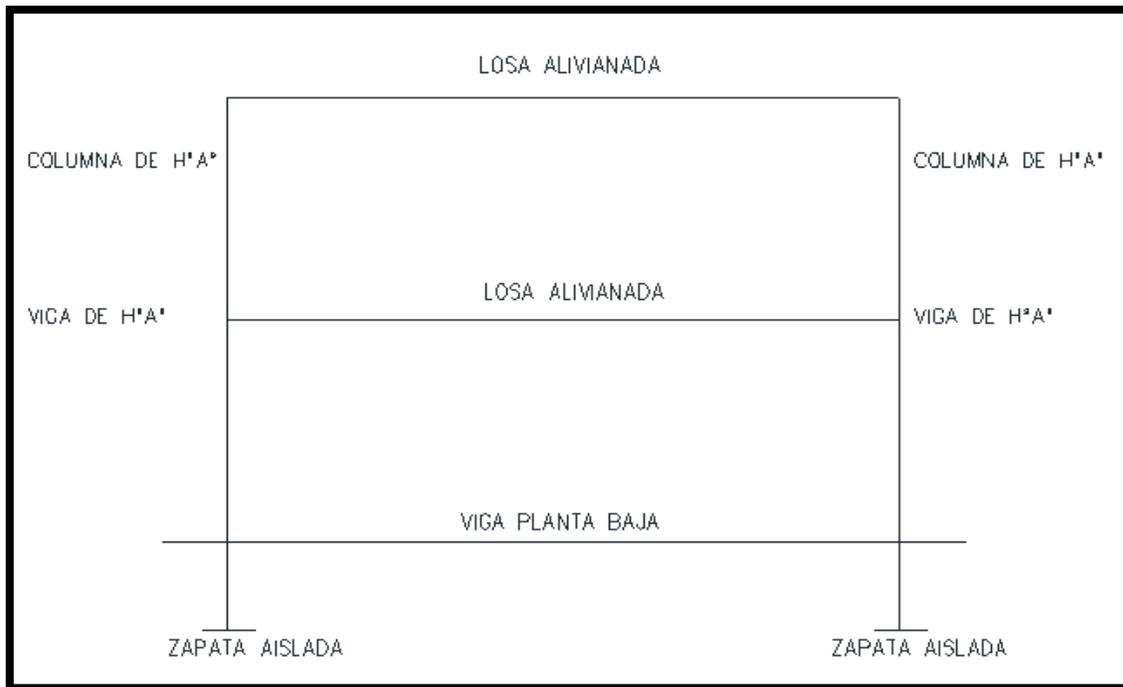


Figura 9 Idealización de las estructuras.

Fuente: Elaboración propia.

2.4.1 Sustentación de la edificación

Estructura de sustentación: Pórticos de H^o A^o conformado por vigas y columnas.

2.4.2 Fundación

Fundaciones: Zapatas aisladas.

2.4.3 Sustentación de la cubierta

Cubierta: losa alivianada

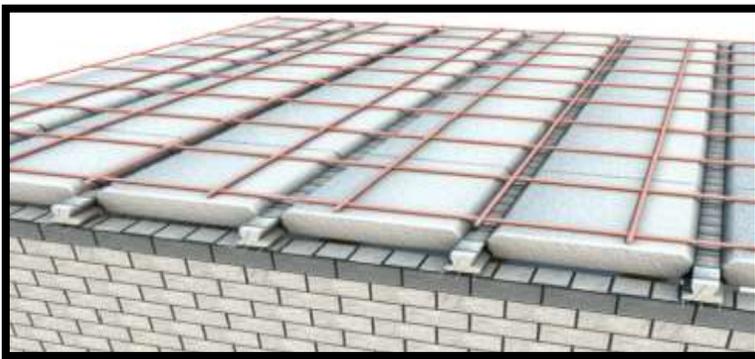


Figura 10 Idealización de la losa.

Fuente: Elaboración propia.

Las viguetas pretensadas están diseñadas para generar una perfecta adherencia con el hormigón de la losa.

Son utilizadas en todo tipo de losas como elementos resistentes, reduciendo significativamente los pesos estructurales y facilitando el colocado de las losas, reduce de manera importante los tiempos de ejecución de obra y baja los costos de mano de obra significativamente.

2.5 Diseño estructural

Los principales aspectos de interés práctico en el comportamiento de una estructura son:

- a) La resistencia de una estructura, es decir, la magnitud de las cargas con una distribución dada que causaran la falla de las estructura.
- b) Las deformaciones traducidas en deflexiones y agrietamientos que van a presentarse en la estructura cuando este cargada en condiciones de servicio.

La mecánica del concreto se basa en las siguientes premisas:

- Las fuerzas internas en una sección están en equilibrio con los efectos de las cargas externas en esta sección.
- La deformación unitaria en una barra de refuerzo embebida (a tensión o compresión) es la misma que la del concreto circundante. Existe una adherencia perfecta que no permite deslizamientos entre los dos materiales.
- Las secciones transversales planas antes de la aplicación de la carga siguen siendo planas para el elemento cargado.
- El concreto no es capaz de resistir ningún esfuerzo a tensión.
- La teoría se basa en las relaciones esfuerzo-deformación reales y en las propiedades de resistencia de los materiales constituyentes, o en alguna simplificación razonable relacionada.

Normas de diseño

Las normas de diseño constituyen el fundamento teórico y práctico por lo que se basa todo reglamento legal de construcción. A nivel mundial podría indicarse que existen dos escuelas importantes, la escuela Europea (Euro código) y la escuela Americana (American Concrete Institute A.C.I.), ambas escuelas se diferencian fundamentalmente en el modo de generar modelos, para lo cual se lo esquematiza a continuación:

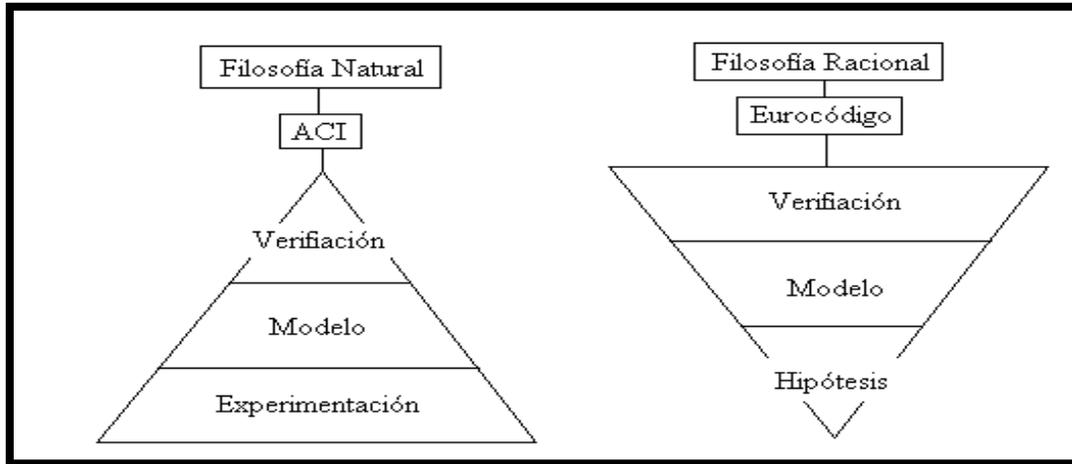


Figura 11 Esquema de normas de diseño

Fuente Norma boliviana del hormigón CBH 87

La ACI emplea el método de la Filosofía Natural, en el cual hace uso de la experimentación (recolección de datos), de estos datos obtenidos, se procede a generar las ecuaciones correspondientes (modelaje), una vez generado el modelo se lo verifica con datos de prueba de laboratorio, nótese que es un modelo piramidal estable porque si el modelo no verifica se puede desecharlo y se crea otro a partir de los datos de la experimentación ya realizada. En contraposición la escuela Europea emplea la Filosofía Racional, crea su modelo a partir de hipótesis o principios teóricos, para luego ponerlos a prueba en laboratorio en la etapa de la verificación, cabe recordar que es un modelo de pirámide trunca inestable, ya que si falla el modelo en la verificación todo el esquema mental colapsa porque las hipótesis no son verdaderas y hay que revisarlas o en su defecto eliminarlas. Como se podrá dar cuenta la escuela Europea es más rica a nivel académico y de investigación teórica que la Americana, mientras que la escuela Americana es mucho más práctica y rica en investigación experimental que la europea. Esta es en esencia la principal diferencia entre las dos normas, pero cabe señalar que existen otras diferencias que son más sutiles pero importantes. En Bolivia, la norma empleada es el Código Boliviano del Hormigón CBH, el cual tiene su origen en el código Español, el cual sigue la escuela Europea. Es recomendable no mezclar normas para el diseño de cualquier tipo de estructura.

2.5.1 Estructura de sustentación de la edificación

- **Diseño de vigas rectangulares a flexión**

La viga de Hormigón Armado sujeta al efecto de flexión puede fallar de dos formas, por falla del concreto o por falla del Acero, dichas fallas se diferencian fundamentalmente en que la falla por aplastamiento del concreto es una falla explosiva y sin previo aviso, mientras que la falla por fluencia del acero es una falla gradual donde se observa un incremento de la deflexión de la viga, dicha deflexión visible permite a los ocupantes abandonar la estructura, antes que se produzca el colapso. Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene del cuadro 7.

Coefficientes básicos	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_s = 1.60$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0.00
		intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos	-0.10
		Normal	1.00
		Intenso	+0.20

Cuadro 7: Coeficiente de mayoración.

Fuente: Norma boliviana del hormigón armado.

$$M_d = M * \gamma_s \quad \text{Ecuación 2.4}$$

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Donde:

b_w = Ancho de la viga

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

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

Se calculara el valor μ_{lim} , se obtiene del cuadro 8.

si $\rightarrow \mu_{lim} > \mu_d$ no necesita armadura a compresión

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

- 1) Con el valor del momento reducido se entra al cuadro 10 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura
- 2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

Donde:

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

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

- 3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ se obtiene del cuadro 9

$$A_{\min} = \mu * b_w * d \quad \text{Ecuación 2.7}$$

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares

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

Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo

si $\rightarrow \mu_{\lim} \leq \mu_d$ necesita armadura a compresion

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

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

$$\int = r / d$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d\lim}}{1 - \int} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

$$w_{s1} = w_{\lim} + w_{s2} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Donde:

w_{lim} = Este valor se obtiene del cuadro 8.

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

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

ξ = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

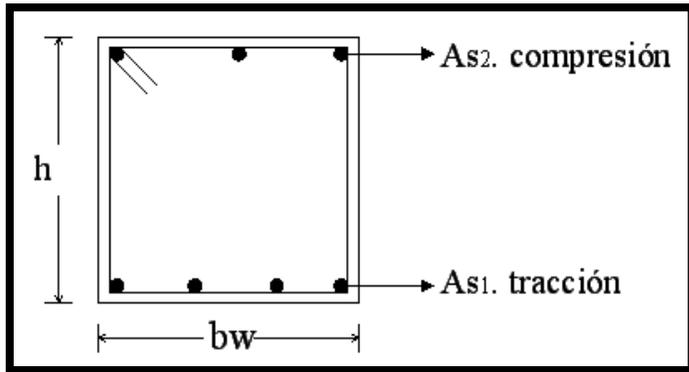


Figura 12 Viga de hormigón armado

Fuente: Elaboración propia

2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

$$A_{s2} = \frac{w_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

Donde:

As1 = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

As2 = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene del cuadro 9.

$$A_{\min} = \mu * b_w * d \quad \text{Ecuación 2.13}$$

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

fy (kp/cm ²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f _{yd} (kp/cm ²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

Cuadro 8: Valores límites.

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado

ELEMENTO ESTRUCTURAL		AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
Soportes	Armadura total	0.008	0.006	0.005	0.004
	Con 2 armaduras A1 y A2	0.004	0.003	0.0025	0.002
Vigas	Armadura en tracción	0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Losas	En cada dirección	0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Muros	Armadura horizontal total	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura horizontal en una cara	0.0008	0.0007	0.0006	0.0005
	Armadura vertical	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008
	Armadura vertical en una cara	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003

Cuadro 9: Cuantías geométricas mínimas.

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado

ξ	μ	W	(W/Fyd).10 ³	
0.0891	0.03	0.0310		D
0.1042	0.04	0.0415		O
0.1181	0.05	0.0522		M
0.1312	0.06	0.0630		I
0.1438	0.07	0.0739		N
0.1561	0.08	0.0849		I
0.1667	0.0886	0.0945		O
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		2
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.159	0.1782		
0.2608	0.16	0.1795		D
0.2796	0.17	0.1924		O
0.2988	0.18	0.2056		M
0.3183	0.19	0.2190		I
0.3383	0.20	0.2328		N
0.3587	0.21	0.2468		I
0.3796	0.22	0.2612		O
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		3

ξ	μ	W	(W/Fyd).10 ³	
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133		
0.6283	0.3193	0.4323	0.0994	D
0.6305	0.32	0.4338	0.1007	O
0.6476	0.3256	0.4456	0.1114	M
0.6618	0.33	0.4554	0.1212	I
0.6681	0.3319	0.4597	0.1259	N
0.6788	0.3352	0.4671	0.1343	I
0.6952	0.34	0.4783	0.1484	O
0.7310	0.35	0.5030	0.1860	
0.7697	0.36	0.5296	0.2408	4
0.7788	0.3623	0.5359	0.2568	
0.7935	0.3658	0.5460	0.2854	
0.8119	0.37		0.3280	
0.8597	0.38		4931	
0.9152	0.39		0.9251	
0.9848	0.40		59.911	

Cuadro 10: Tabla universal para flexión simple o compuesta

Fuente: Norma boliviana del hormigón armado.

• **Diseño de vigas a cortante**

El estudio del esfuerzo cortante en una pieza de hormigón armado que tendrá que ser tratada en un estado tridimensional, influye no solo la forma de sección, la esbeltez de la pieza, disposición de las armaduras transversales, longitudinales, la adherencia entre el acero y el hormigón, situaciones de las apoyadas, etc.

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

$$\tau = \frac{V * m}{b * I} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante

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

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

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

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

- Calculo de armadura transversal

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

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

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

Ecuación 2.15

$$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (kg/cm^2)$$

Ecuación 2.16

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

$$V_d > V_{cu}$$

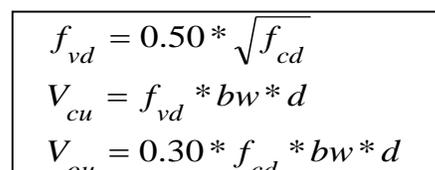
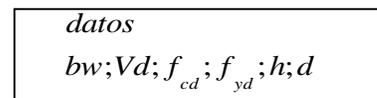
$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu} \quad \text{Ecuación 2.17}$$

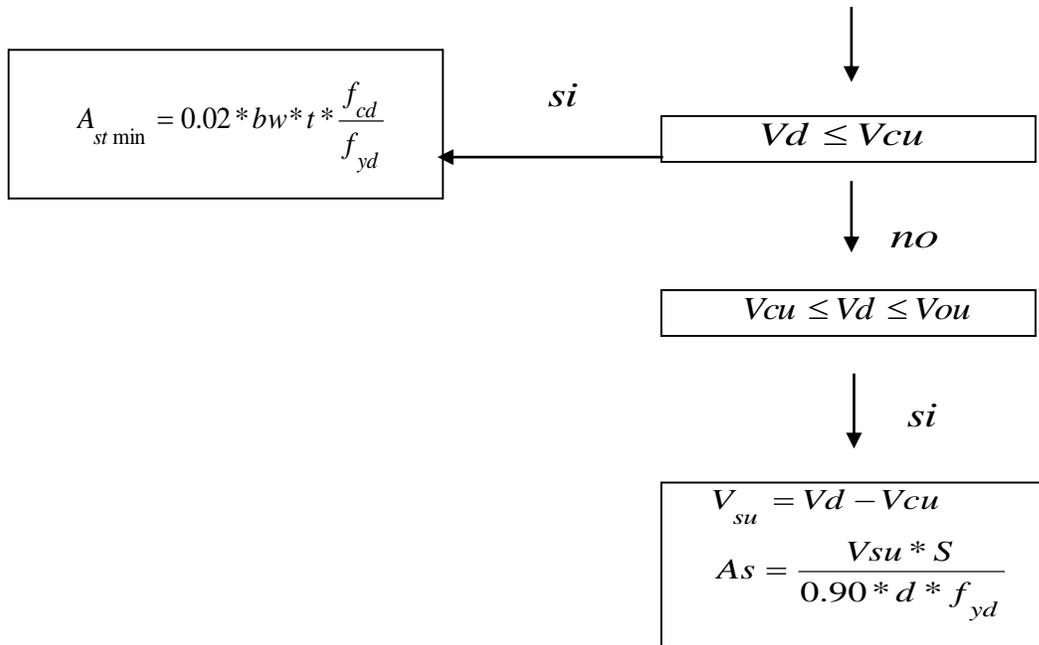
La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza multiplica a t.

$$A_{st \min} = 0.02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Ecuación 2.18}$$

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

A continuación se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo.





- **Diseños de elementos a compresión**

- **Diseño de columnas**

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

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

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

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

- **Excentricidad mínima de calculo**

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

Siendo h : el canto total, en la dirección principal considerada.

- Disposición de las armaduras

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

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

Refuerzo mínimo según el código es: $0,01 A_g < A_s < 0,08 A_g$

Mínimo 4 varillas en anillos rectangulares, 3 en anillos triangulares y 6 varillas confinadas por espirales:

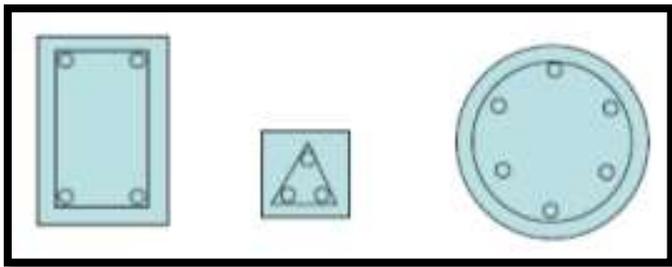


Figura 13 Colocación de varillas en diferentes secciones.

Fuente Diseño es estructuras de Hormigón, Arthur Nilson.

- Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12cm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

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

Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm , que el diámetro de la mayor y

que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

- Cuantías límites

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

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

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

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

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

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

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

Donde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 4200kg/cm².

A_1 y A_2 =Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

N_d = Esfuerzo axial de cálculo.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

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

- Armadura transversal

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

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

$$S \leq b_e$$

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

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

$$S \leq 15\phi$$

Donde:

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada.

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

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

- Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado
- Ideas previas

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos. Jiménez Montoya nos dice Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma.

- Longitud de pandeo

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

La longitud de pandeo l_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la cuadro 11 en función de la sustentación de la pieza

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

Cuadro 11: Longitud de pandeo $l_0 = k * l$ de las piezas aisladas

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

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

Jiménez Montoya nos dice la longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte

Siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional.

