

CAPITULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema

El municipio de San Lorenzo en los últimos años ha experimentado un crecimiento en su población, según el último censo realizado el 2024, ha crecido en un 27%, con respecto al anterior, según el Instituto Nacional de Estadística (INE) la población actual es de 30,352 habitantes, este crecimiento implica mayores necesidades por cubrir, como ser el de contar con una terminal de buses interdepartamentales, ya que actualmente todos los pobladores que pretenden realizar viajes o mandar encomiendas deben hacerlo a través de la terminal e buses de la ciudad de Tarija, pese a que la carretera principal que va hacia las rutas al norte pasa por localidades pertenecientes a este, esto implica que las personas que pretenden viajar por vía terrestre tengan que trasladarse hasta esta terminal con que se cuenta, para abordar los buses o llevar cargamento, es por ello que este municipio necesita tener su propia terminal de buses, para facilidad de sus pobladores.

1.1.1 Planteamiento.- El municipio de San Lorenzo atraviesa un déficit de transporte de pasajeros y carga interdepartamental, las principales causas que con llevan a esta situación son las siguientes:

- El crecimiento de la población del municipio de San Lorenzo.
- La necesidad de los pobladores de trasladarse hasta la ciudad de Tarija para abordar los buses interdepartamentales.
- La necesidad de pobladores de zonas alejadas de la zona urbana del municipio mismo, que tienen que realizar un viaje hasta San Lorenzo y luego otro hasta nuestra ciudad.
- El requerimiento de transportar carga, hasta la terminal de buses de Tarija para realizar envíos al interior del país, o recibir sus encomiendas.

Esta situación con lleva a que la población del municipio se vea perjudicada ya que el transporte de Tarija a San Lorenzo y viceversa es más costoso y con el incremento de pasajes del transporte público la situación se complica aún más, perjudicando a la economía de sus pobladores, pese a que la carretera principal hacia el norte tiene trayecto incluyente en sus

localidades pertenecientes al mismo. Dentro de las posibles alternativas de solución al problema de Infraestructura se plantean:

- Alquilar instalaciones privadas para que funcionen como terminal de buses interdepartamentales.
- Construir una nueva infraestructura con diseño arquitectónico y estructural que pueda dar comodidad y funcionalidad a los ciudadanos del municipio de Méndez.

1.1.2. Formulación.- Haciendo un análisis de las alternativas, para llegar a la adecuada solución de la situación existente, da como resultado que:

- Alquilando espacios privados no se llega a satisfacer la necesidad de los ciudadanos porque sería una solución temporal que costaría dinero y molestias a los pasajeros, además de adecuar ambientes que no estarían destinados específicamente para el transporte público.
- La construcción de una nueva infraestructura demandaría una inversión significativa pero definitiva que duraría por un periodo de tiempo muy prolongado, y garantizaría las demandas de toda la población de San Lorenzo, brindándoles unas instalaciones modernas confortables y adecuadas para el uso para el que fuera destinada.

Con la construcción de la nueva infraestructura destinada para la terminal de buses interdepartamentales se podría solucionar el problema.

1.1.3. Sistematización.- Con la alternativa definida se realizó un análisis previo de los elementos estructurales que se implementarían en el diseño estructural del edificio, donde se sistematizo contemplando lo siguiente.

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

Estructura de edificación: Estructura de pórticos de H^oA^o.

Estructura de cimentación: La cimentación será de zapatas aisladas.

Estructura de entresijos: Losas alivianadas de viguetas pretensadas.

Estructura de las escaleras: Escaleras de H^oA^o.

Estructura de la rampa: Rampas de pórticos de H^oA^o y losas de viguetas pretensadas.

Estructura de cubiertas: Cubiertas de perfiles metálicos conformados en frío.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general.- Realizar el diseño estructural del edificio de la “terminal de buses de San Lorenzo”, para dar seguridad en su dimensionamiento siguiendo lo especificado en la norma boliviana del hormigón armado (CBH-87).

1.2.2. Objetivos específicos.- Se plantean los siguientes:

- Realizar el estudio geotécnico de suelo, con el SPT y CPT in situ y laboratorio para determinar la capacidad portante del terreno.
- Diseñar las cubiertas con elementos estructurales de acero conformado en frío, siguiendo lo especificado en la norma AISI/S100 (LRFD), verificando sus elementos más solicitados
- Estimar el presupuesto para el emplazamiento físico del proyecto, analizando volúmenes y precios unitarios, con una posterior evaluación para su construcción
- Determinar el plazo de ejecución estimando rendimientos de mano de obra con un buen cronograma PERT..
- Aplicar en el diseño el módulo de balasto a los elementos estructurales de fundaciones, con ayuda del software CYPECAD de acuerdo a investigaciones de distintos autores, teniendo parámetros que se considera en bibliografías del tema
- Hacer una comparación técnica económica entre el diseño de zapatas aisladas normales y zapatas con módulo de balasto.

1.3. Justificación

1.3.1. Justificación técnica.- Se realizará el cálculo estructural con el software CYPECAD, para diseñar las estructuras de sustentación del edificio, verificando manualmente los resultados obtenidos por el programa.

1.3.2. Justificación académica.- Se profundizarán los conocimientos adquiridos en el diseño de edificaciones, realizando el dimensionamiento de todos los elementos estructurales, de forma adecuada y según las normativas vigentes, y también aportando un análisis técnico económico de diseño alternativo de zapatas aisladas con interacción suelo estructura mediante el módulo de balasto.