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

*Longitud de pandeo $l_0 = k * l$ (k se obtiene entrando con ψ)*

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

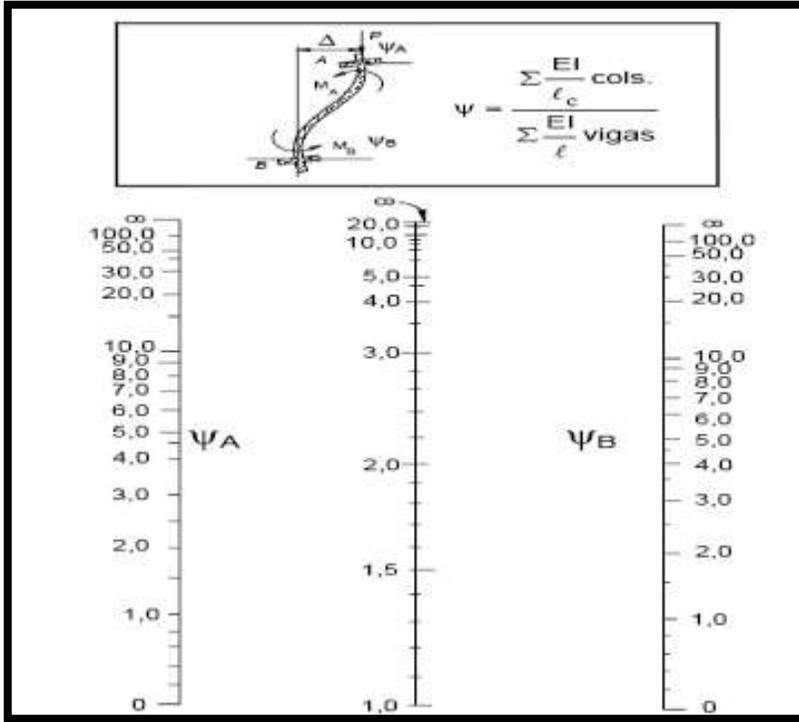


Figura 14: Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k)

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

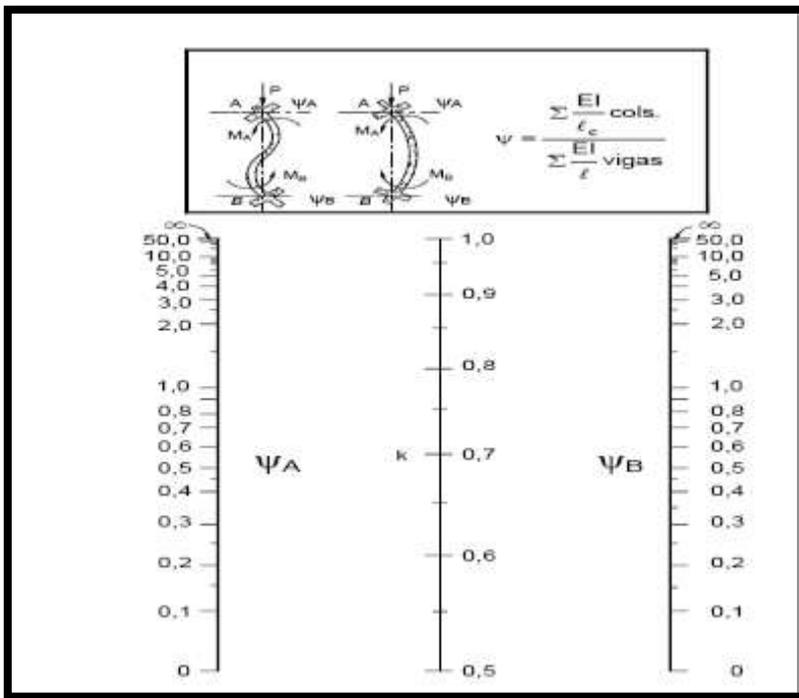


Figura 15: Pórticos intraslacionales (para obtener el valor de k)

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado

Según el código boliviano la carga nominal que resiste el concreto es:

- Esbeltez geométrica y mecánica

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

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

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

- Flexión esviada

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

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

- La mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión.

La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

- Sección rectangular con armadura simétrica

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

Jiménez Montoya nos dice. En la multitud de elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación, en los que, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de diferente signo, y en los que, en todo caso, el armado asimétrico exigiría un control de obra especial para evitar errores en la colocación de las armaduras. Además, siendo importantes los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz.

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

- Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta).¹ Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_x, μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón(para poder observar las rosetas, ver el libro de hormigón armado de Jiménez Montoya tomo N^o2 o en el anexo N^o1).

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x , μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria w .

- Proceso de cálculo

Los datos básicos que se necesitan son los que se mencionan a continuación:

h_x, h_y = Son las dimensiones de la sección del pilar.

M_{yd} = Momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

M_{xd} = Momentos flectores de cálculo en la dirección X.

N_d = Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

Determinar la capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y \quad \text{Ecuación 2.19}$$

Determinar los esfuerzos reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c} \quad \mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_y} \quad \text{Ecuación 2.20 y Ecuación 2.21}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_x} \quad \text{Ecuación 2.22}$$

Definir los valores de momento reducido

$$\mu_1 \succ \mu_2$$

Determinar la cuantía mecánica w

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los pilares se entra a los diagramas de interacción.

Si el valor de v no es redondo, se obtiene w por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de v entre los que esté situado el lado.

Determinar la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_c \quad \text{Ecuación 2.23}$$

Determinar la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U}{f_{yd}} \rightarrow A_{total} = \frac{w * h_x * h_y * f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Ecuación 2.24}$$

Se deberá verificar que la pieza se encuentre en buenas condiciones frente al pandeo, para poder lograr esto se deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{e_x}{e_{x \max}} + \frac{e_y}{e_{y \max}} \leq 1$$

La excentricidad total en la dirección X-X

$$e_{x \max} = \left[e_y + \frac{\beta * h * e_x}{b} \right] + e_{fx} + e_{ax} \quad \text{Ecuación 2.25}$$

$$e_x = \frac{My}{N} \quad ; \quad e_{ax} = \frac{b}{20} \geq 2cm \quad \text{Ecuación 2.26}$$

$$e_{fx} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{b + 20 * e_x}{b + 10 * e_x} \right] * \frac{l^2 * 10^{-4}}{b} \quad \text{Ecuación 2.27}$$

La excentricidad total en la dirección Y-Y

$$e_{y \max} = \left[\frac{b * e_y}{h} + \beta * e_x \right] + e_{fy} + e_{ay} \quad \text{Ecuación 2.28}$$

$$e_y = \frac{Mx}{N} \quad ; \quad e_{ay} = \frac{h}{20} \geq 2cm \quad \text{Ecuación 2.29}$$

$$e_{fy} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{h + 20 * e_y}{h + 10 * e_y} \right] * \frac{l^2 * 10^{-4}}{h} \quad (kg/cm^2) \quad \text{Ecuación 2.30}$$

Donde:

b, h = Es la dimensión de la pieza en la dirección del plano X y Y

lo = Longitud de pandeo

ea = Excentricidad accidental en el plano que se analiza

ef = excentricidad ficticia en el plano que se analiza

β = Una constante cuyos valores están en función del axial reducido v.

v	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	≥ 1
β	0.50	0.6	0.7	0.8	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5

Cuadro 12: Valores de la constante β , para el cálculo de la excentricidad ficticia

Fuente: Norma Boliviana de hormigón armado

- Pórticos

El modelo estructural para las elevaciones, estará compuesta de columnas de sección cuadrada y vigas de sección rectangular. El modelo estructural estará conformado por los diferentes elementos, formado un bloque espacial, vale decir un modelo estructural en 3D (tres dimensiones), y se contará con la ayuda del programa comercial CYPECAD para el diseño y cálculo estructural.

2.5.2 Fundaciones y escaleras

- Cimentaciones

La cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacente. Para limitar los asentamientos de la estructura se deberá transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente y distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto.

- Diseño de zapatas aisladas

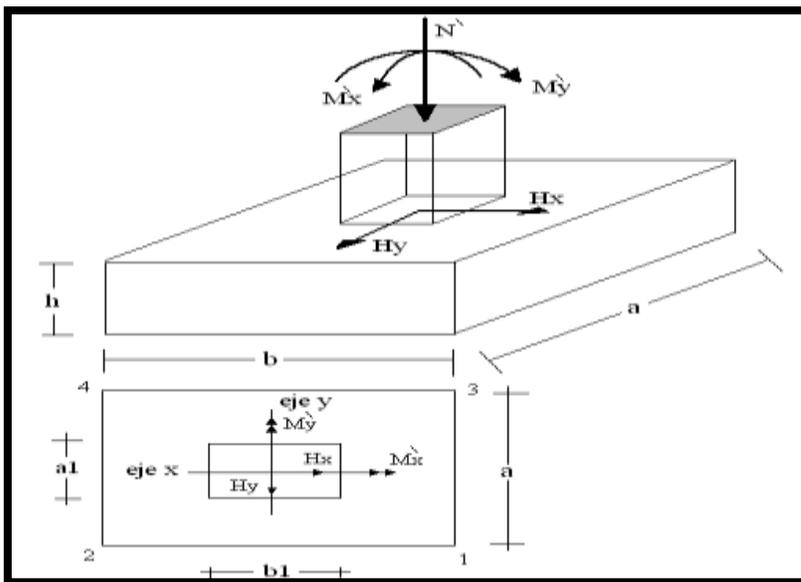


Figura 16 Solicitaciones presentes en una zapata aislada.

Fuente Hormigón armado Jiménez Montoya.

Donde:

M'_x = Momento en el eje x.

M'_y = Momento en el eje y.

H_y = Cortante en el eje y.

H_x = Cortante en el eje x.

N' = Carga total que llega a la zapata.

$\bar{\sigma}_{adm}$ = Esfuerzo admisible del suelo.

Procedimiento de cálculo:

1. Determinar el peso total “N” que soportará la zapata

Primeramente se aproximamos el peso de la zapata como el 0,05 del peso total “N” que llega a la zapata, entonces el peso total “N” (carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es:

$$N = 1,05 N' \quad \text{Ecuación 2.31}$$

2. Determinar las dimensiones “a” y “b” de la base de la Zapata.

La zapata necesita un área, de tal forma que el esfuerzo máximo que se presente en la zapata no supere al esfuerzo admisible del suelo, entonces se calcula primero un área necesaria dada por:

$$A_{nec} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{adm}} \quad \text{Ecuación 2.32}$$

Se escoge un área “A” mayor a la necesaria, y con este valor se determina las dimensiones tentativas de “a” y “b” tal que:

$$A = a \cdot b \quad \text{Ecuación 2.33}$$

Debe recordarse que los valores de “a” y “b” deben ser dimensiones constructivas. Escogidos los valores de “a” y “b”, se calcula el esfuerzo máximo “ σ_1 ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6M_y}{ab^2} + \frac{6M_x}{ba^2} \quad \text{Ecuación 2.34}$$

En esta etapa hay que verificar que:

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm} \quad \text{Ecuación 2.35}$$

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de “a” y “b” para luego repetir el paso de calcular el esfuerzo máximo en la zapata y verificar que se cumpla la desigualdad $\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$.

3. Determinar el canto útil “d” y el canto total “h” de la zapata

Primero se debe calcular la resistencia de diseño para el hormigón:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \quad \text{Ecuación 2.36}$$

Donde:

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón

f_{ck} = Resistencia característica del Hormigón

γ_C = Coeficiente de seguridad para el hormigón (1,5).

Luego se procede a calcular el coeficiente “k” dado por la fórmula:

$$k = \frac{2\sqrt{f_{cd}}}{\gamma_f \bar{\sigma}_{adm}} \quad \text{Ecuación 2.37}$$

Donde:

$$f_{cd} = \text{kg/cm}^2$$

γ_f = Coeficiente que normalmente vale 1,6

$$\bar{\sigma}_{adm} = \text{kg/cm}^2$$

Con el valor de “k” se determina el valor del canto útil tal que:

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{a1 + b1}{4} + \frac{ab}{2k - 1}} - \frac{a1 + b1}{4} \\ \frac{2(a - a1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b1)}{4 + k} \\ 25cm \end{array} \right.$$

Luego se procede a definir el valor de “c” para el recubrimiento ($\geq 5\text{cm}$), con los valores anteriores se tiene:

$$h = d + c \quad \text{Ecuación 2.38}$$

4. Se determina la carga real “N” que actuará en la zapata

Con las dimensiones ya definidas en el paso 3, se calcula el peso real de la zapata dada por:

$$\text{Peso Zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} a b h = 2,5 \text{ (tn/m}^3\text{)}.a.b.h \quad \text{Ecuación 2.39}$$

Luego se calcula el peso real que actuará en la zapata

$$N = N' + (\text{Peso Zapata}) \quad \text{Ecuación 2.40}$$

5. Cálculo de los momentos corregidos

Como existen fuerzas cortantes (H_x y H_y) en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} M_x &= M'x \pm hH_y \\ M_y &= M'y \pm hH_x \end{aligned} \quad \text{Ecuación 2.41}$$

Es positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el Momento, y es negativo si tiene sentido contrario.

6. Cálculo de los esfuerzos en la zapata

+ = Compresión
 - = Tracción

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{A} + \frac{6My}{ab^2} + \frac{6Mx}{ba^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{A} - \frac{6My}{ab^2} + \frac{6Mx}{ba^2} \\ \sigma_3 &= \frac{N}{A} + \frac{6My}{ab^2} - \frac{6Mx}{ba^2} \\ \sigma_4 &= \frac{N}{A} - \frac{6My}{ab^2} - \frac{6Mx}{ba^2} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 2.42}$$

Es importante entender que la distribución de esfuerzos depende de la clase de suelo, pero para los fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizando las fórmulas de resistencia de materiales tenemos que los esfuerzos debidos a flexo- compresión. En esta etapa se tiene que verificar que la mayoría del área de la zapata este comprimida, para lo cual el área comprimida tiene que ser mayor que la mitad del área total. Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la sección. Luego se debe de verificar:

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm} \quad \text{Ecuación 2.43}$$

Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la zapata.

7. Cálculo del momento de diseño

Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido, y se halla el momento a una distancia del 0,15 de a_1 .

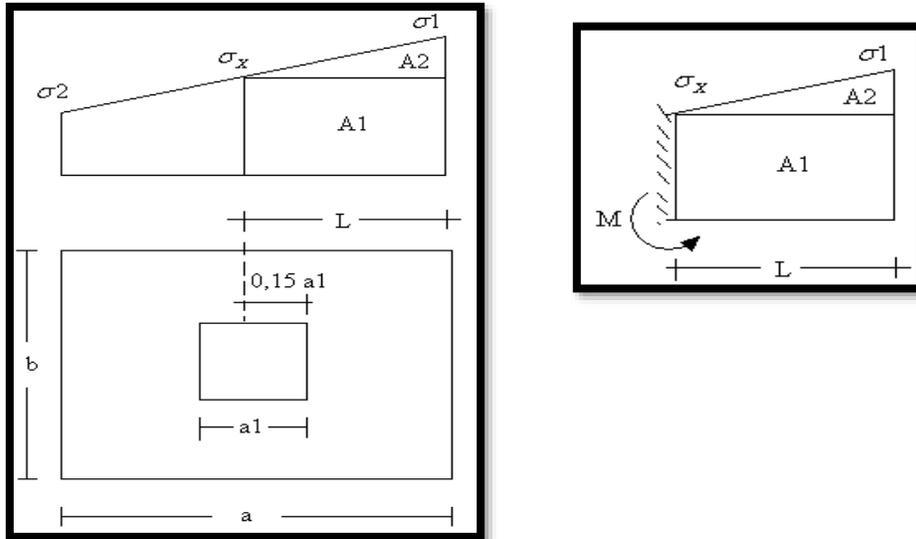


Figura 17 Momento de diseño en zapatas.

Fuente Hormigón armado Jiménez Montoya.

Se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a1}{2} + 0,15a1 \quad \text{Ecuación 2.44}$$

$$\sigma_x = \sigma1 - \frac{L}{a}(\sigma1 - \sigma2) \quad \text{Ecuación 2.45}$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M = A1.D1 + A2.D2 = \sigma_x L \left(\frac{L}{2} \right) + \frac{(\sigma1 - \sigma_x)L}{2} \left(\frac{2}{3}L \right) = \frac{L^2}{3} \left(\sigma1 + \frac{\sigma_x}{2} \right) (\text{tn*m/m}) \quad \text{Ecuación 2.46}$$

Para las unidades se tiene que $\text{ton*m/m} = 10^5 \text{ Kg*cm/cm}$. Finalmente el momento de diseño es:

$$Md = 1,6 M b \quad \text{Ecuación 2.47}$$

8. Cálculo del área de acero

Con el momento de diseño expresado en (Kg*cm) se determina el momento reducido dado por:

$$\mu = \frac{Md}{bd^2 f_{cd}} < 0,2517 \quad \text{Ecuación 2.48}$$

Donde:

b = 100 cm (por metro)

d = canto útil.

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón

M_d = momento de diseño

Con este valor se determina la cuantía mecánica de acero dada por

$$\omega = \mu(1 + \mu) \quad \text{Ecuación 2.49}$$

Hay que verificar que la cuantía mecánica mínima es $\omega_{\min} = 0,0018$. Con este valor se determina el área de acero por metro.

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Ecuación 2.50}$$

9. Se verifica que la zapata no se Vuelque

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Na}{2My} \\ \frac{Nb}{2Mx} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

10. Se verifica que la zapata no se Deslice

Para suelos arenosos sin cohesión

$$\left. \begin{array}{l} \frac{N \tan \varphi_d}{Hx} \\ \frac{N \tan \varphi_d}{Hy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5 \quad \text{Ecuación 2.51}$$

$$\varphi_d = \frac{2}{3} \varphi$$

φ = ángulo de rozamiento interno

Para suelos cohesivos arcillosos

$$\left. \begin{array}{l} \frac{AC_d}{Hx} \\ \frac{AC_d}{Hy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5 \quad \text{Ecuación 2.52}$$

$$C_d = \frac{2}{3} C$$

C = cohesión

A = a*b

- Diseño de escaleras

El trazado de una escalera, una vez elegido el tipo, ha de basarse en las dimensiones de la huella “h” y de la contrahuella “c”. Por razones de seguridad para los usuarios todos los peldaños deben ser iguales y para evitar un cansancio excesivo, las dimensiones de “c” y “h” han de cumplir determinadas condiciones, siendo las más frecuentes:

$$\text{(Blondel)} \quad h + 2c = k \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 59cm \rightarrow (\text{edificios de viviendas}) \\ k = 66cm \rightarrow (\text{edificios públicos}) \end{array} \right. \quad \text{Ecuación 2.53}$$

$$\text{(Tournus)} \quad h + 2c = 63 \text{ cm} \quad \text{Ecuación 2.54}$$

$$h - c = 12 \text{ cm}$$

(Neufert) $2c + h = 61 \text{ a } 64 \text{ cm}$

Ecuación 2.55

$$h - c = 12 \text{ cm}$$

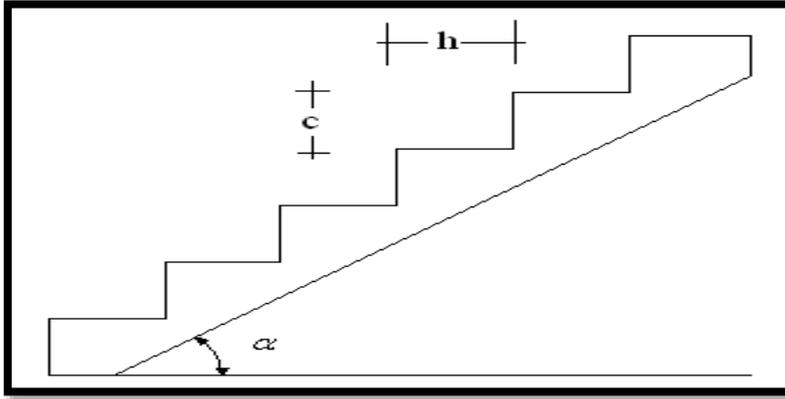


Figura 18 Huella y contrahuella en escaleras.

Fuente Hormigón armado Jiménez Montoya.

Esfuerzo en los Tiros

Se considera el caso de una escalera formada por un solo tiro, con los extremos articulados. Llamando α al ángulo del tiro con la horizontal y “g” al peso lineal de escalera de proyección horizontal de tiro, la carga “g” se descompone en una normal al tiro, de valor $g \cos \alpha$ y otra paralela, de valor $g \sin \alpha$. La carga normal al tiro:

$$g' = \frac{g \cos \alpha}{1 / \cos \alpha} = g \cos^2 \alpha \quad \text{Ecuación 2.56}$$

El momento flector de cargas permanente vale por tanto.

$$M_D = \frac{1}{8} g' (L')^2 = \frac{1}{8} g \cos^2 \alpha \left(\frac{L}{\cos \alpha} \right)^2 = \frac{1}{8} g L^2 \quad \text{Ecuación 2.57}$$

Donde, como se ha dicho “g” es la carga permanente por ml, de proyección horizontal.