1.3.3. Justificación social institucional.- Se contribuirá con una solución adecuada a la falta de un ambientes para los pasajeros y el envío de carga y paquetes, con lo cual se podrá brindar mayor comodidad para los ciudadanos del municipio de San Lorenzo.

1.4. Alcance del proyecto

Como alcance principal se destaca el diseño estructural de todos los elementos de sustentación de la edificación, así como de las cubiertas, plasmando el diseño en planos estructurales para su posterior utilización.

No se realizarán los diseños de instalaciones sanitarias y de agua potable, instalaciones eléctricas, y de gas. El costo referencial será calculado solo para la parte de la obra gruesa de la estructura. En cuanto al aporte académico, se hará el diseño de zapatas aisladas con la aplicación del módulo de balasto con un pilar central

1.5. Localización

El municipio de San Lorenzo, es la primera sección de la Provincia Méndez situada al norte del Departamento de Tarija, ubicado a 21°25" latitud sud y 64°45" longitud oeste. A una distancia de aproximadamente 16 km de la ciudad de Tarija el presente "Diseño Estructural" se emplazará en la localidad de Rancho Norte circundante por la Ruta Nacional 1



Figura 1.1. Ubicación genral del proyecto (fuente: Google earth)

1.5.1. Disponibilidad de servicios.- El lugar de emplazamiento cuenta con los siguientes servicios públicos como son: Agua potable, administrado por COSAALT (cooperativa de servicios de agua y alcantarillado de Tarija), energía eléctrica administrada por SETAR (servicios eléctricos de Tarija), gas domiciliario administrado por EMTAGAS (empresa tarijeña del gas).

CAPITULO II

2. MARCO TEORICO

2.1. Diseño arquitectónico y descripción general

El G.A.M.S.L. realizo el diseño arquitectónico para uso exclusivo de pasajeros, áreas de servicio, sectores administrativos, y espacios de uso recreativo. Este diseño fue hecho para cubrir la primera necesidad, que es la zona de espera y embarque de pasajeros, el diseño de este edificio contempla un área de espera, que es amplia y con espacio suficiente, además de esta zona también se cuenta con un amplio espacio de patio de comidas, y zonas administrativas para las empresas de transporte y controles requeridos en la administración de terminales, también cuenta con una rampa haciendo accesible la segunda planta a personas con discapacidad, en la segunda planta se cuenta con oficinas de uso del municipio y un salón de reuniones, también se cuenta con baterías de baños y cocinas, cumpliendo con todas las exigencias necesarias.

2.2. Levantamiento topográfico

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre. Tomando los datos necesarios para la presentación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio. Los planos del levantamiento topográfico del presente proyecto fueron proporcionados por la secretaria de obras públicas del G.A.M.S.L.

2.3. Estudio de suelos

En el diseño estructural algo fundamental es el conocimiento de la capacidad portante del suelo donde se vaya a emplazar la estructura, para la determinación de la profundidad de fundación y las pruebas geotécnicas, entre las muchas maneras de ensayos, la más adecuada para nuestro caso es la prueba de PENETRACION ESTANDAR SPT-ASTM 1586, esta consiste en una prueba de campo, que tiene como finalidad encontrar el esfuerzo admisible del suelo. El libro de ingeniería geotécnica suelos y cimentación del Ing. William Rodríguez

Serquen sugiere que la profundidad de estudio a alcanzar de los pozos sea evaluada con la siguiente expresión:

$$p = D_f + z$$

Donde:

p = Profundidad de exploración.

D_f = Es la distancia vertical desde la superficie hasta el fondo de la cimentación.

$z = 1.5 B$, siendo B el lado más ancho de la cimentación asumida.

2.3.1. Prueba de penetración estándar SPT-ASTM 1586.- 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 el 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.

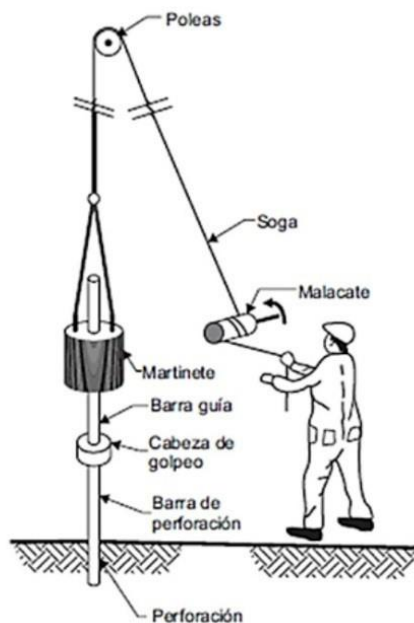


Figura 2.1 Esquema de la prueba SPT (fuente norma E050 de cimentación)

En suelos granulares, existen correlaciones entre el número de golpes (N) y la densidad relativa o el ángulo de fricción efectivo (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. Cuando los suelos encontrados en la exploración muestran una presencia predominante de grava gruesa o peñones, se dificulta en exceso el paso de la punta de la cuchara partida. En estos casos es común la sustitución del toma muestras por un cono sólido con un ángulo de 60°. Esto impide la recuperación de material, pero permite la obtención del número de golpes N (ligeramente mayor que si hubiese sido obtenido con el toma muestras). Pero para el trabajo de gabinete en laboratorio se deben contar con otros datos acerca del suelo en estudio como ser su granulometría, los límites de consistencia, su clasificación según la normativa SUCS, y con todos estos datos se puede recurrir a los ábacos de la prueba SPT y determinar el esfuerzo admisible del suelo en estudio.