Siendo “q” la sobrecarga por ml, el momento total, resulta:

$$M_T = \frac{1}{8} (g + q) L^2 \quad \text{Ecuación 2.58}$$

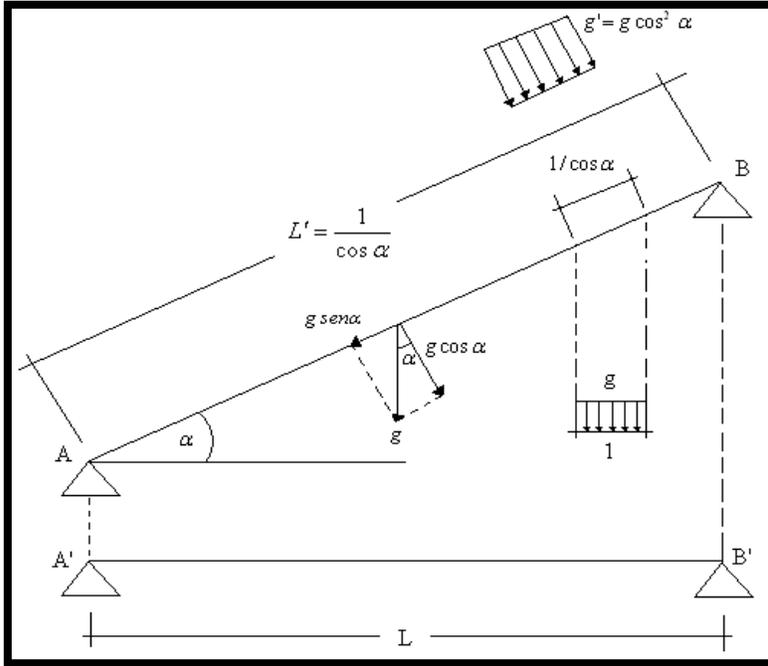


Figura 19 Esfuerzo en tiros de escaleras.

Fuente Hormigón armado Jiménez Montoya.

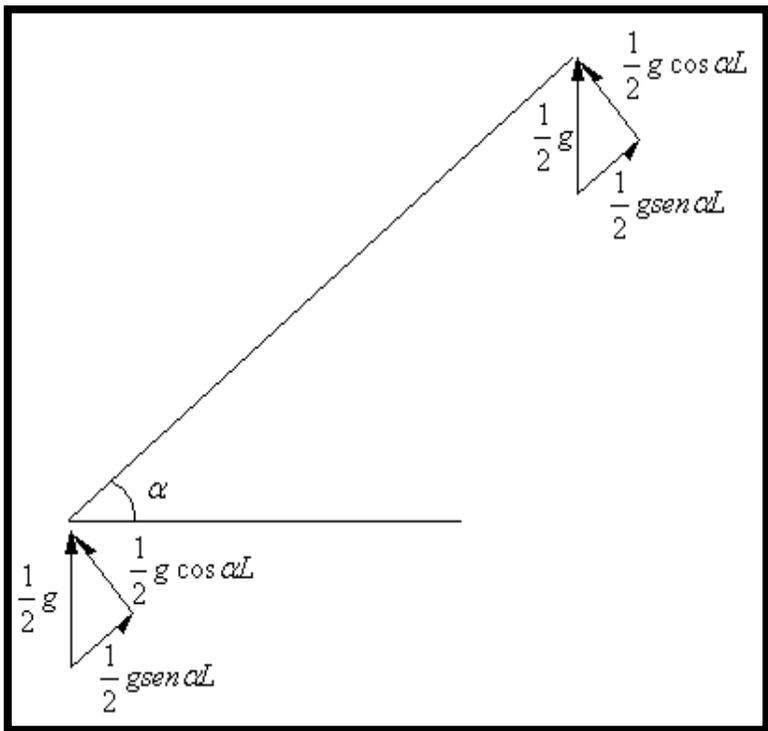


Figura 20 Reacciones en apoyos de escaleras.

Fuente Hormigón armado Jiménez Montoya.

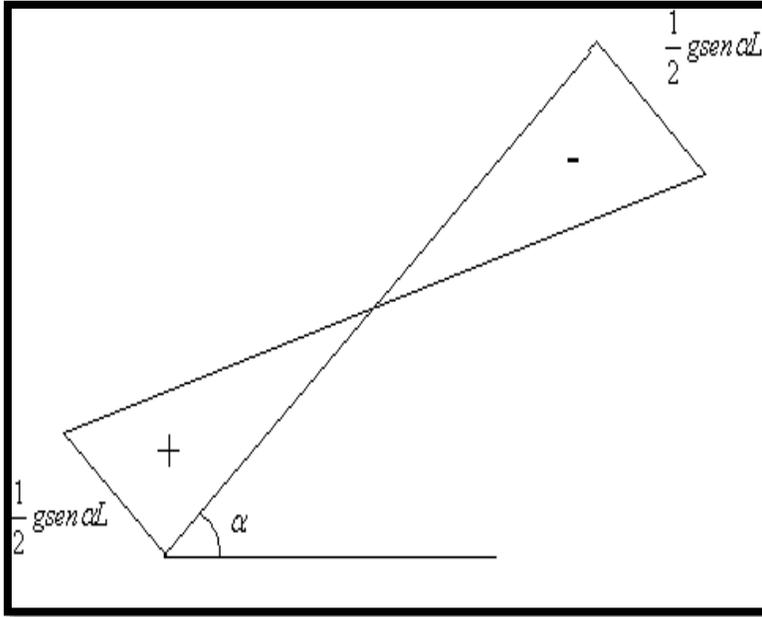


Figura 21 Diagrama de fuerzas normales.

Fuente Hormigón armado Jiménez Montoya.

Los esfuerzos cortantes en A y B resultan:

$$V_A = V_B = \frac{1}{2} g \cos^2 \alpha L' = \frac{1}{2} g \cos \alpha L \quad \text{Ecuación 2.59}$$

Las reacciones paralelas al plano del tiro (Figura 14) son $\frac{1}{2} g \sin \alpha L$, en el apoyo inferior y el mismo valor en el superior. Esto conduce a que la mitad superior del tiro esté en tracción y la mitad inferior en compresión, ambas linealmente variables, de acuerdo con lo que se indica en la Figura 15. Estos esfuerzos introducen tracciones que son despreciables en la mayoría de los casos.

2.5.3 Estructura de sustentación de la cubierta

- Diseño de cubiertas

Para el diseño de cubiertas se debe tomar en cuenta primeramente el material a emplear para la losa.

El espaciamiento está en función del complemento de la losa, cerámica, hormigón y polietireno.

Se debe tomar en cuenta las cargas actuantes en la losa, como ser cargas vivas y cargas muertas.

Carga de viento

En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y el barlovento, el cual se resume en la carga.

Dinámica de viento dada por:
$$\omega = \frac{V^2}{16}$$
 Ecuación 2.60

Donde:

ω = Carga dinámica de viento kg/m²

V = velocidad del viento m/s.

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Análisis de estudios de suelos

Se realizó la práctica de S.P.T (Standard Penetration Test) o prueba de penetración estándar en la comunidad de Yesera Norte del departamento de Tarija donde es el lugar de emplazamiento de la obra.

La muestra de suelo se tomó del fondo de la excavación donde se realizó el ensayo para el posterior análisis de laboratorio. La clasificación de suelos se realizó por medio de S.U.C.S y A.A.S.H.T.O. a través de granulometría y límites de Atterberg.

La granulometría se realizó mediante el método del lavado ya que al ser un suelo arenoso con considerable cantidad de finos, eso arrojó un porcentaje retenido en el tamiz nro. 200 muy elevado (mayor al 50 % de material de la muestra).

Para suelos cohesivos se debe realizar el ensayo de límites de Atterberg ya que es de suma importancia para clasificar el suelo de fundación que en esta ocasión se define como un suelo A-2-7(2) en la clasificación A.A.S.H.T.O y S.C. en la clasificación S.U.C.S que en resumen nos dice que el suelo de fundación de lugar de emplazamiento es **ARENA ARCILLOSA**.

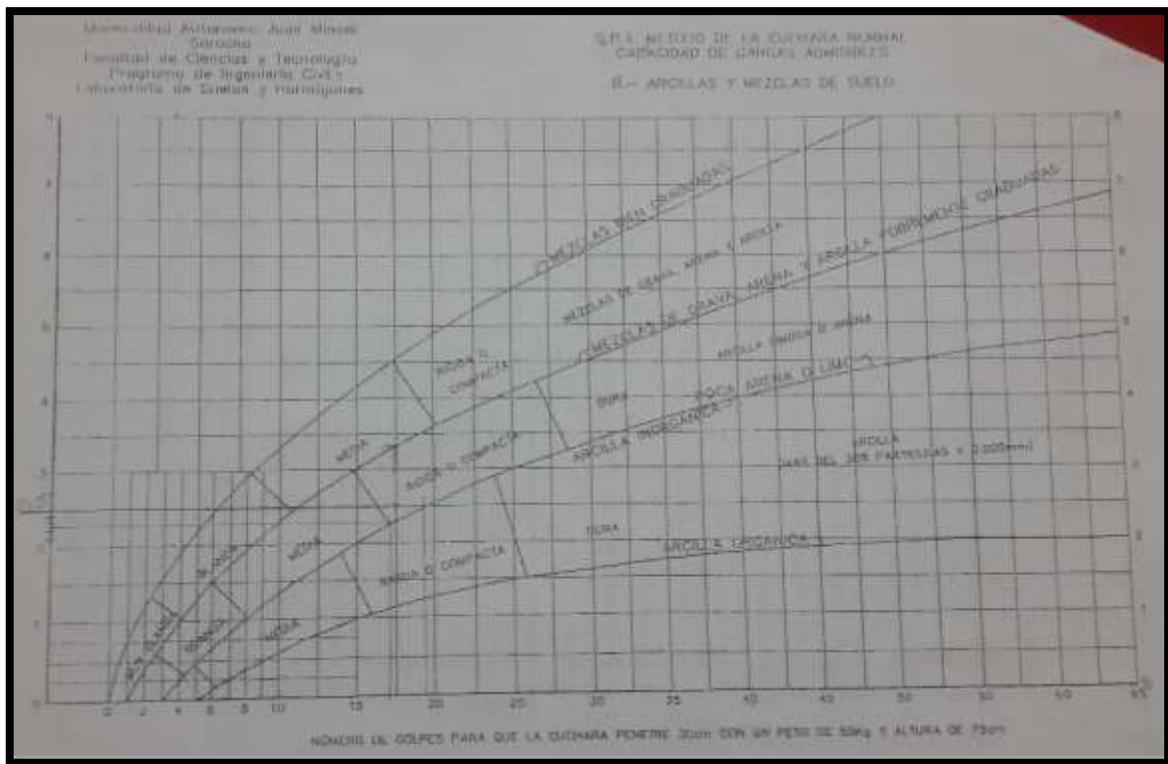


Figura 22 Ábacos para la determinación de la capacidad portante del suelo.

Fuente: Guías de laboratorio de suelos UAJMS

Pozo N°	Profundidad	Tipo de suelo	Resistencia Admisible
1	1,50 m	SC	2,30 Kg/cm ²
2	2,00 m	SC	2,50 Kg/cm ²
3	3,00 m	SC	2,50 Kg/cm ²

Cuadro 13 Análisis de suelos.

Fuente: Elaboración propia.

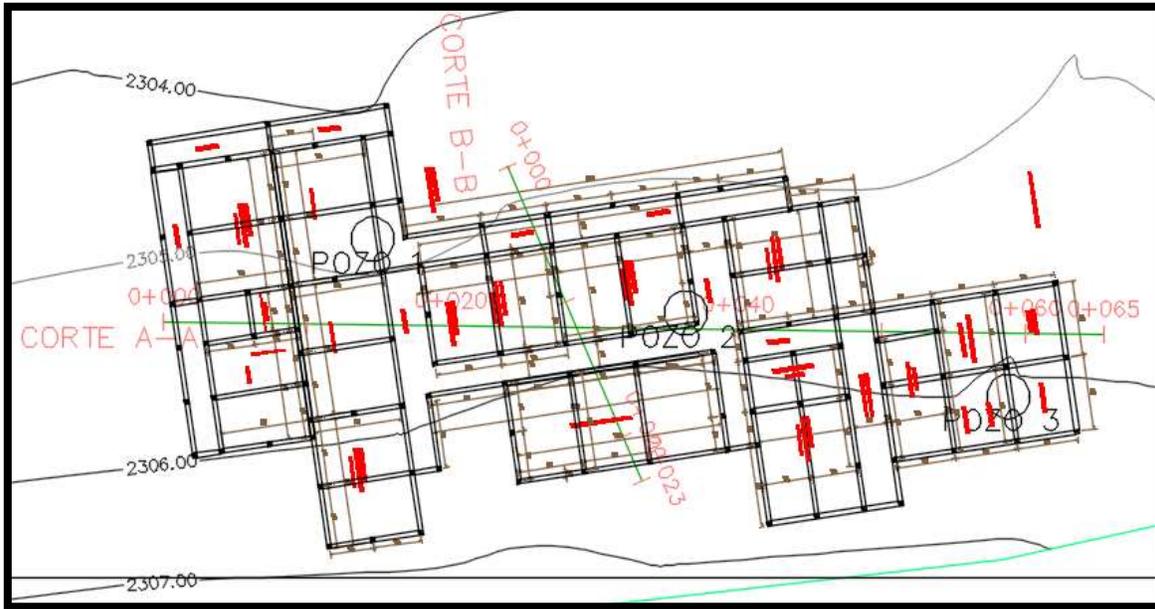


Figura 23 Ubicación de pozos.

Fuente: Elaboración propia.

El estudio de suelos fue realizado por el proponente. Ver anexo 1 del presente documento.

3.2 Análisis de estudio topográfico

La topografía del lugar de emplazamiento de la obra, fue proporcionada por la entidad promotora del proyecto. La entidad realizó el levantamiento de 92 puntos topográficos de la zona, a través de los cuales el proponente genero los planos topográficos de curvas de nivel, emplazamiento y perfiles de terreno de la zona. Ver anexo 2. Las coordenadas de emplazamiento son E=339273.909, N=7635709.678 y Z=2306.000 m.s.n.m. que corresponden a la columna 128.

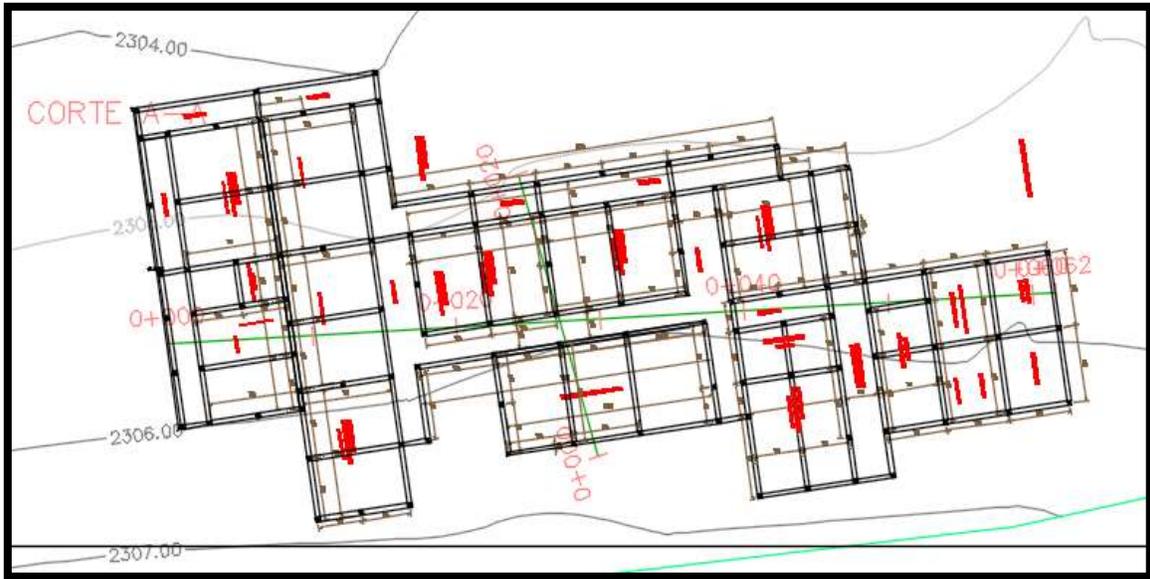


Figura 24 Plano topográfico y emplazamiento.

Fuente: Elaboración propia.

3.3 Planteamiento estructural

Los datos básicos que se utilizaron para elaborar el proyecto son los que se mencionan a continuación:

➤ Para el diseño del Colegio Yesera norte la norma española de cargas recomienda tomar un valor que oscila entre 200 – 300 kg/m², se tomó una sobrecarga de 300 kg/m², se hace referencia con más detalle en el anexo A.3.1. Detalle de Cargas.

➤ La resistencia de los materiales que se utilizaron son los que se indican a continuación:
 $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia característica del hormigón).
 $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia característica del acero).

Se tomaron estos valores porque son los que nos permite colocar el programa CYPE CAD. No obstante en nuestro medio se trabaja con aceros de 4200 kg/cm² lo cual nos da un margen para resistencia del hormigón y del acero además de cargas que no han sido tomadas en cuenta como ser el peso de libreros y otros muebles o cargas que no se puedan prever en esta etapa.

➤ Según la norma Boliviana uno puede escoger el nivel de control y daños previsibles, se tomó un control normal que es lo más común en nuestro medio y los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de cargas son los que se indican a continuación:

$\gamma_c = 1,50$ coef. de minoracion para el hormigon

$\gamma_c = 1,15$ coef. de minoracion para el acero

$\gamma_c = 1,60$ coef. de mayoracion de cargas

Los coeficientes que se muestran son que se utilizaron para calcular todos los elementos estructurales del proyecto (vigas, columnas, la escalera, fundaciones, etc.).

➤ La capacidad portante del suelo se tomó el siguiente valor:

$$\sigma_{adm} = 2,3 \frac{kg}{cm^2}$$

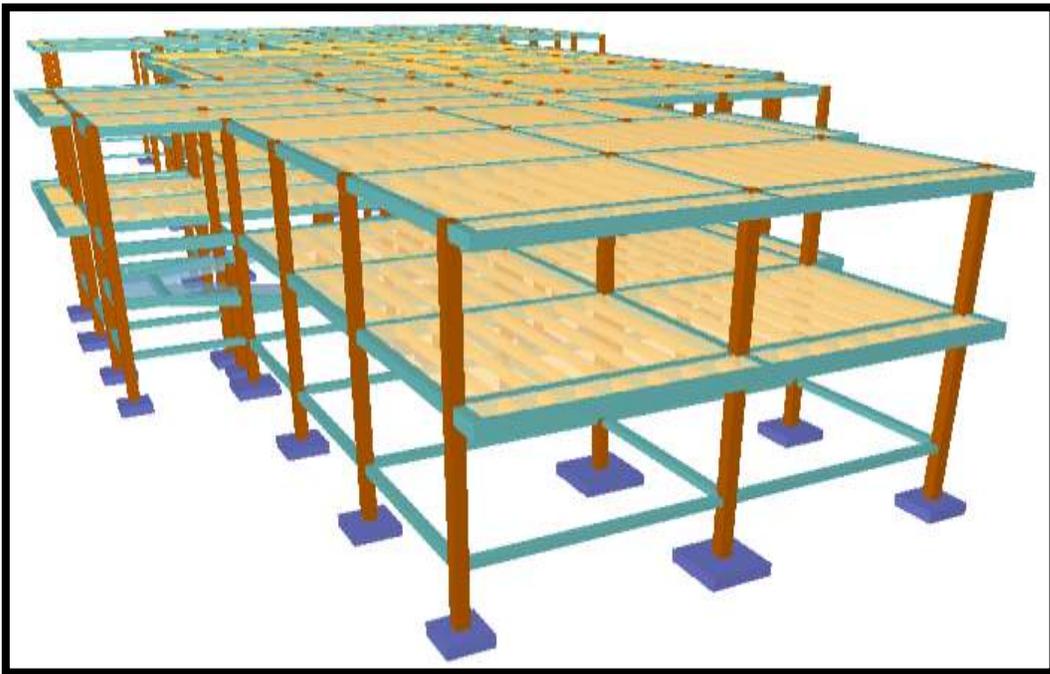


Figura 25 Planteamiento estructural de la edificación.