2.4. Normas de diseño

La norma utilizada para el diseño estructural es la norma Boliviana CBH-87, vigente en Bolivia, la cual será complementada con una bibliografía de diferentes autores, para el diseño de estructuras metálicas conformadas en frío se utilizara la normativa AISI/S100 (LRFD) de EEUU, también se utilizara la norma NB-1225002-2 de acciones sobre estructuras, gravitacionales, reológicas y empujes de suelo, la NB-1225003 de acción del viento, y finalmente el reglamento de visado de planos estructurales de la sociedad de ingenieros de Bolivia (S.I.B.) del departamento de Tarija, aunque para cargas especiales se tomara como referencia la norma americana de carga ASCE-7.

2.5. Hormigón armado

En la mayoría de los trabajos de construcción, el concreto se refuerza con armaduras de acero; este hormigón reforzado se conoce como “hormigón armado”. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas de tracción elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suelen ser barras o mallas de alambre. El hormigón y el acero forman un material que transfiere las tensiones entre los dos elementos haciendo que trabajen en conjunto el concreto absorbiendo los esfuerzos de compresión y el acero los de tensión.

2.5.1. Hormigones.- A continuación, se da mención a las características generales de los concretos usados en la construcción civil:

2.5.1.1. Componentes.- Los hormigones se componen principalmente de tres materiales, que son los cementos, áridos y agua, estos materiales al ser amasados forman el hormigón o concreto.

2.5.1.1.1. Cementos.- Los cementos a utilizar en los proyectos de hormigón armado deben estar regidos por las especificaciones técnicas de las normativas nacionales del cemento PORTLAND: NB 2.1-001 hasta NB 2.1-014, que son las características que el fabricante supervisa y garantiza a la hora de su elaboración. En nuestro medio el cemento más utilizado para proyectos es el cemento IP-30 estandarizado y el IP-40 de alta resistencia de la fábrica de cemento el puente, que son los que se fabrican comúnmente.

2.5.1.1.2. Áridos.- Los áridos que se utilizan para el concreto armado tienen que tener ciertas características, pero la más importante es el tamaño máximo de sus partículas en especial el de las gravas, al menos el 90% en peso del árido, será del tamaño inferior de las siguientes dimensiones:

- Los cinco sextos ($5/6$) de la distancia horizontal libre entre armaduras independientes, si es que dichas aberturas tamizan el vertido del hormigón o de la distancia libre entre una armadura y el paramento más próximo.
- La cuarta ($1/4$) parte del ancho, espesor o dimensión mínima de la pieza que se hormigona.
- Un $1/3$ de la altura libre de los nervios de entre pisos.
- Un $1/2$ del espesor mínimo de la losa superior de los entre pisos.

2.5.1.1.3. Agua.- El agua utilizada para el mezclado del concreto debe ser de un carácter aceptable siendo esta, agua potable y libre de contaminación.

2.5.1.2. Propiedades del hormigón.- Entre las más importantes para la construcción tenemos: Resistencia, consistencia y el coeficiente de dilatación térmica.

2.5.1.2.1. Resistencia.- Los hormigones o concretos se pueden clasificar, de acuerdo con su resistencia a compresión, alcanzada a los 28 días de su elaboración, esta resistencia se puede comprobar con la rotura de probetas cilíndricas.

Según la CBH 87, en el artículo 3.6, se puede clasificar los hormigones según su resistencia.

TABLA 2.1
Resistencia característica del hormigón

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

Fuente: Norma Boliviana del hormigón armado (CBH-87)

2.5.1.2.2. Consistencia.- La consistencia del hormigón será determinada según el artículo 3.7 de la CBH 87, para el proyecto la consistencia se recomienda que sea plástica.

2.5.1.2.3. Coeficiente de dilatación térmica.- El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomara igual al del hormigón, es decir: $\alpha = 1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$.

2.5.2. Aceros.- Las armaduras para el hormigón armado serán de acero y estarán constituidas por barras corrugadas y mallas electro soldadas, sus características geométricas comerciales y mecánicas se presentan a continuación.

2.5.2.1. Características geométricas.- Los diámetros nominales en milímetros de las barras corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en cm^2 que se indican:

TABLA 2.2.
Diámetros y áreas de barras corrugadas

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

Fuente: Norma Boliviana del hormigón armado (CBH-87)

2.5.2.2. Características mecánicas.- Las barras empleadas en el diseño y construcción de hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de características mecánicas mínimas, que se tienen el mercado interno de nuestro país, expresadas en la siguiente tabla, del artículo 4.3 de la CBH 87.

TABLA 2.3.
Clases de aceros y sus características técnicas

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

Fuente: Norma Boliviana del hormigón armado (CBH-87)

2.5.3. Estados Límites.- El proceso general de cálculo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado corresponde al método de los estados límites, dicho cálculo trata de reducir a un valor lo suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio. El procedimiento de comprobación, consiste en verificar que la respuesta de la estructura frente a las acciones externas es menor que la resistencia de la sección analizada o pieza estructural.

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

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

- Obtención del efecto S_d , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.
- Obtención de las respuestas R_d , de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$Rd \geq Sd$$

Siendo:

Sd = Valor de cálculo de la solicitación actuante.