Fuente: Elaboración propia.

El planteamiento estructural se muestra en mayor detalle en el anexo 8.

3.3.1 Estructura de la cubierta

La estructura de la cubierta será de losa alivianada con viguetas pretensadas.

3.3.2 Estructura de la edificación

- **Cálculo de vigas**

Armadura transversal

El cálculo de las vigas a cortante que componen las estructuras del proyecto, se calcularon por el programa computacional CYPECAD, introduciendo los datos generales que se indicaron anteriormente.

En esta etapa se realizara el cálculo de la viga más armada o más crítica viga 165 entre columnas C-14 y C-15. Calcula paso a paso de acuerdo al marco teórico y recomendaciones de la norma la armadura requerida a cortante como así también verifica la armadura mínima de esta sección. Ver anexo 9.

Armadura longitudinal

El cálculo de las vigas a flexión que componen las estructuras del proyecto, se calcularon por el programa computacional CYPECAD, introduciendo los datos generales que se indicaron anteriormente.

En esta etapa se realizara el cálculo de la viga más armada o más crítica viga 150 entre columnas C-14 y C-15 para la verificación de armaduras obtenidas la planilla de verificación que se muestra a continuación y calcula paso a paso de acuerdo al marco teórico y recomendaciones de la norma la armadura requerida a flexión como así también verifica la armadura mínima de esta sección.

- **Calculo de losas**

La estructura de sustentación de los entresijos estará constituida por viguetas pretensadas prefabricadas y complemento de styroport expandido.

Para la determinación de los parámetros que caracterizan a la losa como ser el tipo de viguetas la altura del complemento, se realizó las comparaciones de los materiales prefabricados de varias empresas proveedoras en nuestra capital, basándonos en la calidad del material el costo y la garantía que presentan se optó por emplear en el diseño viguetas y complementos prefabricados de la marca SOBOPRET.

- **Cálculo de columnas**

Armadura longitudinal

Este cálculo se desarrolló de acuerdo a lo que se indica en el capítulo 2, a continuación se muestran el cálculo de la columna C-12 con la que se verifica los resultados obtenidos por el programa CYPECAD.

Para una mayor comprensión ver los planos estructurales de columnas en el anexo A.9. Cuadro de columnas, donde se detalla la distribución de acero para cada una de las columnas.

Armadura transversal

Se realizó la verificación a cortante de la columna C-12 donde se indica la armadura transversal y proceso de cálculo es como se indica en el capítulo

Para poder definir el diámetro de la armadura transversal se tomó lo que recomienda la norma Boliviana de hormigón armado y Jiménez Montoya que nos dice:

$$\phi \leq \frac{1}{4} \phi_{long. max}$$

En nuestra estructura el diámetro de la armadura longitudinal más gruesa es de 12mm. La norma recomienda tomar como diámetro mínimo para los estribos de 6mm.

Los valores obtenidos con la planilla de cálculo verifica el armado de la columna mediante el programa CYPECAD. Se tiene en el anexo A.9. Cuadro de columnas el detalle de armado de cada columna.

3.3.3 Fundaciones y Escaleras

- **Cálculo de fundaciones**

Zapata medianera. Centrada y combinada.

El proceso de cálculo con el cual se calculó la fundación de la columna C-23 de verifico dimensiones de la zapata como así también el armado en ambas direcciones. Los detalles de zapatas se muestran en el anexo 9.

- **Diseño de escaleras**

Geometría

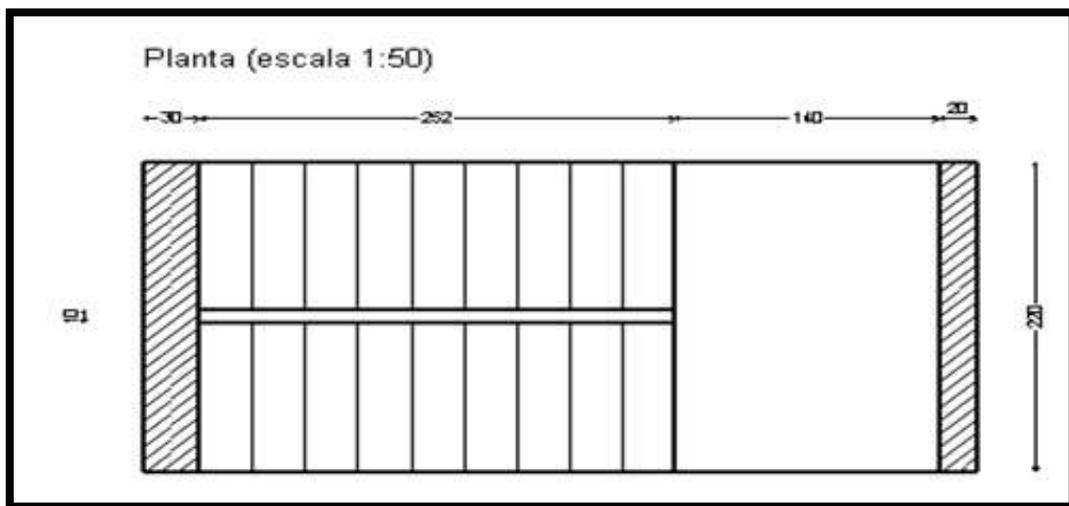


Figura 26 Escalera vista en planta.

Fuente: www.google.com

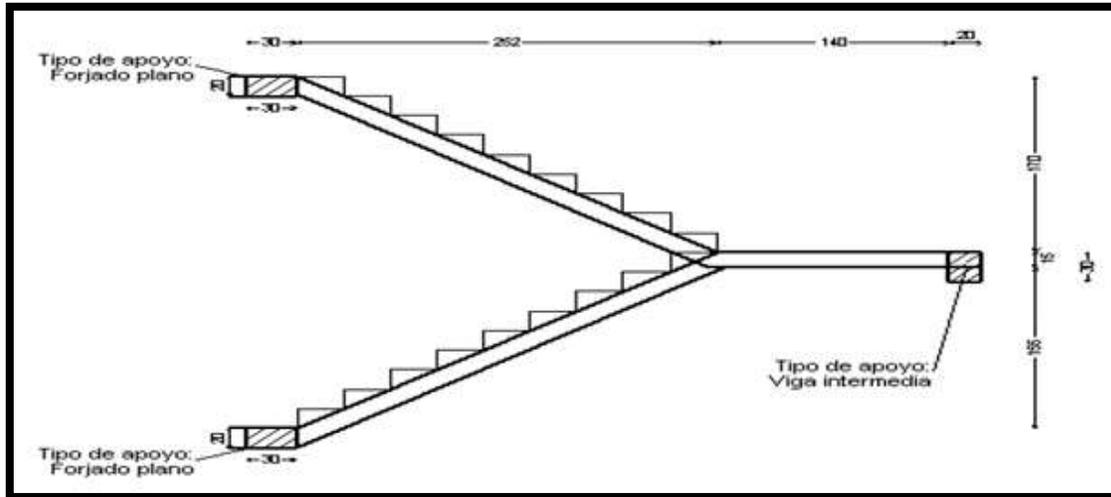


Figura 27 Escalera vista en perfil.

Fuente: www.google.com

Para detalles de escaleras, ver anexo 9.

Cargas

Sobre carga de uso = 400 kg/m^2

Resultado del cálculo y armaduras

Desacuerdo a los resultado de momentos resultantes máximo no requiere armadura de refuerzo por que se deberá dispone la armadura mínima.

Para más detalle del armado de cada uno de los tramos de cada escalera revisar el anexo A.9.

Planos estructurales/Plano de escaleras.

3.4 Análisis, calculo y diseño estructural

3.4.1 Estructura de sustentación de la cubierta

La cubierta es de losa alivianada con viguetas pretensadas y complemento de poliestireno de 50 cm de ancho , con un canto de 20 cm y 1 m de ancho longitudinal, las viguetas pretensadas serán prefabricadas con una resistencia de 450 kg/cm^2 para todas las losas de la estructura de sustentación.

3.4.2 Estructura de sustentación de la edificación

- **Calculo de vigas**

Armadura longitudinal

MEMORIA DE CALCULO VIGA H°A° SOMETIDA A FLEXIÓN SIMPLE

1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA VIGA

Para el dimensionamiento de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa Cypecad 2014 para obtener las máximas solicitaciones; a continuación se realiza la verificación manual de armaduras para comprobar si los armados obtenidos por el programa coinciden con los cálculos manuales.

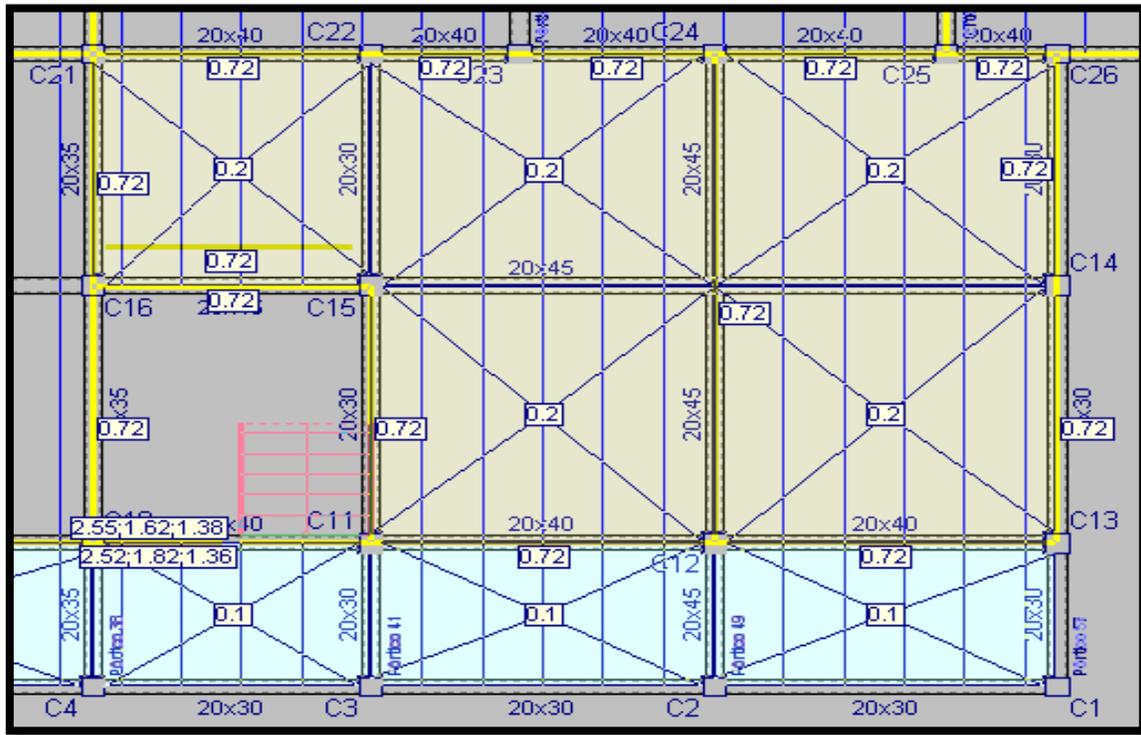


Figura 28 Ilustración de cargas en vigas.

Fuente: Elaboración Propia.

De acuerdo a la arquitectura del edificio se eligió la viga de longitud más larga que para este caso es la que se muestra en la gráfica anterior siendo una viga de 30x35 cm.

Longitud de viga: 7,1 m

Viga 165, entre C-14 y C-15

Momento izq: 8810 kg C-15

Momento central: 5680 kg*m

Momento der: 5100 kg*m C-14

2. ARMADURA POSITIVA

2.1. DATOS:

Momento máximo de servicio	Mmax =	5680,00	Kg*m
Peralte de la sección	h =	45,00	cm

Ancho de la sección	bw =	20,00	cm
Peralte efectivo	d =	42,00	cm
Recubrimiento	r =	3,00	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250,00	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	fyk =	5000,00	kg/cm ²
Coefficiente minoración Hormigón	γc =	1,50	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	γf =	1,60	

2.2. CALCULOS

Momento mayorado	Md (kg*m) =	9088,00	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
------------------	-------------	---------	----------------------------

Momento reducido	μd =	0,155	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
------------------	------	-------	--

Cuantía geométrica	w =	0,173	De tablas
--------------------	-----	-------	-----------

Armadura Necesaria	As (cm2) =	5,56	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
--------------------	------------	------	---

Armadura mínima	As _{min} (cm2)=	2,52	$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$
-----------------	--------------------------	------	----------------------------------

Armadura escogida	As (cm2) =	5,56	As
-------------------	------------	-------------	----

Armadura a utilizar =>	2φ16+2φ10	Asprov(cm2)=	5,59
------------------------	------------------	--------------	-------------

Asprov	>	As
---------------	---	-----------

3. CALCULO ARMADURA NEGATIVA IZQUIERDA

3.1. DATOS:

Momento máximo de servicio	Mmax =	8810,00	Kg*m
Canto de la sección	h =	45,00	cm
Ancho de la sección	bw =	20,00	cm
Peralte efectivo	d =	42,00	cm
Recubrimiento	r =	3,00	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250,00	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	fyk =	5000,00	kg/cm ²
Coficiente minoración Hormigón	γc =	1,50	
Coficiente minoración Acero	γs =	1,15	
Coficiente mayoración de cargas	γf =	1,60	

3.2. CALCULOS

Momento mayorado	Md (kg*m) =	14096,00	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
Momento reducido	μd =	0,24	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geométrica	w =	0,291	De tablas
Armadura Necesaria	As (cm ²) =	9,37	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	Asmin (cm ²) =	2,52	$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$

Armadura escogida	As (cm²) =	9,37	As
--------------------------	------------------------------	-------------	-----------

Armadura a utilizar =>	3φ20	Asprov(cm²)	9,42
------------------------	-------------	-------------------------------	-------------

Asprov	>	As
---------------	-------------	-----------

4. CALCULO ARMADURA NEGATIVA DERECHA

4.1. DATOS:

Momento máximo de servicio	Mmax =	5100,00	Kg*m
Canto de la sección	h =	45,00	cm
Ancho de la sección	bw =	20,00	cm
Peralte efectivo	d =	42,00	cm

Recubrimiento	r =	3,00	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250,00	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	fyk =	5000,00	kg/cm ²
Coefficiente minoración Hormigón	γc =	1,50	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	γf =	1,60	

4.2. CALCULOS

Momento mayorado	Md (kg*m) =	8160,00
------------------	-------------	---------

$$M_d = M_{max} * \gamma_f$$

Momento reducido	μd =	0,139
------------------	------	-------

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

Cuantía geométrica	w =	0,153
--------------------	-----	-------

De tablas

Armadura Necesaria	As (cm ²) =	4,93
--------------------	-------------------------	------

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

Armadura mínima	As _{min} (cm ²) =	2,52
-----------------	--	------

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

Armadura escogida	As (cm ²) =	4,93	As
-------------------	-------------------------	-------------	----

Armadura a utilizar =>	1φ12 2da capa+2φ12+2φ10	Asprov(cm)=	4,96
------------------------	--------------------------------	-------------	-------------

Asprov	>	As
---------------	---	-----------

4.3. ARMADURAS ADOPTADAS

Viga entre el pilar N°24y 23 Nivel + 3,20 m.	(cm ²)	Armadura adoptada
Armadura longitudinal inferior	5,59	2Φ16 mm + 2Φ10 mm
Armadura longitudinal superior	9,42	1φ12 2da capa+2φ12+2φ10
Armadura transversal izquierda	4,2	15e Φ6 mm c/34 cm

4.4. VERIFICACION DE DEFLEXIONES

L/500				
L	710	Ymax	1,42	cm

b (cm)	20
h (cm)	45
P esp (kg/m)	2500

$$f = \frac{5}{384} * \frac{g * L^4}{E * I} \quad f_{max} = \frac{L}{500} \quad g = b * h * \gamma \quad E = 21000 * \sqrt{f_{ck}} \quad I = \frac{b * h^3}{12}$$

g	2,25	kg/cm
E	200000	Kg/cm ²
I	151875	cm ⁴

f	0,245	cm
---	-------	----

CUMPLE DEFLEXION

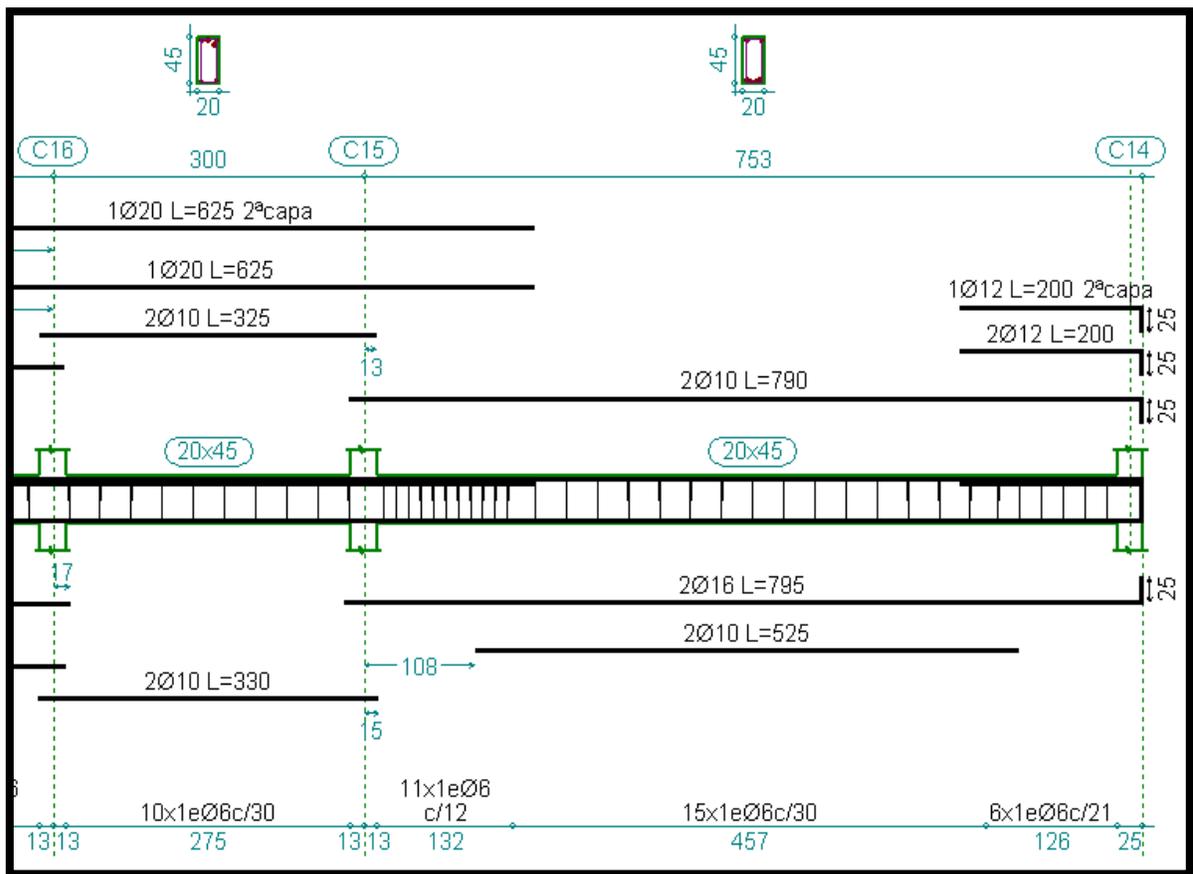


Figura 29 Detalle de armadura de vigas.

Fuente: Elaboración propia.

Armadura transversal

MEMORIA DE CALCULO VIGA HºAº SOMETIDA A CORTE

Longitud de viga: 7,1 m

Viga 165, entre C-14 y C-15

Cortante izq: 12550 kg C-24

Cortante der: 1370 kg C-23

1. ARMADURA TRANSVERSAL IZQUIERDA

1.1. DATOS:

Cortante máxima de servicio	Vmax =	12550,00	Kg
Peralte de la sección	h =	45,00	cm
Ancho de la sección	bw =	20,00	cm
Peralte efectivo	d =	42,00	cm
Recubrimiento	r =	3,00	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250,00	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	fyk =	5000,00	kg/cm ²
Coefficiente minoración Hormigón	γ_c =	1,50	
Coefficiente minoración Acero	γ_s =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	γ_f =	1,60	

1.2. CALCULOS

Cortante mayorado de cálculo	Vd (kg) =	12550,00	$Vd = 1,6 * V$
------------------------------	-----------	----------	----------------

Resistencia a cortante del hormigón	fvd(kg/cm ²)=	6,45	$fvd = 0,5 * \sqrt{fcd}$
-------------------------------------	---------------------------	------	--------------------------

Cortante resistente por el hormigón	Vcu(kg) =	5418,00	$V_{cu} = f_{vd} * bw * d$
-------------------------------------	-----------	---------	----------------------------

12550,00	>	5418,00	Necesita armadura transversal
Vd (kg)		Vcu(kg)	

Vou (kg) =	42000,00	$V_{ou} = 0,30 * fcd * bw * d$
------------	----------	--------------------------------

Cortante resistida por el acero	Vsu (kg) =	7132,00
---------------------------------	------------	---------

Armadura Transversal	Ast(cm ² /m)=	4,34
----------------------	--------------------------	------

Armadura Transversal para una pierda	Ast1(cm ² /m)=	1,53
Adoptando un diámetro de	Φ (mm)	6
Área de la barra	Aso6 (cm ²)=	0,28
Número de barras	Nb =	15
Armadura de las barras	Ast(cm ² /m)=	4,24
Distribución de las barras	S (cm) =	34
Distribución Final	Φ 6	C - 34

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}}$$

$$A_{st \min} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

2. ARMADURA TRANSVESAL A LA DERECHA

En este caso se tiene que para la cortante máxima no necesita armadura de corte y como al lado derecho tenemos menor fuerza de corte colocamos la misma armadura

Distribución Final	Φ 6	C - 34
---------------------------	------------	---------------

MEMORIA DE CALCULO DE LOSAS

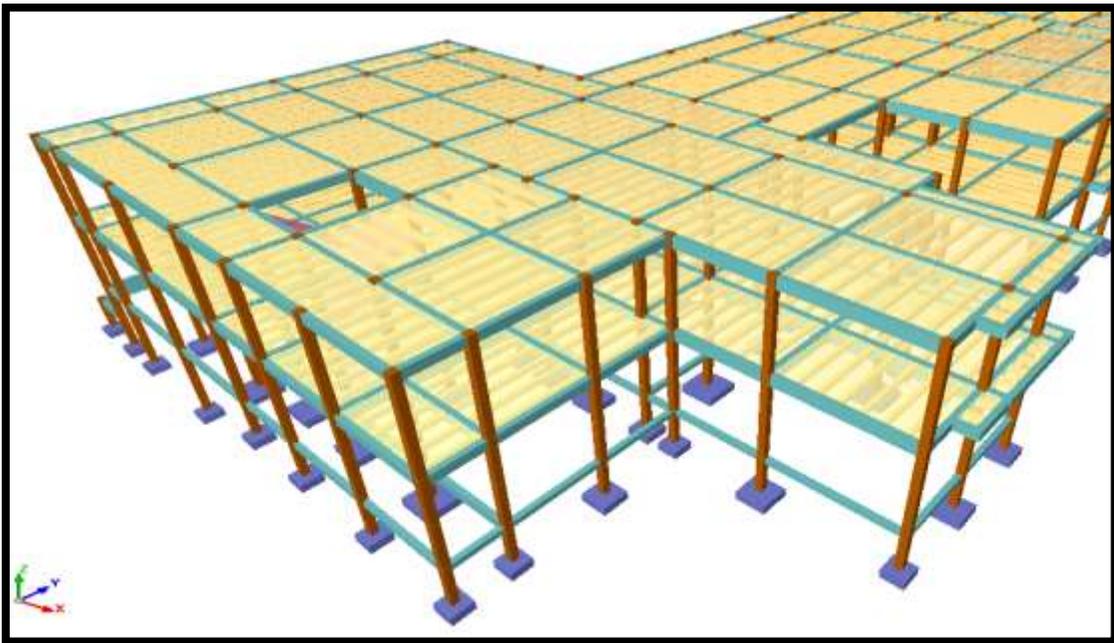


Figura 30 Imagen ilustrativa de losa.

Fuente: Elaboración propia.

Hipótesis de carga:

$$1,6 * CM + 1,6 * CV$$

Cargas actuantes en la losa:

La Carga viva se asume una carga de 300 kg/m^2 valor asumido de bibliografía debido a que en la funcionalidad de las plantas está destinada para bibliotecas y aulas.

Para la carga muerta se suma el peso de la losa con capa de compresión, el peso del cerámico y el peso de la capa de yeso inferior a la losa con un total de 285 kg/m^2 .

Calculo de la capa de compresión de la losa de H°A°:

Donde b es el ancho del complemento.

$$e_{min} = 3cm$$

Calculamos la altura de la capa de compresión de la losa (e):

$$e_0 = \frac{b}{6} = \frac{\left(\frac{50cm}{2}\right)}{6} = 4,167cm$$

Por fines constructivos se adopta:

$$e = 5cm$$

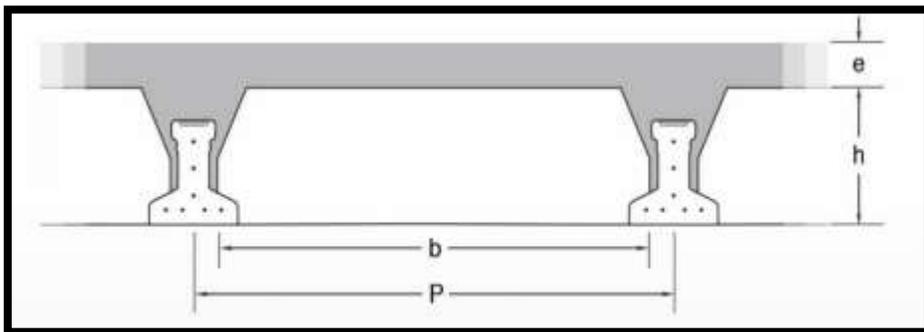


Figura 31 Ilustración de losas.

Fuente: SOBOPRET.

Calculamos armadura de reparto:

Calculamos la armadura necesaria de reparto por retracción y temperatura de la losa. El CBH-87 nos recomienda una armadura de reparto para la losa con una separación máxima entre barras de 30cm.

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando la fisuración y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

$$A_{s_{nec}} \geq \frac{50 * h_0}{f_{yd}}$$

$$A_{s_{nec}} \geq \frac{50 * 5cm}{426,37 MPa}$$

$$A_{s_{nec}} \geq 0,586 cm^2/m$$

Calculo del número de barras:

$$\emptyset = 6mm$$

$$A_n = 0,28cm^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_n} = \frac{0,586cm^2}{0,28cm^2} = 3 \text{ barras/m}$$

Por razones constructivas se colocaran 4 barras de 6mm cada 25cm.

∅ 6mm/25cm ambas direcciones

Calculo del momento flector que debe resistir la vigueta:

Carga total Q:

$$Q = 1,6 * CM + 1,6 * CV = 1,6 * \left(110 \frac{kg}{m^2} + 300 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$Q = 656 \frac{kg}{m^2}$$

Reducimos la carga q al área de aplicación:

De la tabla anterior sabemos que P es igual a 50 cm.

$$q = 656 \frac{kg}{m^2} * 0,5m$$

$$q = 328 \frac{kg}{m}$$

Para una losa simplemente apoyada tenemos el momento flector máximo en el centro del tramo con el siguiente valor:

$$M_f = \frac{q * L^2}{8} = \frac{328 \frac{kg}{m} * (3,39m)^2}{8}$$

Momento de diseño:

$$M_f = 471,18 kg * m$$

Altura h y tipo de vigueta:

La altura del complemento y el tipo de vigueta están determinados por la longitud que debe cubrir la vigueta y el momento flector máximo, estos parámetros están tabulados. Se realiza

una cotización directa en la empresa proveedora con los momentos flectores máximos y la luz de cálculo y nos proporciona como resultado Vigueta Tipo (20/100/144), con una altura de complemento de 20 cm.

EJE ENTRE VIGUETAS (A) cm	TIPO DE EPS	ESPEORES			PESO PROPIO kg/m ²	COMPONENTES DE LA LOSA		VOLUMEN HORMIGÓN m ³ /m ²	TIPOS DE VIGUETAS SEGÚN PRODUCCIÓN ESTÁNDAR							
		H cm	E cm	D cm		VIGUETA ml/m ²	EPS piezas/m ²		MOMENTOS ADMISIBLES							
									Tipo 1 kgm/m	Tipo 2 kgm/m	Tipo 3 kgm/m	Tipo 4 kgm/m	Tipo 5 kgm/m	Tipo 6 kgm/m	Tipo 7 kgm/m	Tipo 8 kgm/m
50	10/100/44	10	5	15	164	200	200	0.056	473	645	668	778	930	1,268	1,486	1,623
60	10/100/54	10	5	15	157	167	167	0.055	395	538	574	658	776	1,058	1,241	1,356
50	12/100/44	12	5	17	179	200	200	0.062	557	755	803	925	1,088	1,477	1,736	1,894
60	12/100/54	12	5	17	169	167	167	0.060	464	629	670	772	908	1,232	1,450	1,582
50	15/100/44	15	5	20	190	200	200	0.066	682	918	976	1,131	1,326	1,790	2,112	2,302
60	15/100/54	15	5	20	178	167	167	0.064	569	766	814	943	1,106	1,494	1,763	1,921
50	17/100/44	17	5	22	205	200	200	0.073	766	1,028	1,092	1,267	1,484	1,999	2,363	2,573
60	17/100/54	17	5	22	191	167	167	0.069	638	857	911	1,057	1,238	1,668	1,972	2,148
50	20/100/144	20	5	25	232	200	200	0.084	891	1,191	1,265	1,473	1,721	2,313	2,739	2,981
60	20/100/54	20	5	25	214	167	167	0.078	743	993	1,055	1,228	1,435	1,929	2,285	2,487
50	22/100/44	22	5	27	254	200	200	0.093	974	1,301	1,381	1,610	1,879	2,522	2,990	3,252
60	22/100/54	22	5	27	234	167	167	0.086	812	1,084	1,151	1,342	1,567	2,103	2,494	2,714
50	25/100/44	25	5	30	265	200	200	0.098	1,100	1,465	1,554	1,815	2,117	2,835	3,366	3,660
60	25/100/54	25	5	30	242	167	167	0.090	917	1,221	1,296	1,513	1,765	2,365	2,808	3,053

Cuadro 14: Momentos flectores para viguetas pretensadas

Fuente: SOBOPRET.

PRODUCTO	DIMENSIONES [cm]				PESO PROMEDIO [Kg]	RESISTENCIA DEL ACERO [Fyk=Kg/cm ²]	TIPO DE HORMIGÓN
	A	B	H	L			
VIGUETA PRETENSADA	11	5.6	11,44	Variable	17,2	18.000	350 Kg/cm ²
VIGUETA PRETENSADA	12	6	11	Variable	18,9	18.000	350 Kg/cm ²
VIGUETA PRETENSADA	12	5.5	10.5	Variable	19	18.000	350 Kg/cm ²

Cuadro 15 Ficha técnica de viguetas pretensadas.

Fuente: Concretec.

DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES [cm]	
		Simple	Doble
Distancia entre ejes (Paso)	D	50-58-60	62-70-72
Altura de complemento	h_1	de 10 a 25	de 12 a 25
Altura de carpeta de compresión	h_2	5	5
Altura paquete estructural	H	de 15 a 30	de 17 a 30

Cuadro 16 Ficha técnica descriptiva de viguetas.

Fuente: Concretec.



Figura 32 Imagen ilustrativa de losas y viguetas con complementos.

Fuente: Concretec.

Vigueta pretensada TIPO VT50 diseñada para longitudes de 5,8 a 6,7 m.

Tipo de complemento 15x43x130.

Distancia vigas P cm	Dimensiones			Tipo de complemento	Consumo de hormigón m ³ /m ²
	e cm	h cm	b cm		
60	5	12	53	12x53x130	0,057
50	5	12	43	12x43x130	0,059
60	5	15	53	15x53x130	0,063
50	5	15	43	15x43x130	0,066
60	5	20	53	20x53x130	0,077
50	5	20	43	20x43x130	0,082

Cuadro 17 Dimensiones del complemento.

Fuente: Concretec.

MEMERIA DE CALCULO DE COLUMNAS

1. UBICACION, GEOMETRIA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA COLUMNA

Para el dimensionamiento de las columnas se procedió a cargar los pórticos en el programa Cypecad-2014 para obtener las máximas solicitaciones; a continuación se realiza la verificación manual de armaduras para comprobar si los armados obtenidos por el programa coinciden con los cálculos manuales.

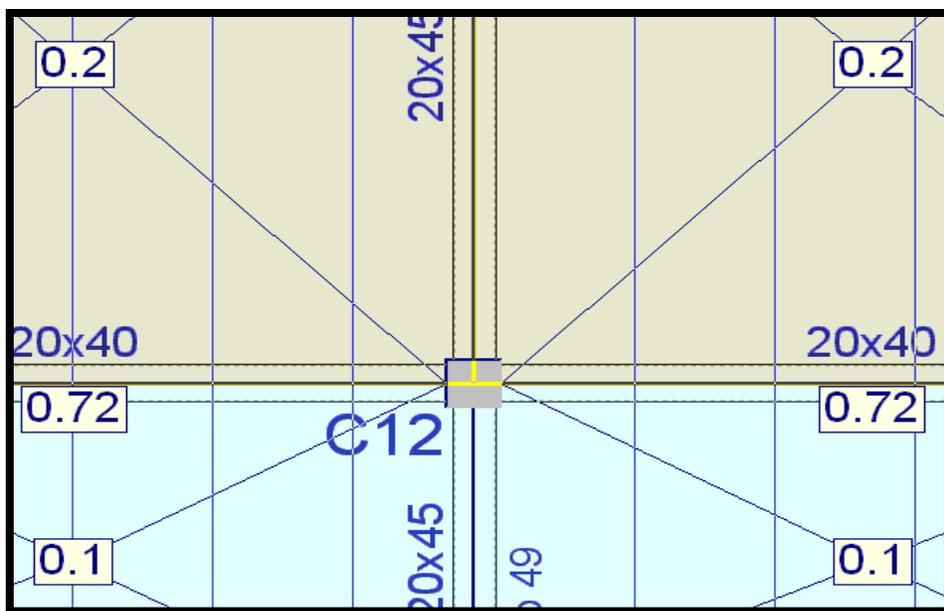


Figura 33 Ubicación de columna de comprobación.

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a las solicitaciones se escogió la columna identificada como C12 en el programa que inicia en la cimentación hasta el piso 2 entre las cotas 0,00 hasta la cota más 6,4 m de dimensiones en la base de 25x25 cm.

NÚMERO COLUMNA: 65	
COTA:	0,00 - 3,2
b (cm)=	25,00
h (cm)=	25,00
Nd (Kg) =	29930,00
Mx (Kg*m)=	1440,00
My (Kg*m)=	4000,00
L (m)=	3,20

COTA:	3,2 - 6,4
b (cm)=	25,00
h (cm)=	25,00
Nd (Kg) =	29930,00
Mx (Kg*m)=	1440,00
My (Kg*m)=	4000,00
L (m)=	3,20

2. CALULO DE LA ESBELTEZ GEOMETRICA - COMPROBACIÓN AL PANDEO

Para las vigas de 20x23 se tiene:	
Ix (cm ⁴)=	45000,00
Iy (cm ⁴)=	20000,00
l (cm) =	380,00
Para las vigas de 20x40 se tiene:	
Ix (cm ⁴)=	106667,00
Iy (cm ⁴)=	26667,00
l (cm) =	350,00
Para las vigas de 20x30 se tiene:	
Ix (cm ⁴)=	45000,00
Iy (cm ⁴)=	20000,00
l (cm) =	350,00
Para las columnas de 25x25 se tiene:	
Ix (cm ⁴)=	32552,00
Iy (cm ⁴)=	32552,00
H (cm) =	320,00

Calculo de la longitud de pandeo:

Se calculará el coeficiente K con los valores de Ψ :

$$\Psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{vigas}}$$

Con ayuda del esquema anteriormente presentado se tiene:

En A:		En B:	
$\Psi_x =$	0,40	$\Psi_x =$	0,38
$\Psi_y =$	1,78	$\Psi_y =$	1,12

En C:

$\Psi_x =$	0,19
$\Psi_y =$	0,56

Entrando a la cuadro 3 con los valores obtenidos se tiene el valor de K:

Tramo A-B:		Tramo B-C:	
$K_x =$	1,15	$K_x =$	1,10
$K_y =$	1,45	$K_y =$	1,25

Se tomara el mayor valor de K en ambos tramos respectivamente:

Tramo A-B:		Tramo B-C:	
K =	1,45	K =	1,25

Longitud de pandeo:

PLANTA BAJA:		PLANTA ALTA:	
l_0 (cm) =	464,00	l_0 (cm) =	400,00

Calculo esbeltez geométrica:

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

Donde:

H: Es la mínima dimensión de la columna en la dirección que se desea comprobar

PLANTA BAJA:		PLANTA ALTA:	
$\lambda_{gx} =$	18,56	$\lambda_{gx} =$	16,00
$\lambda_{gy} =$	18,56	$\lambda_{gy} =$	16,00

3. REFUERZO LONGITUDINAL

3.1. DATOS

	COTA:	0,00 - 3,2	
Esfuerzo normal de cálculo mayorado	Nd =	144000,00	Kg

Momentos flectores de cálculo dirección X	Mxd =	400000,00	Kg*cm
Momentos flectores de cálculo dirección Y	Myd =	260000,00	Kg*cm
Canto paralelo al eje X	hx =	25,00	cm
Canto paralelo al eje Y	hy =	25,00	cm
Resistencia cálculo del hormigón	fcd =	166,67	Kg/cm ²
Resistencia cálculo del acero	fyd =	4347,83	Kg/cm ²

3.2. CALCULOS

Capacidad mecánica del hormigón	Uc (Kg)=	104166,67	$U_c = f_{cd} * h_x * h_y$
Axil reducido	v =	0,287	$v = \frac{N_d}{U_c}$
Momento reducido alrededor del eje X	$\mu_x =$	0,055	$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_y}$
Momento reducido alrededor del eje Y	$\mu_y =$	0,154	$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_x}$
El mayor de los momentos reducidos	$\mu_1 =$	0,154	
El menor de los momentos reducidos	$\mu_2 =$	0,055	
Cuantía mecánica	w =	0,185	De ábacos
Capacidad mecánica de la armadura total	U _{total} (Kg)=	19270,83	$U_{total} = w * U_c$
Armadura de Acero total	A _{total} (cm ²)=	4,43	$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	A _{min} (cm ²)=	4,38	$A_{min} = 0.008 * h_x * h_y$
Armadura escogida	As (cm²)=	4,43	
Disposición de la armadura =>	4Φ12	Asprov (cm²)=	4,52

3.3. DATOS

	COTA:	3,2 - 6,4	
Esfuerzo normal de cálculo mayorado	Nd =	29930,00	Kg
Momentos flectores de cálculo dirección X	Mxd =	144000,00	Kg*cm

Momentos flectores de cálculo dirección Y	Myd =	400000,00	Kg*cm
Canto paralelo al eje X	hx =	25,00	cm
Canto paralelo al eje Y	hy =	25,00	cm
Resistencia cálculo del hormigón	fcd =	166,67	Kg/cm ²
Resistencia cálculo del acero	fyd =	4347,83	Kg/cm ²

3.4. CALCULOS

Capacidad mecánica del hormigón	Uc (Kg)=	104166,67
---------------------------------	----------	-----------

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y$$

Axil reducido	v =	0,287
---------------	-----	-------

$$v = \frac{N_d}{U_c}$$

Momento reducido alrededor del eje X	$\mu_x =$	0,055
--------------------------------------	-----------	-------