Rd = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

2.5.3.1. Estados límites últimos (E.L.U.).- La denominación de estados límites últimos (E.L.U.) engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, ya sea por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

- Estado límite en equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte, o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo).
- Estados límites de agotamiento o de rotura, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por solicitaciones normales y por solicitaciones tangentes (se estudia a nivel de sección de elemento estructural).
- Estado límite de inestabilidad, o de pandeo, de una parte, o del conjunto de la estructura (se estudia, en general, a nivel de elemento estructural).
- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea (se estudia, de forma local, en las zonas de anclaje).
- Estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas (se estudia a nivel de sección).

2.5.3.2. Estados límites de servicio (E.L.S.).- Se incluyen bajo la denominación de estados límites de servicio todas aquellas situaciones de la estructura para las que, la misma queda fuera de servicio, por razones de durabilidad, funcionales o estéticas.

- Estado límite de deformación, caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural).

- Estado límite de fisuración, caracterizado por alcanzarse una abertura máxima en las grietas ocurridas por las deformaciones o fenómenos de retracción y fraguado del hormigón (se estudia a nivel de sección o pieza).
- Estado límite de vibraciones, caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural).

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

TABLA 2.4.
Coeficientes de mayoración de cargas

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

Fuente: Norma Boliviana del hormigón armado (CBH-87)

El valor final de γ_f , será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico, en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles. Se tendrá en cuenta que, en el caso de daños previsibles muy importantes, no es admisible un control de ejecución a nivel reducido, se podrá reducir el valor final de γ_f en un 5% cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, en los E.L.S. estos coeficientes valen 1 para todas las hipótesis.

TABLA 2.5.
Coeficientes de minoración de resistencia de los materiales

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

Fuente: Norma Boliviana del hormigón armado (CBH-87)

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

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

HIPOTESIS I $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$

HIPOTESIS II $0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0.9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$

HIPOTESIS III $0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

Dónde:

G = Valor característico de las cargas permanentes.

Q = Valor característico de las cargas variables de uso.

W = Valor característico de las cargas de viento.

Q_{eq} = Valor de las cargas variables durante la acción sísmica.

W_{eq} = Valor de las cargas de viento durante la acción sísmica.

F_{eq} = Valor característico de la acción sísmica.

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

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

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

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

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

La hipótesis III solo se utiliza en la comprobación relativa de las demás hipótesis según lo establecido en la norma boliviana CBH-87.

2.5.4. Bases de cálculo.- En el estudio de secciones de elementos estructurales, sometidas a solicitaciones normales, en el estado límite último de agotamiento resistente, se efectúa bajo las siguientes hipótesis.

2.5.4.1. Caracterización del estado límite último (E.L.U.).- En todas las solicitaciones que se presentan en una sección que van desde tracción a compresión, se conocen las deformaciones de las fibras extremas de la sección en estudio.

2.5.4.2. Compatibilidad de deformaciones.- Bajo solicitaciones normales en la sección tanto la armadura de acero como el concreto tienen la misma deformación. Se admite la hipótesis de Bernoulli de que las deformaciones normales de una sección transversal siguen una ley de linealidad plana.

Como consecuencia de esta hipótesis y de la anterior, al conocerse las deformaciones en dos fibras de la sección las demás quedan determinadas mediante trigonometría simple.

2.5.4.3. Diagrama tensión deformación del hormigón.- En el diagrama de esfuerzo y deformación del concreto parábola-rectángulo, representa a la resistencia minorada del hormigón.

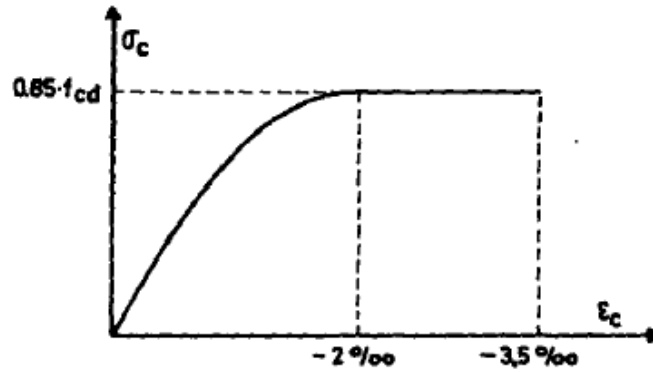


Figura 2.2. Diagrama parábola-rectángulo (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

Este diagrama conduce a resultados perfectamente concordantes con la experimentación existente.

2.5.4.4. Diagrama tensión deformación del acero.- La tensión en cualquier armadura se obtiene a partir de la deformación de la fibra correspondiente, mediante el diagrama tensión deformación de cálculo del acero.

En la normativa española se admite, a falta de datos experimentales, el diagrama característico del acero sea formado por una recta de Hooke y otra recta inclinada determinada como se indica en la figura.

La rama de compresión es simétrica a la de tracción respecto al origen. Como módulo de deformación del acero se admite un valor de $E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (MPa).

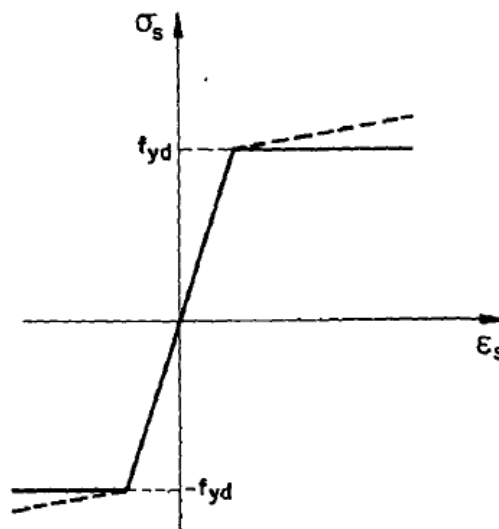


Figura 2.3. Diagrama tensión deformación del acero (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

2.5.5. Dominios de deformación.- Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres (3) puntos, A, B o C definidos en la figura.

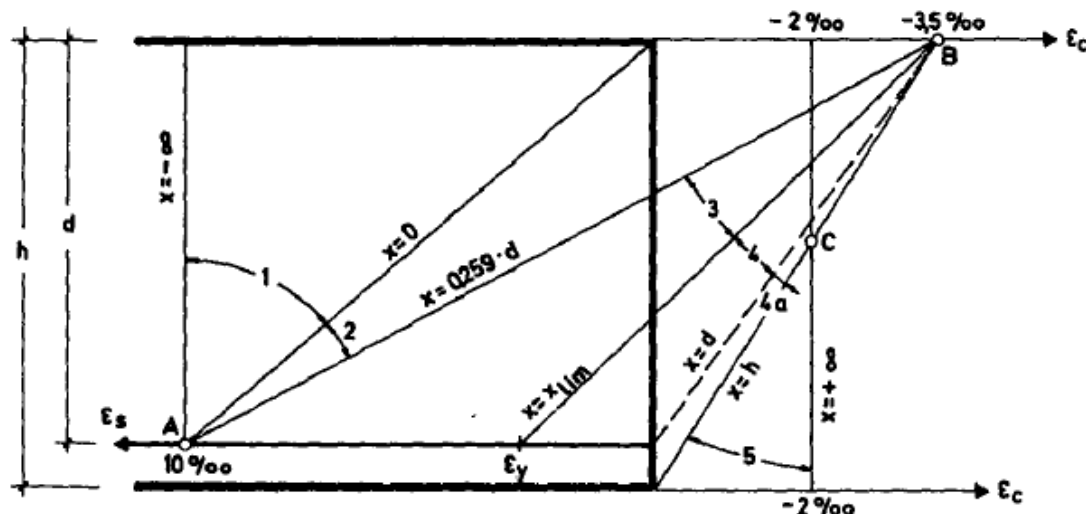


Figura 2.4. Dominios de deformación (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

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

Dominio 2: Flexión simple o compuesta, el acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.

Dominio 3: Flexión simple o compuesta, la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3,5$ por mil.

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4: Flexión simple o compuesta, las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5 por mil.

Dominio 4.a: Flexión compuesta, todas las armaduras están comprimidas, existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.

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

2.5.6. Flexión.- La flexión según el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya, se analiza como a continuación se describe:

La profundidad del eje neutro varia en el intervalo $0.259 \cdot d \leq x \leq x_{lim}$ y las rectas de deformación giran alrededor del punto B, es decir que la deformación de la fibra más comprimida del hormigón alcanza su valor de agotamiento $\varepsilon_c = 0.0035$, al que corresponde una tensión igual a $0.85 \cdot f_{cd}$. La deformación ε_1 de la armadura de tracción está comprendida entre $0.010 \geq \varepsilon_1 \geq \varepsilon_y$ y por tanto esta armadura tendrá una tensión igual a su resistencia de cálculo f_{yd} . En este dominio tanto el hormigón como la armadura de tracción alcanzan su resistencia de cálculo, por lo que se dice que existe flexión perfecta, como se muestra en la figura.

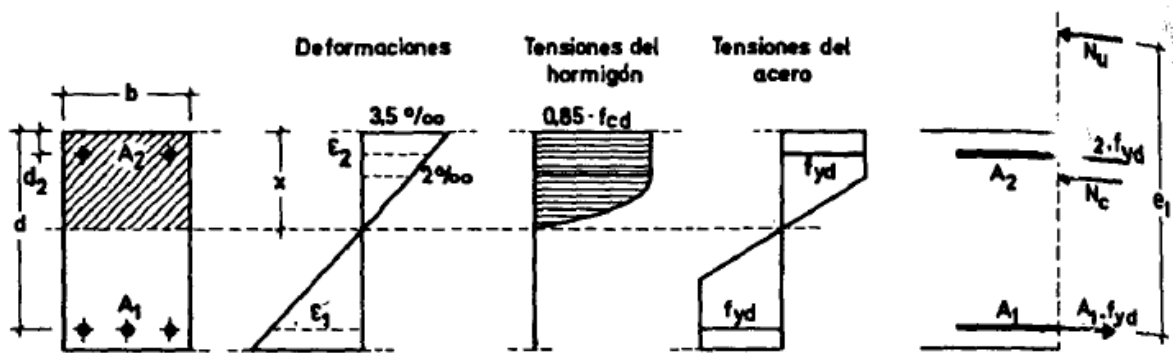


Figura 2.5. Sección sometida a flexión simple (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

La deformación de la armadura comprimida, con recubrimientos $d_2 = 0.10d$, es:

$$\varepsilon_2 = 0.0035 \cdot \frac{x - d_2}{x} \geq 0.00215$$

A la que corresponde una tensión igual a f_{yd} para los aceros normalmente empleados. Incluso para recubrimientos mayores puede admitirse, en este dominio que la armadura de compresión alcanza su resistencia de cálculo sin error apreciable.