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_y}$$

Momento reducido alrededor del eje Y	$\mu_y =$	0,154
--------------------------------------	-----------	-------

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_x}$$

El mayor de los momentos reducidos	$\mu_1 =$	0,154
------------------------------------	-----------	-------

El menor de los momentos reducidos	$\mu_2 =$	0,055
------------------------------------	-----------	-------

Cuantía mecánica	w =	0,185
------------------	-----	-------

De ábacos

Capacidad mecánica de la armadura total	U _{total} (Kg)=	19270,83
---	--------------------------	----------

Armadura de Acero total	A _{total} (cm ²)=	4,43
-------------------------	--	------

Armadura mínima	A _{min} (cm ²)=	4,38
-----------------	--------------------------------------	------

Armadura escogida	As (cm²)=	4,43
--------------------------	-----------------------------	-------------

Disposición de la armadura =>	4Φ12	4,52
---	-------------	-------------

3.5. REFUERZO TRANSVERSAL

El diámetro mínimo	Φ6 mm
25% del diámetro de la As longitudinal	Φ4 mm
Diámetro elegido	Φ6 mm

La separación de estribos no será mayor que la menor de las siguientes dimensiones:

S >	0,85*d =	17,85	cm
	30 cm =	30,00	cm
	12Φ _{long.min} =	14,40	cm

Por lo tanto, y por facilidad constructiva, se tomará el siguiente espaciamiento para toda la columna:

S =	15	cm
-----	----	----

Finalmente la disposición de la armadura transversal es la siguiente:

Φ6 C/15

4. ARMADURAS ADOPTADAS

Pilar N° 65 entre el nivel +0,00 m. y +6,40 m	(cm ²)	Armadura adoptada
Armadura longitudinal principal Nivel +0.00 a +3,2 m	4,52	4 Φ 12 mm
Armadura longitudinal principal Nivel +3,2 a +6,4m	4,52	4 Φ 12 mm
Armadura transversal	Norma	Φ 6mm c/15 cm

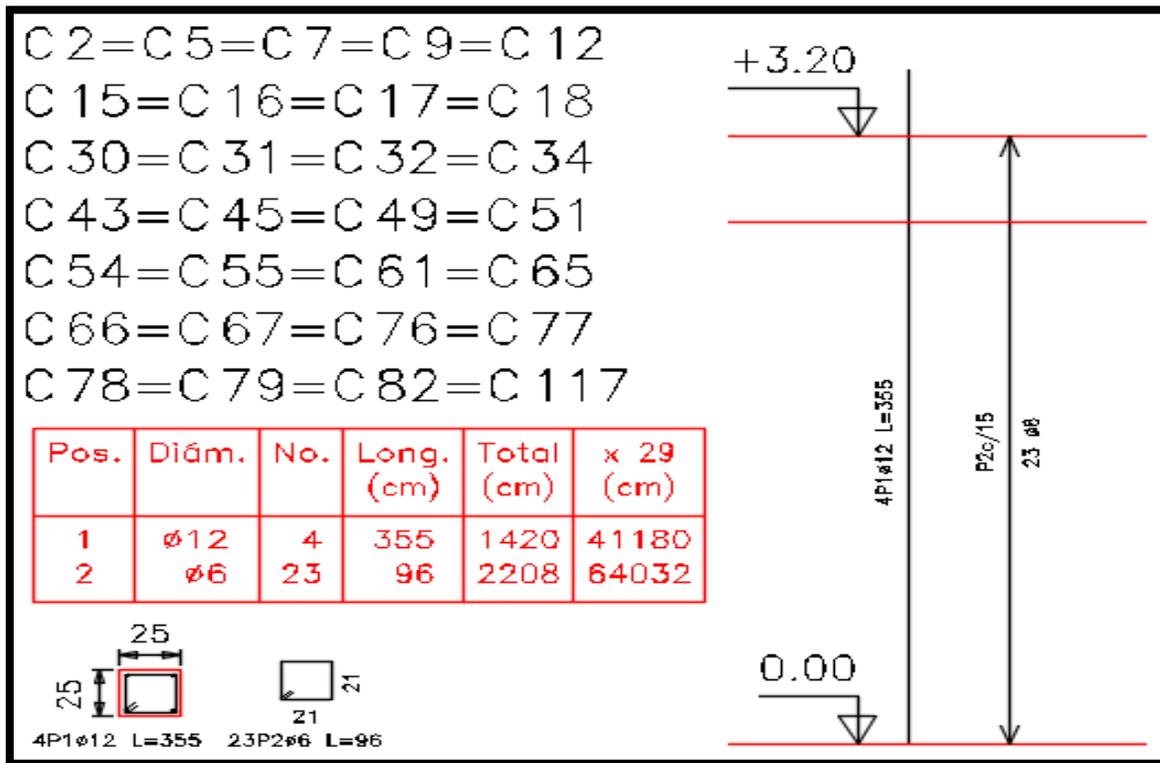


Figura 34 Detalle de armadura de columnas.

Fuente: Elaboración propia.

3.4.3 Fundaciones y Escaleras

El desarrollo del cálculo de las fundaciones se detalla en los anexos de este documento. La fundación se define a una profundidad de 1,5 m. con zapatas aisladas.

MEMORIA DE CALCULO ZAPATA AISLADA

1. UBICACION, GEOMETRIA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA ZAPATA AISLADA

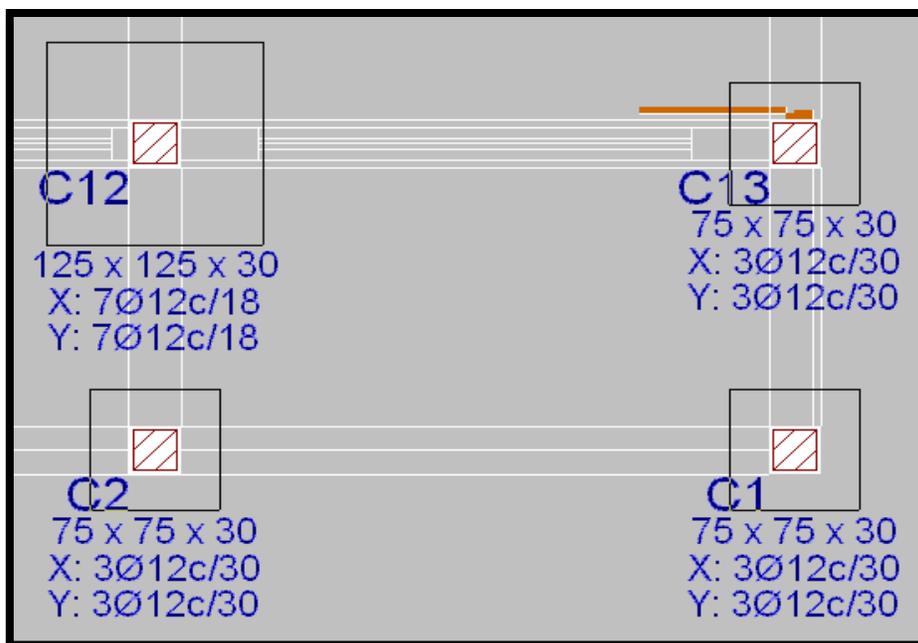


Figura 35 Disposición de zapatas.

Fuente: Elaboración propia.

DATOS CYPECAD	
N(Kg)=	32600,00
Mx(Kg*m)=	6210,00
My(Kg*m)=	6370,00
Vx(Kg)=	16380,00
Vy(Kg)=	16780,00

1. DATOS GENERALES

Carga de Servicio	N =	32,60	Tn
Tensión admisible sobre el terreno	$\sigma_{adm} =$	2,30	Kg/cm ²

Dimensión de la columna en eje x	ao =	25,00	cm
Dimensión de la columna en eje y	bo =	25,00	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250,00	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	fyk =	5000,00	kg/cm ²
Coefficiente minoración Hormigón	γc =	1,50	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	γf =	1,60	

2. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

2.1. BASE DE LA ZAPATA

Área aproximada de la zapata	A(cm ²)=	14882,61
Dimensión de los lados (cuadrado)	a(cm)=b=	121,994
Dimensión adoptada	a(cm)=b=	125,00
La tensión será	σt(kg/cm ²)=	2,09

$$A = \frac{1.05 * N}{\sigma_{adm}}$$

2.2. CANTO ÚTIL DE LA ZAPATA

k =	7,73
d1 (cm) =	22,66
d2 (cm) =	17,04
d3 (cm) =	17,04

$$d_1 = \sqrt{\frac{ao * bo}{4} + \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{(ao + bo)}{4}}$$

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

$$k = \frac{2 * \sqrt{f_c d}}{\gamma_f * \sigma_{t,2}}$$

Canto útil adoptado	d (cm) =	25
Recubrimiento	r (cm) =	5
CANTO TOTAL	h(cm) =	30

2.3. COMPROBACIÓN DE LA TENSIÓN EN EL TERRENO

Carga de Servicio	N =	32600,00	Kg
Carga debido al peso propio de zapata	P.P. =	1125,00	Kg
Tensión admisible	σadm=	2,30	Kg/cm ²
Tensión calculada	σt=	2,16	Kg/cm ²

$\sigma_t > \sigma_{adm}$ **CUMPLE**

Si $v \leq 2h$ se trata de una zapata rígida

$V=50$, $2h=60$

Zapata rígida

3. DETERMINACIÓN DE LAS ARMADURAS

Los momentos flectores en las secciones de referencia "a" y "b" son:

$$M_{ad} = \frac{\gamma f * N}{2a} * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o \right)^2$$

Momento de diseño actuante en "a"	M_{ad} (kg*m)=	6027,74
Momento de diseño actuante en "b"	M_{bd} (kg*m)=	6027,74

Para determinar las armaduras correspondientes, se usará la formula simplificada:

$$\omega = \mu(1 + \mu)$$

Armadura mínima	$A_{s_{min}}$ (cm ²)=	5,625		
Disposición de armadura mínima	5Φ12		A_{real} (cm ²)=	5,65

Lado a:

Momento reducido	$\mu =$	0,0463
Cuantía	$\omega_a =$	0,0484
Armadura calculada	A_s (cm ²) =	7,57
Armadura necesaria	A_s (cm ²)=	7,57
Armadura real	A_{real} (cm ²)=	7,92
Número de barras	N barras =	7
Espaciamiento entre barras	S (cm) =	18,00
DISPOSICIÓN FINAL	7Φ12 C/18	

Lado b:

Momento reducido	$\mu =$	0,0463
Cuantía	$\omega_b =$	0,0484
Armadura calculada	A_s (cm ²) =	7,57
Armadura necesaria	A_s (cm ²)=	7,57

Armadura real	$A_{real} (cm^2) =$	7,92
Número de barras	N barras =	7
Espaciamiento entre barras	S (cm) =	18,00
DISPOSICIÓN FINAL		7Φ12 C/18

4. COMPROBACIONES

4.1. CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} * \frac{(b + b_0 + d) * (a - a_0 - d)}{4} \leq 2 * f_{vd} * (b_0 + d) * d_2$$

$f_{vd} (kg/cm^2)$	6,455	
10953,6	<	11001,62337
CUMPLE		

4.2. ADHERENCIA

Cortante de cálculo	$V_d (Kg) =$	22428,8
---------------------	--------------	---------

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

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 * d * n * \pi * \phi} \leq f_{bd} = 0.95 \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$\tau_b (kg/cm^2) =$	24,66	<	$f_{bd} (kg/cm^2) =$	28,77
----------------------	-------	---	----------------------	-------

CUMPLE

5. ARMADURAS ADOPTADAS

Zapata N° 65	(cm ²)	Armadura adoptada
Armadura en dirección de x	7,92	7 φ 12 c/18
Armadura en dirección de y	7,92	7 φ 12 c/18

MEMORIA DE CALCULO ESCALERA HORMIGON ARMADO

1. GEOMETRIA DE LA ESCALERA

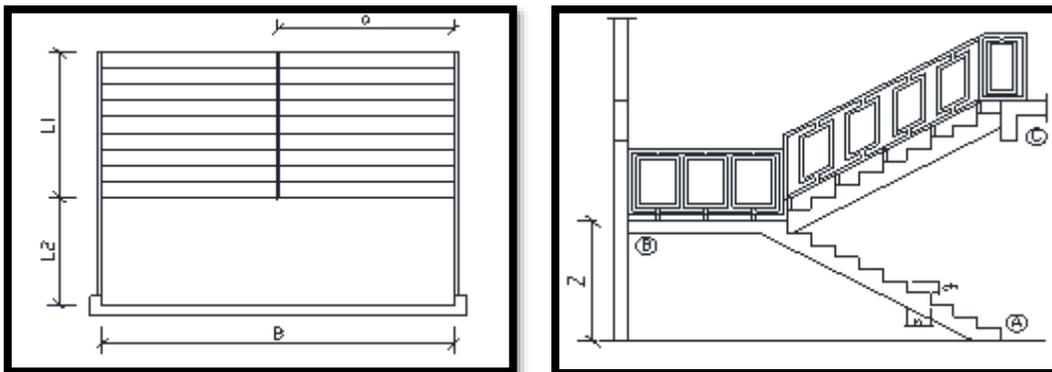


Figura 36 Referencia de escalera de cálculo.

Fuente: Elaboración propia.

2. DATOS GENERALES:

L1 (m)=	1,89	Longitud horizontal rampa	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}(\text{Kg}/\text{m}^3)=$	2500.00
L2 (m)=	1,40	Longitud descanso		
a (m)=	1,40	Ancho de rampa		
B (m)=	3,00	Ancho total de descanso		
t (m)=	0,15	Espesor de losa		
h (m)=	0,27	Huella		
ch (m)=	0,20	Contra huella		
Z (m)=	3,20	Altura media a salvar		
N =	16	Número de peldaños		

3. ANALISIS DE CARGAS

CARGA MUERTA RAMPA

Peso debido a los peldaños

Volumen peldaños(m3)=	0,038
Peso peldaños(Kg)=	1512,00
Área losa rampa(m2)=	2,65

Carga de peldaños por metro de ancho

qpel (Kg/m)=	571,43
--------------	--------

Carga debido al peso propio del a rampa por metro de ancho

qr (Kg/m)=	375,00
------------	--------

Sobre carga de cerámica por metro de ancho

qsc (Kg/m)=	50,00
-------------	-------

Carga muerta total en la rampa

QCM (Kg/m)=	996,43
--------------------	---------------

DESCANSO

Carga debido al peso propio del descanso por metro de ancho

qd (Kg/m)=	375,00
------------	--------

Sobre carga de cerámica por metro de ancho

qsc (Kg/m)=	50,00
-------------	-------

Carga muerta total en el descanso

QCM (Kg/m)=	425,00
--------------------	---------------

SOBRECARGA

La sobrecarga de uso para el diseño de escalera recomendada por metro de ancho es la siguiente:

QCV (kg/m)=	400,00
--------------------	---------------

Carga ultima actuante con la siguiente combinación:

$$QU = 1.6*QCM + 1.6*QCV$$

RAMPA				
QR (Kg/m)=	2234,29	Lr (m) =	1,89	Longitud rampa
QD (Kg/m)=	1320,00	Ld (m) =	1,40	Longitud descanso

Idealizando la escalera se tiene el siguiente esquema:

TRAMO: B - A

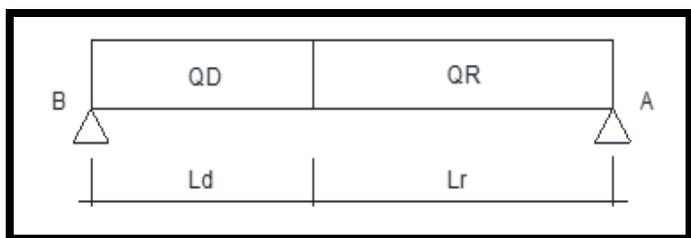


Figura 37 Idealización de la escalera.

Fuente: Elaboración propia.

Calculando se obtienen lo siguiente:

Md (Kgm) =	2667,74	RA (Kg) =	3403,05
Vd (Kg) =	3403,05	RB (Kg) =	2667,74

Para el momento negativo se recomienda tomar el valor de los apoyos en viga perimetral:

$$Md = \frac{q * l^2}{24}$$

-MB(Kgm)=	107,80	-MA(Kgm)=	332,54
-----------	--------	-----------	--------

4. REFUERZO ARMADURA POSITIVA POR METRO

4.1. DATOS

Momento máximo de diseño	Mmax =	2667,74	Kg*m
Canto de la sección	t =	15,00	cm
Ancho de para el calculo	bw =	100,00	cm
Peralte efectivo	d =	12,00	cm
Recubrimiento	r =	3,00	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250,00	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	fyk =	5000,00	kg/cm ²
Coficiente minoración Hormigón	γc =	1,50	
Coficiente minoración Acero	γs =	1,15	

4.2. CALCULOS

Momento reducido	$\mu_d =$	0,111
------------------	-----------	-------

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

Cuantía geométrica	$w =$	0,120
--------------------	-------	-------

De tablas

Armadura Necesaria	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	5,53
--------------------	-------------------------------	------

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

Armadura mínima	$A_{s \min} \text{ (cm}^2\text{)} =$	2,7
-----------------	--------------------------------------	-----

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

Armadura escogida	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	5,53	As
--------------------------	---	-------------	-----------

Armadura a utilizar	11Φ8	$A_{s \text{ prov}} \text{ (cm}^2\text{)} =$	5,53
---------------------	-------------	--	-------------

Asprov	>	As	OK
---------------	-------------	-----------	-----------

5. REFUERZO ARMADURA NEGATIVA (A) POR METRO, IDEM PARA (B)

5.1. DATOS

Momento máximo de diseño	$M_{\max} =$	332,54	Kg*m
Canto de la sección	$t =$	15,00	cm
Ancho de para el calculo	$b_w =$	100,00	cm
Peralte efectivo	$d =$	12,00	cm
Recubrimiento	$r =$	3,00	cm
Resistencia característica del hormigón	$f_{ck} =$	250,00	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	$f_{yk} =$	5000,00	kg/cm ²
Coeficiente minoración Hormigón	$\gamma_c =$	1,50	
Coeficiente minoración Acero	$\gamma_s =$	1,15	

5.2. CALCULOS

Momento reducido	$\mu_d =$	0,03
------------------	-----------	------

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

Cuantía geométrica	$w =$	0,031
--------------------	-------	-------

De tablas

Armadura Necesaria	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	1,43
--------------------	-------------------------------	------

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

Armadura mínima	$A_{smin} (cm^2)=$	2,7	$A_{smin} = w_{min} * b_w * h$
-----------------	--------------------	-----	--------------------------------

Armadura escogida	$A_s (cm^2) =$	2,7	Asmin
--------------------------	----------------------------------	------------	--------------

Armadura a utilizar =>	6Φ8	$A_{sprov}(cm^2)=$	3,02
------------------------	------------	--------------------------------------	-------------

Asprov	>	As	OK
---------------	-------------	-----------	-----------

6. ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN SUPERIOR E INFERIOR

Se adoptará una armadura de distribución mínima, por lo tanto se tiene la sgte. Disposición:

Φ8 c/20

7. ARMADURA SUPERIOR TEMPERATURA

Se dispondrá de armadura mínima, por lo tanto:

Armadura mínima	$A_{smin} (cm^2)=$	2,7	$A_{min} = 0.0018 * b_w * t$
-----------------	--------------------	-----	------------------------------

Armadura a utilizar =>	6Φ20	$A_{sprov} (cm^2)=$	3,02
------------------------	-------------	---------------------------------------	-------------

8. VERIFICACIÓN AL CORTE

8.1. DATOS:

Cortante máximo de diseño	$V_{max} =$	3403,05	Kg
Canto de la sección	$t =$	15,00	cm
Ancho de para el calculo	$b_w =$	100,00	cm
Peralte efectivo	$d =$	12,00	cm
Recubrimiento	$r =$	3,00	cm
Resistencia característica del hormigón	$f_{ck} =$	250,00	kg/cm ²
Resistencia característica del acero	$f_{yk} =$	5000,00	kg/cm ²
Coficiente minoración Hormigón	$\gamma_c =$	1,50	
Coficiente minoración Acero	$\gamma_s =$	1,15	