Para las secciones rectangulares sometidas a flexión simple o compuesta, en las que la profundidad del eje neutro sea $0.259 \cdot d \leq x \leq x_{lim}$, las ecuaciones en el estado último de agotamiento, pueden ponerse en la forma:

$$N_u = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_2 \cdot f_{yd} - A_1 \cdot f_{yd}$$

$$N_u \cdot e = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0.416 \cdot x) + A_2 \cdot f_{yd} \cdot (d - d_2)$$

En donde las deformaciones, así como las tensiones y esfuerzos, se han tomado en valor absoluto. Para secciones rectangulares sometidas a flexión simple, con profundidades del eje neutro no superiores al valor límite, las ecuaciones de equilibrio, en el estado último de agotamiento son:

$$0 = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi + A' \cdot \sigma_2 - A \cdot f_{yd}$$

$$M_u = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi \cdot (d - \lambda \cdot x) + A' \cdot \sigma_2 \cdot (d - d')$$

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \frac{1}{1 + 1.429 \times 10^{-5} \cdot f_{yd}} \quad (f_{yd} \text{ en N/mm}^2)$$

En estas ecuaciones los términos A' y A corresponden al área de aceros comprimida y al área traccionada respectivamente, en cuanto a d' , es la distancia desde la fibra más comprimida al centro de gravedad de los aceros en compresión. Por otra parte ya se dijo que en la práctica puede adoptarse $\sigma_2 = 0$ para $\xi \leq 0.1667$ y $\sigma_2 = f_{yd}$ para $\xi > 0.1667$.

Estas ecuaciones pueden ponerse de la siguiente forma adimensional:

$$\omega = \xi \cdot \psi + \omega' \cdot \frac{\sigma_2}{f_{yd}}$$

$$\mu = \mu_c + \omega' \cdot \frac{\sigma_2}{f_{yd}} \cdot (1 - \delta')$$

Con los siguientes significados:

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad \omega' = \frac{A' \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\xi = \frac{x}{d} \quad \delta' = \frac{d'}{d}$$

Siendo ψ y λ los parámetros que cuantifican el área y el centro de gravedad del diagrama de compresiones del hormigón, cuyos valores son:

- Dominio 2; Tabla 14.1. Hormigón Armado Jiménez Montoya
- Dominio 3; $\psi = 0.6881$ $\lambda = 0.4160$

Para secciones rectangulares sometidas a flexión simple, con profundidades del eje neutro superiores al valor límite, las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, en el estado último de agotamiento, domino 4 son:

$$0 = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A' \cdot f_{yd} - A \cdot \sigma_1$$

$$M_u = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0.4160 \cdot x) + A' \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$$

$$\varepsilon_1 = 0.0035 \cdot \frac{d - x}{x} \quad \sigma_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s < f_{yd}$$

Pero este caso se presenta solo excepcionalmente en la práctica, por dar lugar a soluciones poco económicas, ya que el acero no se aprovecha íntegramente.

2.5.7. Compresión.- Por definición para que exista compresión simple o compuesta el eje neutro ha de estar situado fuera de la sección, de modo que sea $h \leq x \leq +\infty$. Todas las fibras de la sección están comprimidas y las rectas de deformación corresponden al dominio 5, con pivote en el punto C, (ver figura 2.6.) corresponde a este caso las sollicitaciones de compresión con débiles excentricidades.

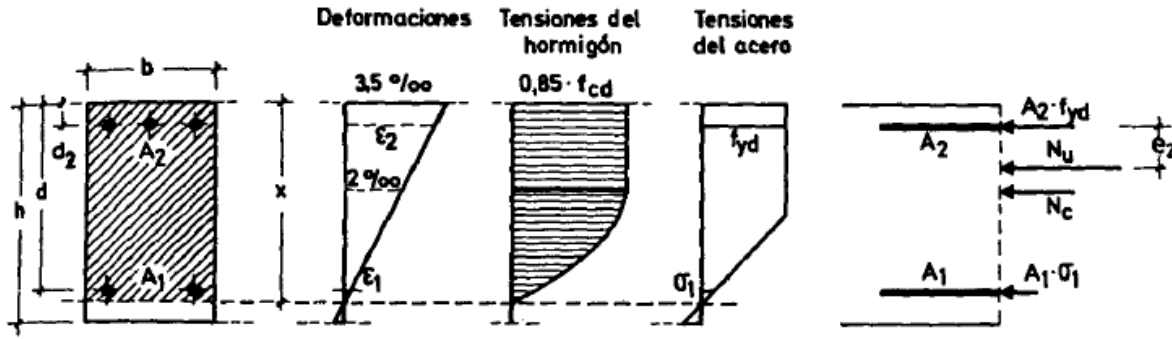


Figura 2.6. Sección sometida a compresión (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

La deformación y tensión de la fibra más comprimida del hormigón son respectivamente, $\varepsilon_c \leq 0.0035$ y $0.85 \cdot f_{cd}$. Ambas armaduras trabajan a compresión, la menos comprimida A_1 con una tensión $\sigma_1 \leq f_{yd}$, y la más comprimida A_2 con tensión igual a f_{yd} .

Para secciones rectangulares sometidas a compresión simple o compuesta, en las que la profundidad x del eje neutro sea $h \leq x \leq +\infty$, las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, en el estado ultimo de agotamiento, pueden escribirse de la siguiente manera:

$$N_u = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \psi + A_1 \cdot \sigma_1 + A_2 \cdot f_{yd}$$

$$N_u \cdot e_2 = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \psi \cdot (\lambda \cdot h - d_2) + A_1 \cdot \sigma_1 \cdot (d - d_2)$$

$$\varepsilon_1 = 0.002 \cdot \frac{x - d}{x - 3/7 \cdot h} \quad \sigma_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s \leq f_{yd}$$

Fórmulas que derivan de tomar momentos respecto a la armadura A_2 mas comprimida. Al área del segmento de compresiones se le ha designado por $h \cdot f_{cd} \cdot \psi$, y al distancia de su centro de gravedad a la fibra más comprimida por $\lambda \cdot h$.

Los valores de ψ y λ se han tabulado en función de $\xi = x/h$, debe tenerse en cuenta que, para pequeñas excentricidades, se han tomado momentos respecto a la armadura más comprimida, lo que tiene ventajas para la resolución de ciertos problemas.

Con respecto al diseño de elementos que están sometidos a compresión simple o compuesta se pueden utilizar los diagramas de interacción que se presentan en los anexos del libro de H A Jiménez Montoya.

2.5.8. Cortante.- Para el diseño en el estado límite de agotamiento del cortante en una pieza se tienen que verificar las siguientes expresiones:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

El primer término de estas expresiones es el esfuerzo cortante reducido de cálculo:

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

En donde la expresión V_{cd} es la componente de tracciones y compresiones en secciones de canto variable (cartelas) respectivamente, en estructuras de hormigón normales se puede considerar $V_{rd} = V_d$.

Para el caso habitual de edificaciones, el cortante ultimo por compresión oblicua del alma “ V_{u1} ” en piezas de hormigón armado en flexión simple con axiles despreciables armadas con cercos o estribos el cortante último por agotamiento por bielas resulta:

$$V_{u1} = 0.30 f_{cd} \cdot b_o \cdot d$$

En donde b_o y d son el ancho del alma y el canto útil respectivamente, esta fórmula es aceptable solo para piezas de hormigón armado ordinarias.

El esfuerzo cortante ultimo de agotamiento por cortante por tracción en el alma, se puede estimar según la ecuación:

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

En donde V_{cu} y V_{su} son la contribución del concreto para resistir el cortante y la contribución de las armaduras transversales para cortante, respectivamente. Para el primer término del segundo miembro de la ecuación, en situaciones normales de construcción se puede admitir la siguiente expresión:

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

Y su expresión f_{cv} , que es la resistencia virtual a cortante del hormigón se puede estimar de la siguiente manera:

$$f_{cv} = 0.10\xi \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \quad \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_o \cdot d}$$

Dónde:

ξ = coeficiente de la influencia del canto útil.

ρ_l = cuantía del acero longitudinal.

A_{sl} = área de aceros longitudinal de tracción anclada una distancia igual o mayor a d

Y para la contribución del acero para el cortante, en construcciones normales de hormigón armado, reforzadas cercos o estribos se puede decir que se satisface con la siguiente expresión:

$$V_{su} = \frac{0.90d}{S_t} \cdot A_t \cdot f_{yd}$$

En esta ecuación las expresiones A_t y S_t son el área transversal de aceros y la separación de estribos.

2.5.9. Elementos estructurales.- Las estructuras de hormigón armado están constituidas por diferentes elementos que son construidas monolíticamente, y cuentan con una vinculación muy rígida, son diferentes entre sí y trabajan eficazmente bajo esfuerzos determinados para cada tipo de elemento, así por ejemplo las vigas tienen que trabajar en flexión y las columnas

en compresión, etc. A continuación, se verán las formas para dimensionar estos elementos bajo criterios de seguridad.

2.5.9.1. Vigas.- Para el diseño de las vigas se emplea las ecuaciones simplificadas del diagrama rectangular, el cual se basa en una aproximación del área comprimida, y se asume un bloque de compresiones rectangular de profundidad igual a $y = 0.80 \cdot x$ que es la altura equivalente del rectángulo, a continuación se detallan las ecuaciones a ser empleadas.

Para el diseño de las armaduras de flexión en E.L.U. conocidas las dimensiones y resistencias de los materiales, las ecuaciones usadas son las siguientes.

Determinación de la necesidad de una armadura de compresión:

$$M_d < 0.251 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

Profundidad del bloque de compresiones:

$$y = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

Capacidad mecánica de las armaduras y área de aceros:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$

Para el diseño de las armaduras para esfuerzos cortantes, en E.L.U. se deben verificar las siguientes desigualdades.

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_d < V_{u2}$$

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

$$V_{u2} = b_w \cdot d \cdot f_{cv}$$

La separación de los estribos viene dada por la menor de las siguientes condiciones:

$$S_t \leq 30cm$$

$$S_t \leq 0.85 \cdot d$$

$$S_t \leq 3 \cdot b$$

Para la comprobación de secciones de hormigón armado se puede emplear las siguientes ecuaciones con la finalidad de determinar el esfuerzo último que puede soportar la sección:

$$0 = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd}$$

$$M_u = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right) + A'_s \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$$

2.5.9.2. Columnas.- En el diseño de soportes de hormigón armado la norma boliviana recomienda las siguientes consideraciones constructivas.