8.2. CALCULOS

Resistencia a cortante del hormigón	$f_{vd} (kg/cm^2)=$	6,45	$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$
-------------------------------------	---------------------	------	--------------------------------

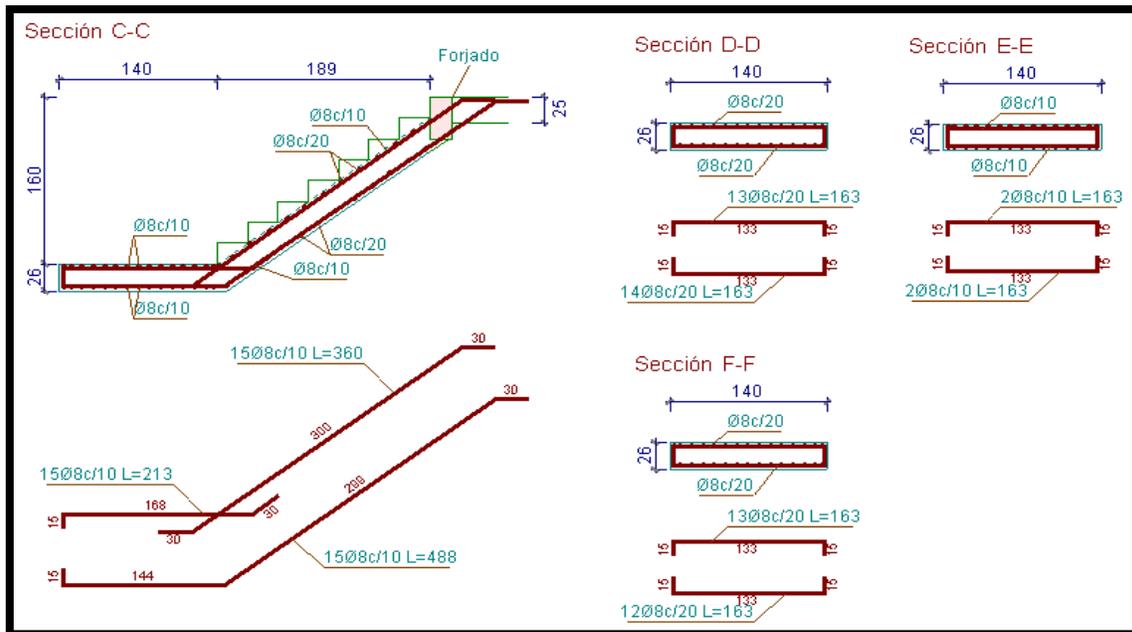
Cortante resistente por el hormigón	$V_{cu}(kg) =$	7740,00	$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$
-------------------------------------	----------------	---------	-----------------------------

3403,05	<	7740,00	No necesita armadura transversal
Vd (kg)		Vcu(kg)	

Tramo 1		
Geometría	Ámbito	1.400 m
	Espesor	0.26 m
	Huella	0.270 m
	Contrahuella	0.200 m
	Desnivel que salva	3.20 m
	Nº de escalones	16
	Planta final	PLANTA ALTA
	Planta inicial	PLANTA BAJA
Cargas	Peso propio	0.650 t/m ²
	Peldañeado (Hormigonado con la losa)	0.201 t/m ²
	Solado	0.100 t/m ²
	Barandillas	0.300 t/m
	Sobrecarga de uso	0.400 t/m ²
Materiales	Hormigón	H-25 , Control Normal
	Acero	AH-500 , Control Normal
	Rec. geométrico	3.0 cm

Figura 38 Características Geométricas de la escalera.

Fuente: Elaboración propia.



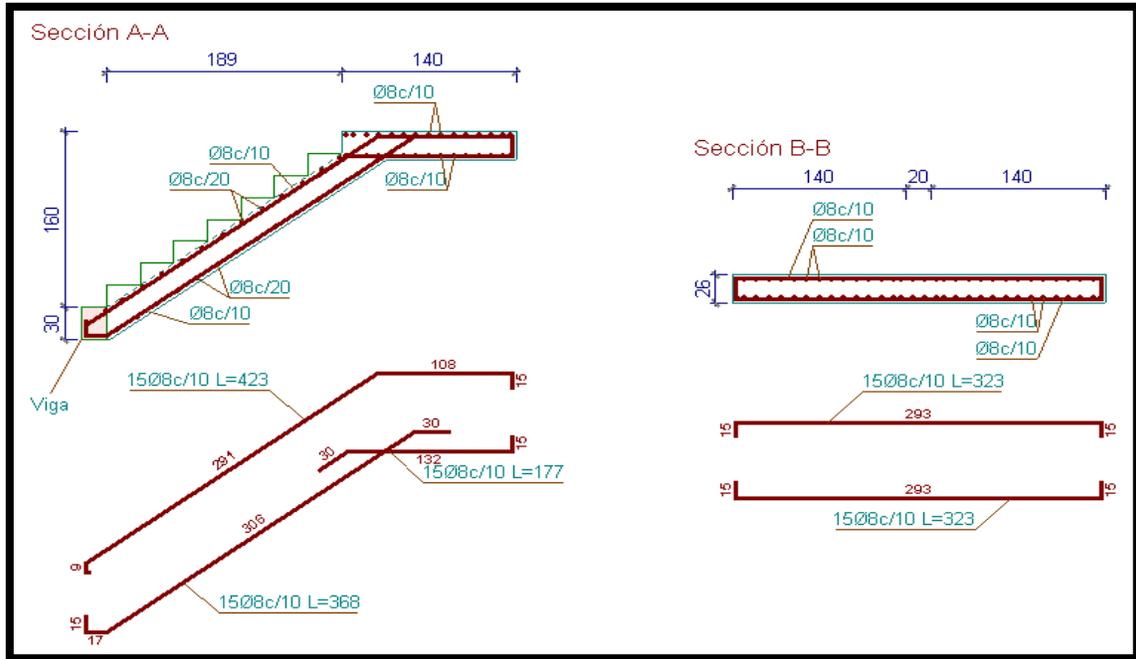


Figura 39 Detalle de armaduras de escaleras.

Fuente: Elaboración propia.

Juntas de dilatacion

Se consideró también juntas de dilatación, tomando en cuenta que es una región seca, con variaciones de temperaturas superiores a los 10°C y que su ubicación no deberá ser superior a los 25 m, para un $\alpha = 1.0e-5/^{\circ}C$ y una variación de temperatura según la norma de:

Donde “e” es el espesor del elemento en cm.

Obteniendo así para 35 cm, que es el espesor de viga, un $\Delta t = 16,64^{\circ}C$.

$$\Delta L = L_o * \alpha * \Delta T = 25m * \frac{1e^{-5}}{^{\circ}C} * 16,64^{\circ}C = 0,00416 m$$

$$\Delta L = L_o * \alpha * \Delta T$$

Para 25 m se tiene un $\Delta L = 0,416$ cm.

En Yesera Norte se llega a alcanzar temperaturas de hasta 40°C, calculando así un $\Delta L=1,0$ cm. por lo tanto, y por razones constructivas, se adoptará un espacio de 3,0 cm.

3.5 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.5.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas para la ejecución de las obras fue elaborado a detalle según los items contenidos en el proyecto, por la bastente información existente se lo presenta todo en el anexo 4.

3.5.2 Precios unitarios

Se ha efectuado el análisis de los precios unitarios directos y la incidencia de las cargas sociales, utilidades, gastos generales e impuestos de ley con los cuales se ha obtenido el precio de aplicación. Para este análisis se ha tomado en cuenta el precio de los materiales puestos en obra con referencia a los precios vigentes en el mercado de la ciudad de Tarija; los precios de los materiales locales (Agregados y piedra) se han calculado de acuerdo al costo real en el área del proyecto.

El presupuesto del proyecto ha sido elaborado en base a la cubicación de los volúmenes de obra para cada uno de los ítems (partidas) que lo conforman (ver detalles de cómputos métricos en anexo 5).

Sus respectivos precios unitarios han sido analizados siguiendo procedimientos regulares de ingeniería, considerando los costos de mano de obra, materiales, equipos, la incidencia en ellos por costos indirectos y utilidades.

Se han asumido los siguientes valores de GG, U, IVA, IT y BS para el cálculo de los Precios Unitarios:

Cód.	Descripción	Porcentaje %
GG	Gastos Generales	8
U	Utilidad	7
IVA	Impuesto valor agregado	14,94
IT	Impuesto a la transacción	3,09
BS	Beneficios Sociales	55

Cuadro 18 Gastos generales y beneficios sociales.

Fuente: Elaboración propia.

Los precios unitarios se muestran en el anexo 6.

3.5.3 Cómputos métricos

Los computos metricos se presentan en el anexo 5 de este documento.

3.5.4 Presupuesto general

El presupuesto de las obras de infraestructura fue elaborado a partir de los cómputos métricos de las obras a ejecutarse, y los precios consignados para cada actividad específica. En anexos, se presentan los precios unitarios, volúmenes y el presupuesto de las obras.

El presupuesto del Colegio Yesera Norte es de 5.700.227,58 (Cinco millones setecientos mil doscientos veintisiete con 58/100 Bolivianos) que equivale a \$us. 821.358,44 (Ochocientos veintiún mil trescientos cincuenta y ocho con 44/100 Dólares americanos).

El área total de construcción es de 2308,98 m² haciendo un valor de 355,72 \$us/m² (Trecientos cincuenta y cinco con 72/100 Dólares americanos por metro cuadrado de construcción de obra).

El presupuesto general se muestra en el anexo 6.

3.5.5 Cronograma de actividades

El cronograma de ejecución propuesto para un periodo de 11 meses se encuentra en anexos de este documento. Ver anexo 6.

4. APORTE ACADÉMICO

4.1 Marco conceptual del aporte

Los aislamientos, en la construcción, son los sistemas de protección desarrollados para el aumento de confortabilidad y de las condiciones de habitabilidad que deben reunir viviendas y locales comerciales, poniendo barreras a los agentes climatológicos.

El aislamiento contra el frío y el calor, es decir, el aislamiento térmico, por lo general sirve al mismo tiempo para combatir los ruidos, de manera que deben estudiarse conjuntamente ambas técnicas con el nombre común de aislamiento termo-acústico. Salvo en el caso que se trate de aislamiento contra el ruido de impactos, es decir, el ruido de los pasos del vecino, el murmullo de sus conversaciones, sus risas, etc., ya que este problema debe ser objeto de un estudio aparte.

Se impone, por lo tanto, el empleo de materiales muy ligeros que posean altas especificaciones atérmicas y de insonorización. Las espumas rígidas de base plástica, como el poliestireno expandido, el poliuretano expandido tienen esas propiedades. El poder aislante térmico no cambia por el hecho de que la capa de aislamiento sea exterior o interior, pero sí puede influir sobre el almacenamiento de calor.

Se realizará un análisis técnico sobre la implementación de aislantes térmicos en el diseño de la estructura del colegio, y determinar cuál es el más conveniente a utilizar en nuestro medio.

DEFINICIONES

CALOR: unidad térmica británica (BTU). Es la unidad básica de calor en EUA. Esta se define como la cantidad de calor requerida para elevar la temperatura de 1lb de agua en 1°F.

AISLAMIENTO TÉRMICO: en la construcción se evalúa por la cantidad de BTU, que se transfiere a través de 1ft², por hora, por °F de diferencia de temperatura y se expresa en valores “K”, “C” o “U”.

CONDUCTIVIDAD TÉRMICA (K): es la unidad básica de flujo de calor. Es la medida de la cantidad de calor que es transmitida a través de 1ft² en una pulgada de material en una hora, cuando hay diferencia de 1 °F entre las 2 superficies de materiales. Este valor “K” se usa normalmente en materiales homogéneos. **$K = \text{BTU Pulg.} / (\text{Hr}) (\text{FT}^2) (°\text{F})$** .

FACTOR “R” (RESISTENCIA TÉRMICA): El factor “R”, el “R_i” y el factor “R_e” se suman para obtener lo que es la resistencia total “R_t” de esta manera se puede calcular el espesor del aislamiento requerido. Para calcular el espesor de aislamiento requerido se necesita un

dato “U”. Para obtener el factor “R”, que es el inverso del valor “C” de un material, se calcula dividiendo $1/”C”= R=1/C$.

Transmisión de calor

a) Por conducción

En este caso el calor se transmite de molécula a molécula sin cambio aparente de materia por lo que forma de cambio de calor interesa de esencialmente a los sólidos.

b) Por convección

Esta forma es propia de los fluidos y gases.

c) Por Radiación

La radiación está compuesta por ondas electromagnéticas de diferentes longitudes. Mientras las dos formas anteriores necesitan un soporte material, la transmisión por radiación puede realizarse en el vacío.

4.2 Marco teórico o alcance del aporte

• AISLANTES TÉRMICOS

Existen varios tipos de aislamiento térmico para la construcción y algunos de ellos son:

- Poliestireno.
- Placas aislantes (Aislakor).
- Poliuretano Esreado.

POLIESTIRENO

El poliestireno como material aislante se suministra en placas, tienen varias dimensiones de acuerdo al uso que se le vaya a dar, ya sea estructural, térmico, eléctrico, amortiguamiento, flotabilidad y tiene una baja absorción de agua.



Figura 40 Colocación de poliestireno.

Fuente Aislamiento térmico, Natalia Arroyo Espinosa.

PLACAS AISLANTES

El AISLAKOR es un panel fabricado en línea continua, dispuesto a manera de sándwich, formado por un núcleo de espuma rígida de polisocianurato y dos caras de papel de diversos acabados." El aislakor se puede aplicar eficientemente, tanto en losas como en muros, sin importar sus características. También se puede utilizar en el mercado de la refrigeración, en pisos para congeladores, por su alta resistencia.

" Este material tiene las siguientes dimensiones y acabados.

ESPESOR DE PLACA (PULGS.)	PESO KG/M ²	VINIL / VINIL			FIELTRO CON REFUERZO DE FIBRA DE VIDRIO / FIELTRO CON REFUERZO DE FIBRA DE VIDRIO		
		ANCHO (mts.)	LONGITUD MINIMA (mts.)	LONGITUD MAXIMA (mts.)	ANCHOS (mts.)	LONGITUD MINIMA (mts.)	LONGITUD MAXIMA (mts.)
1"	2.04	1.22	1.22	6.00	1.22	1.22	6.00
1 1/2"	2.47	1.22	1.22	6.00	1.22	1.22	6.00
1 3/4"	2.68	1.22	1.22	6.00	1.22	1.22	6.00
2"	2.90	1.22	1.22	6.00	1.22	1.22	6.00
2 1/2"	3.33	1.22	1.22	6.00	1.22	1.22	6.00

NOTAS: Para requerimientos específicos como otras medidas, espesores, acabados no contemplados aquí y otras combinaciones de acabados en las caras del producto, favor de comunicarse a la oficina de ventas más cercana.
El inventario que se maneja en planta es en tableros de 1.22X2.44 mts.

Cuadro 19 Dimensiones de placas aislantes.

Fuente Aislamiento térmico, Natalia Arroyo Espinosa.

POLIURETANO ESPREADO

Uno de los mejores aislantes térmicos que cuentan con la ventaja de tener un factor de conductividad térmica muy bajo, de adaptarse y adherirse tensamente a cualquier superficie o material, las cuales deben de estar limpias y secas a una temperatura no inferior a 10°C; y cuenta con alta resistencia al peso, de tener una excelente estabilidad, de ser resistente a productos químicos y de poder aplicarse fácilmente.

Una vez aplicado el poliuretano esparado, se reducen considerablemente los fenómenos de expansión y de contracción de las superficies por cambios en la temperatura ambiente y la humedad reduciendo considerablemente las cargas por estos conceptos y aumentando la resistencia de los materiales de construcción.



Figura 41 Colocación de poliuretano.

Fuente Aislamiento térmico, Natalia Arroyo Espinosa.

4.3 Producto o aporte

ANÁLISIS TÉCNICO PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE AISLANTES TÉRMICOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE COLEGIO YESERA NORTE

La espuma rígida de poliuretano es un material de construcción que se utiliza como aislante térmico de alta eficiencia, aislamiento acústico e impermeabilizante y se fabrica in situ a partir de la reacción de dos componentes.

Existen dos sistemas de fabricación que conducen a dos productos diferenciados:

- Espuma rígida de poliuretano aplicado in situ por proyección, que se obtiene mediante la pulverización simultanea de los dos componentes sobre una superficie denominada sustrato.
- Espuma rígida de poliuretano aplicada in situ por inyección en el que los dos componentes se mezclan físicamente por batido y se introducen en una cavidad donde se realiza la expansión.

La alta capacidad aislante del poliuretano proyectado no se consigue en la construcción con ningún otro de los materiales comúnmente empleados. Esta característica especial se debe a la baja conductividad térmica que posee el gas espumante ocluido en el interior de las celdas cerradas.

El poliuretano inyectado no supera el valor de conductividad térmica inicial de $\lambda_{10^{\circ}\text{C}}=0,028 \text{ w}/(\text{m}^*\text{k})$.

La conductividad térmica del poliuretano proyectado es $\lambda =0,028 \text{ W}/ (\text{m}^*\text{k})$.

ESPESOR (mm)	RESISTENCIA TÉRMICA (m ² ·K/W)
20	0,71
25	0,89
30	1,07
35	1,25
40	1,43
45	1,61
50	1,79
55	1,96
60	2,14
65	2,32
70	2,50
75	2,68
80	2,86
85	3,04
90	3,21
95	3,39
100	3,57

Cuadro 20 Valor de la resistencia térmica en función del espesor.

Fuente Guía sobre materiales aislantes y eficiencia energética, Comunidad de Madrid.

www.madrid.com

Calor específico	BTU/Lbm·°F	4.18681	Julio/Kg·°K
Conductividad térmica	BTU·inch/foot ² ·hour	0.144131	Watio/m·°K
Conductancia térmica	BTU /foot ² ·hour	5.674466	Watio/m ² ·°K

Cuadro 21 Unidades de conductividad térmica.

Fuente: www.madrid.com

AISLAMIENTO ACÚSTICO

El poliuretano proyectado tradicional es un material compuesto de celdas cerradas y ligero, de baja densidad. Puede utilizarse combinado con otros materiales para reducir la transmisión del ruido.

COMPARACIÓN DE AISLANTES

- Calidad de aislantes.
- Valor de U.

- U-Value caracteriza la capacidad aislante de una pared.

Tipo de aislante	Espesor (m)	k (W/mK)	U (W/m.K)
Poliestireno	0,0391	0,037	0,7748
Placas aislantes (AISLAKOR)	0,0254	0,02	0,6583
Poliuretano	0,026	0,025	0,7686

Cuadro 22 Comparación de los aislantes en función a sus características.

Fuente Aislamiento térmico, Natalia Arroyo Espinosa.

Tipo de aislamiento	Métodos de instalación	Valor-R por pulgada	Impactos de la Calidad del Aire Interior
<i>Aislamiento de la fibra</i>			
Celulosa	Suelta, paquete denso mojado-aerosol, estabilizado	3.0 – 3.7	Las fibras y los productos químicos pueden ser irritantes, deben ser aislados del espacio interior
Fibra de vidrio	Batts, suelta, estabilizada, cartón rígido	2.2 – 4.0	Las fibras y los productos químicos pueden ser irritantes, deben ser aislados del espacio interior
Lana mineral	Suelta, batts	2.8 – 3.7	Ver fibra de vidrio
<i>Aislamiento de la espuma</i>			
Poliestireno Expandido Célula Abierta	Cartones Rígidos	3.6 – 4.2	Preocupación solamente por esos con sensibilidades químicas
Poliestireno Estirado Célula Cerrada	Cartones Rígidos	5	Preocupación solamente por esos con sensibilidades químicas
Poliisocianurato Célula Cerrada	Cartones Rígidos Con Cara de Aluminio	5.6 – 7.7	Preocupación solamente por esos con sensibilidades químicas
Espuma Fenólica Célula Cerrada	Cartón Rígido Con Cara de Aluminio	8	Preocupación solamente por esos con sensibilidades químicas
Polycynene Célula Abierta	Rociado	3.6	
Espuma a Base de Soya Célula Abierta	Rociado	3.6	
Poliuretano Célula Cerrada	Rociado	5.6 – 6.8	Preocupación solamente por esos con sensibilidades químicas
Poliuretano de Célula Abierta	Rociado	4.3	Desconocido, parece ser muy seguro

Cuadro 23 Clasificación de aislantes en función a método de instalación.

Fuente: Guía sobre materiales aislantes y eficiencia energética, Comunidad de Madrid www.madrid.com

4.4 Guía para la utilización

Los productos de uso general de fibra de vidrio y de celulosa son los más económicos, mientras que los productos de espuma se deben utilizar con más prudencia. Sin embargo, la gran variedad de productos de espuma-aerosol que ahora están en el mercado justifican que

hay que analizar su aplicación. Las pautas críticas para instalar cualquier material de aislamiento son:

- Sellar todos los escapes de aire entre las áreas acondicionadas y no acondicionadas.
- Obtener cobertura completa de aislamiento.
- Reducir al mínimo el escape de aire a través del material.
- Evitar comprimir el aislamiento.
- Evitar el mullido (instalar demasiado aire) en productos sueltos.
- Evitar puentes térmicos.

ESTRATEGIAS DEL AISLAMIENTO DE LA ESPUMA

Los productos de espuma son sobre todo económicos cuando se aplican en capas delgadas como parte de un sistema estructural. Los productos de espuma son una buena opción para ayudar a sellar los escapes de aire.

Los ejemplos de ubicaciones apropiadas para aplicar productos del aislamiento de espuma incluyen:

- Aislamiento de la losa o de la pared de los cimientos.
- Revestimiento exterior sobre los miembros de apoyo de la pared.
- Como parte de un panel aislado estructural para las paredes y los techos.
- Como parte del complejo proceso de completar los miembros de apoyo en el que la fibra de aislamiento sería difícil de instalar.

PUESTA EN OBRA

- Solo puede ser instalado por instaladores profesionales
- Versatilidad: Ya sea como aislamiento térmico, acústico, impermeabilización, barrera contra el aire, o regulador de humedad.
- La velocidad de ejecución puede rondar los 100 m² por hora de trabajo.
- Sin transporte ni almacenamiento en obra.
- Sin desperdicios, sin recortes, sin juntas, sin residuos.
- Solución aislante desde el momento de su aplicación.

APLICACIONES:

- **Fachada con aislamiento interior y tabiquería húmeda o seca**



Figura 42 Fachada con aislamiento interior.

Fuente: Guía sobre materiales aislantes y eficiencia energética FENERCOM.

El cerramiento de fachada compuesto de hoja principal exterior, poliuretano proyectado y trasdosado interior de tabiquería húmeda y seca, es la solución más habitual para la ejecución de fachadas en obra nueva y rehabilitación integral.

Características recomendadas:

- Conductividad: 0,028 w/(m*k)
- Densidad media: 35 kg/m³
- Reacción al fuego: Euroclase E

Ventajas:

- Impermeabiliza frente al agua de lluvia sin necesidad de enfoscado intermedio.
- Máximo aislamiento con el mínimo espesor, aumentando el espacio habitable.
- Mejora el aislamiento acústico del ambiente.
- Trata fácilmente los puentes térmicos.
- Seguridad frente al fuego.
- Permite transpirar de forma natural al cerramiento, sin riesgo de condensaciones, y sin necesidad de barreras de vapor.
- Inocuo para las personas y beneficioso para el medio ambiente a lo largo de su vida.

- Se adhiere a cualquier superficie, por compleja que esta sea, rellenando huecos y sellando fisuras, eliminando las filtraciones de aire.

Recomendaciones

- Limpiar la base del forjado, para garantizar una buena adherencia de la espuma en ese punto.
- En caso de proyección desde el exterior sobre tabiquería seca, se recomienda doble placa para dar rigidez al conjunto.
- **Fachada con aislamiento exterior y revestimiento continuo**

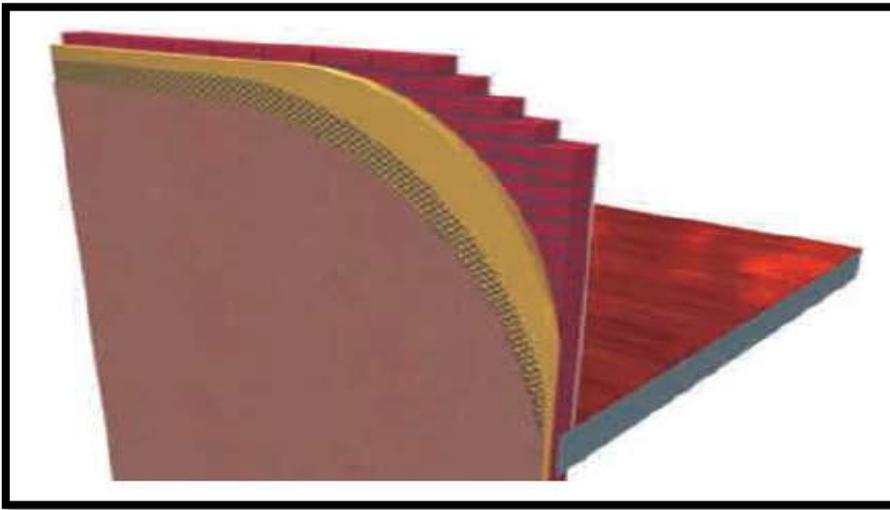


Figura 43 Fachada de aislamiento exterior y revestimiento continuo.

Fuente: Guía sobre materiales aislantes y eficiencia energética FENERCOM.

El cerramiento de fachada compuesto de revestimiento exterior aplicado directamente sobre el poliuretano, hoja principal y acabado interior. Solución indicada para la rehabilitación.

Características recomendadas:

- Conductividad: 0,028 W/(m*k).
- Densidad media: 45 kg/m³.
- Reacción al fuego: Euroclase E.
- Resistencia a la compresión: > 200 Kpa.

Ventajas:

- Ausencia total de puentes térmicos.
- Impermeabiliza la fachada frente al agua de lluvia.
- Máximo aislamiento con el mínimo espesor.

- No reduce el espacio habitable.
- Permite transpirar de forma natural al cerramiento, sin condensaciones.
- Se adhiere a cualquier superficie sin necesidad de fijaciones o colas, por compleja que esta sea, rellenando huecos y sellando fisuras, eliminando las filtraciones de aire.
- Al no tener juntas, reduce el riesgo de fisuras con el revestimiento.
- Solución recomendada para la rehabilitación térmica de edificios.

Recomendaciones:

- Para mejorar la adherencia del revestimiento exterior a la espuma de poliuretano, se puede raspar ligeramente la superficie de la espuma, aplicar una resina básica como imprimación, y utilizar una malla metálica anclada a la espuma.

- **Fachada ventilada**

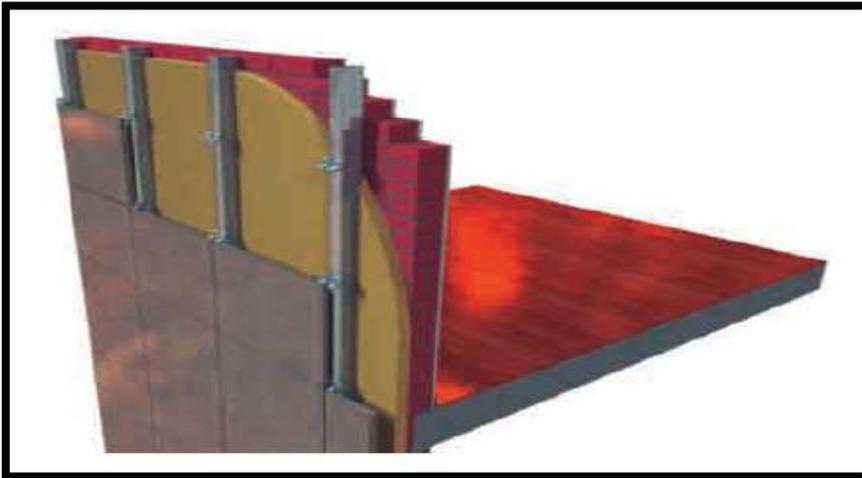


Figura 44 Fachada ventilada.

Fuente: Guía sobre materiales aislantes y eficiencia energética FENERCOM.

El cerramiento de fachada compuesto de aplacado exterior, cámara ventilada, poliuretano proyectado sobre la hoja principal, y acabado interior. Es la solución válida para obra nueva y rehabilitación.

- Conductividad: 0,028 W/(m*k).
- Densidad media: 35 kg/m³.
- Reacción al fuego: Euroclase E.

Ventajas:

- Ausencia total de puentes térmicos.
- Impermeabiliza la fachada frente al agua de lluvia.

- Máximo aislamiento con el espesor mínimo.
- Mejora el aislamiento acústico del cerramiento.
- Permite transpirar de forma natural el cerramiento, sin riesgo de condensaciones.
- Se adhiere a cualquier superficie sin necesidad de fijaciones o colas, por compleja que esta sea, rellenando huecos y sellando fisuras, eliminando las filtraciones de aire.
- Ligero, estable, y resistente: Sin descuelgues ni deterioros.

Recomendaciones

- Para garantizar impermeabilidad, los anclajes del revestimiento estos deberán estar colocados antes de la proyección.
- **Fachada con cámara para inyección**



Figura 45 Fachada con cámara para inyección.

Fuente: Guía sobre materiales aislantes y eficiencia energética FENERCOM.

El cerramiento de fachada compuesto de hoja principal exterior, poliuretano inyectado y trasdosado interior. Es la solución recomendada para la rehabilitación, cuando exista cámara de aire.

Características recomendadas:

- Conductividad: $0,036 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{k})$.
- Densidad media: $< 20 \text{ kg}/\text{m}^3$.

Ventajas:

- Reducción de las pérdidas de calefacción entre un 30% y un 50%.
- Solución recomendada para la rehabilitación térmica de edificios. Actuación de bajo impacto para el usuario.

- Mejora el aislamiento acústico del cerramiento.
- Inyección en el interior de la cámara de que no reduce el espacio habitable.
- Al expandir rellena todos los huecos y fisuras, eliminando las filtraciones de aire.
- Ligero, estable, y resistente, No sufre asentamiento con el paso del tiempo.

Recomendaciones:

- Las inyecciones se realizarán a través de taladros espaciados, como máximo 1 metro entre sí, sin que se sitúen sobre la misma línea.
- La inyección debe comenzar por los taladros situados en la parte inferior, llenando la cámara de abajo arriba lentamente ya que el material debe saturar el volumen de la cámara sin crear tensiones excesivas en las fábricas colaterales ya que estas se pueden llegar a fisurar. Según sea más estrecha la cámara, habrá que extremar la precaución.
- En la elección de este tipo de solución se ha de tener en cuenta que el llenado del volumen de la cámara puede verse entorpecido por la presencia de cuerpos extraños en el interior de la cámara.

- **Cubierta ligera**



Figura 46 Cubierta ligera.

Fuente: Guía sobre materiales aislantes y eficiencia energética FENERCOM.

El cerramiento de cubierta compuesto por chapa metálica, placa de fibrocemento o teja, aislada con poliuretano proyectado por el interior o por el exterior. Es la solución recomendada para la rehabilitación.

Características recomendadas:

- Conductividad: $0,028 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{k})$.
- Densidad media: $35 \text{ kg}/\text{m}^3$.

- Reacción al fuego: Euroclase E.

Ventajas por el interior:

- Se adhiere a cualquier superficie, por compleja que esta sea.
- Ligeró, estable y resistente. Sin descuelgues ni deterioros.
- Consolida la cubierta, aumenta la resistencia mecánica y elimina el riesgo de desprendimiento o emisión de sustancias peligrosas (amiante).

Ventajas por el exterior:

- El poliuretano proyectado, al ser un material impermeable, refuerza la impermeabilidad de la cubierta.
- Consolida la cubierta, aumenta la resistencia mecánica, mejora su impermeabilidad, y elimina el riesgo de desprendimientos.
- Aísla térmicamente la propia cubierta, reduciendo dilataciones y aumentando su duración.
- No afecta a la seguridad en caso de incendio.
- Gran resistencia a las inclemencias del tiempo (agua, viento).

Recomendaciones:

- En caso de proyección bajo tena, el sentido de la primera proyección será el de la elevación de la cubierta, para evitar que la expansión de la espuma pueda mover las tejas.
- En caso de proyección sobre un sustrato antiguo, se deberá efectuar una limpieza profunda de la superficie exterior de la cubierta.
- La superficie exterior de la espuma deberá quedar protegida de la radiación solar.

- **Techo**



Figura 47 Aislamiento por debajo de losa.

Fuente: Guía sobre materiales aislantes y eficiencia energética FENERCOM.

El cerramiento horizontal aislado por debajo con poliuretano proyectado. Es una solución válida para obra nueva y rehabilitación.

Características recomendadas:

- Conductividad: $0,028 \text{ W} / (\text{m} \cdot \text{k})$.
- Densidad media: 35 kg/m^3 .
- Reacción al fuego: Euroclase E.

Ventajas:

- Se adhiere a cualquier superficie sin necesidad de fijaciones o colas, por compleja que esta sea, rellenando huecos y sellando fisuras.
- Ligero, estable y resistente: Sin descuelgues ni deterioros.

Recomendaciones:

- Será conveniente que los anclajes del techo queden instalados antes de proyectar poliuretano. Si esto no fuera posible, los tacos que soporten las varillas deberán instalarse con posterioridad taladrando a través de la espuma, sin romper esta por otros medios que arranquen porciones de aislante mayores que el diámetro de la varilla.

- **Suelo**

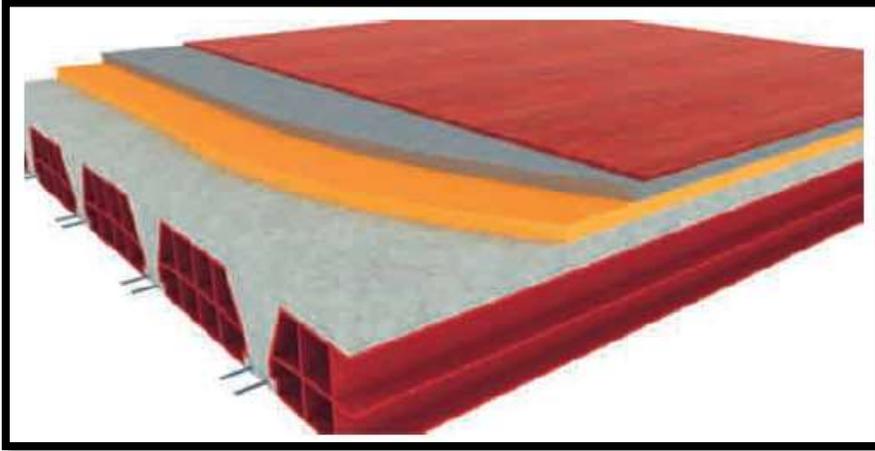


Figura 48 Aislamiento por encima de losa.

Fuente: Guía sobre materiales aislantes y eficiencia energética FENERCOM.

El cerramiento horizontal aislado por arriba con poliuretano proyectado. Es la solución válida para obra nueva y rehabilitación.

Características recomendadas:

- Conductividad: $0,028 \text{ W / (m*k)}$.
- Densidad media: 45 kg/m^3 .
- Reacción al fuego: Euroclase E.
- Resistencia a la compresión: $> 200 \text{ Kpa}$.

Ventajas:

- Total desolidarización del acabado con el forjado.

Recomendaciones:

- Si se vierte mortero sobre la espuma, hay que respetar los tiempos de secado, porque el mortero ya no perderá agua a través del forjado y solo lo hará a través de la parte superior.

4.5 Conclusiones y recomendaciones

- Se puede concluir que el mejor aislante térmico es el poliuretano proyectado por su fácil colocación, al ser pulverizada en aerosol.
- Se obtiene una mejora en el confort y bienestar del usuario, ayudando a mantener una temperatura agradable dentro de la edificación.

- La implementación de los aislantes de poliuretano proyectado contribuye a la eliminación de las condensaciones y humedades interiores que conllevan la aparición de moho.
- Un ahorro energético y económico: al incorporar aislamiento térmico se reducen las pérdidas de calor o frío (invierno/verano) dentro de la vivienda; por tanto, la energía necesaria para calentar o enfriar las instalaciones será menor y supondrá un ahorro en la factura energética.
- Se recomienda al personal que realice la aplicación de los aislantes a usar ropa de seguridad, tal como guantes, botas, lentes y máscara ya que los componentes químicos que componen estos elementos, son considerablemente peligrosos y dañinos para la salud.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Al concluir con la elaboración del proyecto de Diseño estructural Colegio Yesera Norte se arribó a las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- En el diseño estructural se aplicó los conocimientos adquiridos en las diversas asignaturas y también se consideró otros criterios, bibliografías para diseñar y dimensionar las estructuras de hormigón armado, losas, columnas y vigas.
- La verificación manual de los elementos viga, columna, zapata, y escalera nos da la certeza de los armados y secciones que se dimensionaron en el programa.
- Para obtener secciones y armaduras similares en los pórticos, es fundamental la correcta ubicación de columnas y vigas, debiendo preservar la estética y sobretodo la seguridad de la estructura.
- Los valores conseguidos de los cálculos estructurales se encuentran dentro del rango de las consideraciones vertidas en la bibliografía.
- La ubicación del terreno permite el acceso del material necesario para la construcción del colegio, lo que hace factible desde el punto de vista técnico.
- Se realizó la guía de utilización de aislantes termo acústico.
- El diseño de armaduras de refuerzo que efectúa el programa es de la solicitación real que requiere la pieza, para la combinación más desfavorable de carga. La distribución de armaduras y la comparación y verificación de armaduras mínimas se la realizo manualmente.
- Se tienen planos estructurales de todos los elementos que conforman la estructura.
- El presupuesto del Colegio Yesera Norte es de 5.700.227,58 (Cinco millones setecientos mil doscientos veintisiete con 58/100 Bolivianos) que equivale a \$us. 821.358,44 (Ochocientos veintiún mil trescientos cincuenta y ocho con 44/100 Dólares americanos).
- Se lograron cumplir los objetivos. (general y específicos); así mismo el aporte académico planteados en la propuesta.
- Se recomienda conocer a detalle los precios unitarios de la obra para poder determinar la utilidad de cada uno de ellos y determinar el costo total de la obra.

BIBLIOGRAFÍA

La bibliografía que se consultó en la elaboración del “DISEÑO ESTRUCTURAL COLEGIO YESERA NORTE” es la que se indica a continuación:

LIBROS

1. BRAJAN M. DAS, “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica” 1ª edición, editorial Thomson Learning, Estados Unidos del 2001.
2. CALAVERA RUIZ JOSE, “Cálculo de estructuras de cimentación” 3ª edición, Madrid septiembre de 1991.
3. JIMÉNEZ MONTOYA PEDRO, “Hormigón Armado”, 14ª edición, editorial Gustavo Gili, S.A, Barcelona, 2000.
4. JIMÉNEZ MONTOYA PEDRO, “Hormigón Armado”, 7ª edición tomo Nº1 y tomo Nº 2, editorial Gustavo Gili, S.A, Barcelona, 1987.
5. McCORMAC ELLING, “Análisis de estructuras métodos clásico y matricial”, 3ª edición, editorial alfa omega, 1996.
6. NEUFERT E. “Arte de proyectar en arquitectura”, 14ª edición, publicado en 1987.
7. LANZA ORDÓÑEZ RAÚL, “Cálculo de costos”, edición única, editorial Icthus, 1984.
8. A. HUGON, “Enciclopedia de la construcción-técnicas de construcción II”, editores técnicos asociados S.A., Barcelona 1987.

NORMAS Y REVISTAS

1. CBH-87, “Norma Boliviana del Hormigón Armado”, texto técnico normativo especializado, edición realizada bajo el asesoramiento técnico del ministerio de obras públicas y urbanismo Español, 1986.
2. “Presupuesto y Construcción”, elaborada en el colegio de arquitectos de La Paz, 2006.