En el caso de columnas cuadradas o rectangulares el diámetro mínimo de los aceros longitudinales sea $\phi 12$ y como mínimo tendrán que ser cuatro, en el caso de columnas circulares tendrán que ser $6\phi 12$ como mínimo, también se tendrá en cuenta que la excentricidad mínima ficticia sea $h/20$ o 2 cm.

En el análisis de soportes de concreto se debe tener en cuenta los efectos del pandeo estos son ocasionados por la fuerza axial y el momento flector producido por la dicha fuerza y su excentricidad.

Para evaluar el pandeo es necesario determinar si un pórtico es traslacional o intraslacional, o dicho de otro modo si sus nudos sufren movimientos horizontales o no. La norma boliviana clasifica si un pórtico es traslacional o intraslacional con las siguientes desigualdades:

$$h \sqrt{\frac{N}{\sum EI}} \leq 0.6 \quad \text{Si } n \geq 4$$

$$h \sqrt{\frac{N}{\sum EI}} \leq 0.2 \quad \text{Si } n < 4$$

Dónde:

n = número de plantas de la estructura.

h = altura total de la estructura desde la cara superior de los cimientos.

N = suma de las reacciones de los cimientos, con la estructura totalmente cargada.

$\sum EI$ = suma de rigideces a flexión, de los elementos de contraviento, en la dirección considerada, tomando para el cálculo de “I”, la sección total no fisurada.

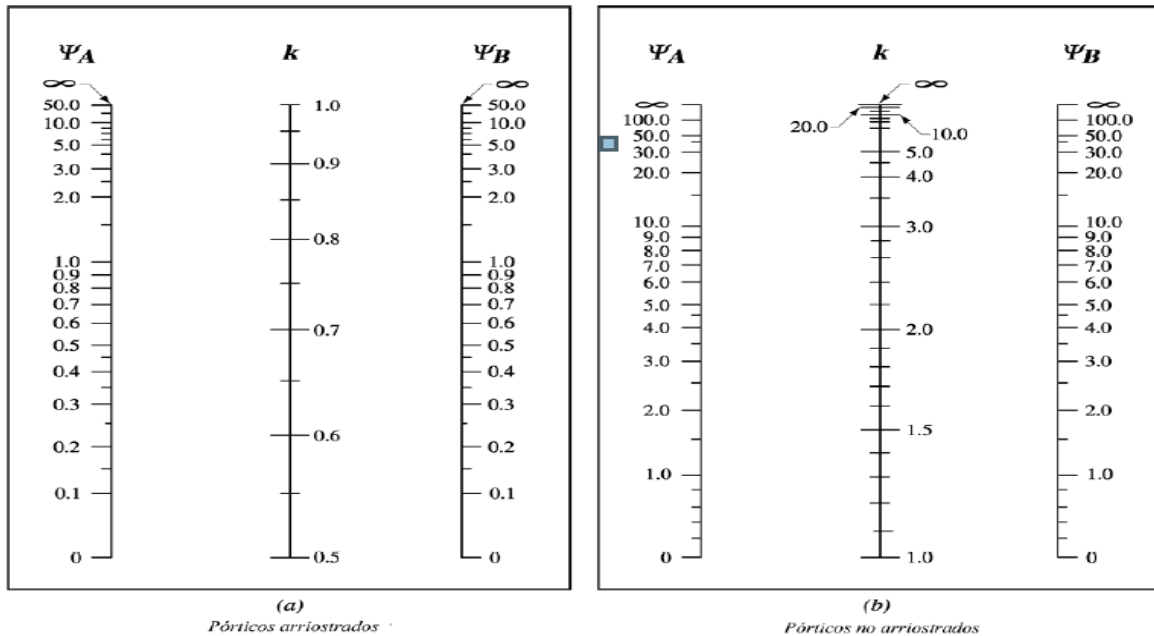


Figura 2.7. Monograma para coeficientes de pandeo de pórticos (Norma CBH-87)

La longitud de pandeo geométrico de un pilar se define como la longitud entre los puntos de momento cero o puntos de inflexión bajo efectos de pandeo, esta longitud de pandeo es igual a la longitud del pilar multiplicado por un coeficiente de pandeo el cual puede ser cuantificado mediante los monogramas de la figura 2.7.

En estructuras a porticadas se pueden considerar pilares aislados, en los que la posición de los puntos donde se anula el momento de segundo orden no varía con el valor de la carga, en cuyo caso el coeficiente de empotramiento se puede determinar con la siguiente tabla del comentario del artículo 8.3.1.2. de la CBH 87.

Con los valores de la longitud de pandeo se verifica la esbeltez mecánica y geométrica y se puede determinar el método por el cual diseñar la columna, la norma recomienda:

Mecánica $\lambda < 35$ (geométrica $\lambda < 10$) columna corta se desprecia los efectos de 2º orden.

Mecánica $35 \leq \lambda < 100$ (geométrica $10 \leq \lambda < 29$) se consideran los efectos de 2º orden.

Mecánica $100 \leq \lambda < 200$ (geométrica $29 \leq \lambda < 58$) se aplica el método general.

Mecánica $\lambda > 200$ (geométrica $\lambda > 58$) no es recomendable columnas con esta esbeltez.

2.5.9.3. Losas.- Las losas son los elementos estructurales que soportan directamente las cargas de servicio, se distinguen dos casos según su forma de apoyo, las losas apoyadas en sus dos bordes paralelos y las losas apoyadas en sus cuatro bordes.

En las losas apoyadas en dos bordes paralelos se pueden apreciar dos casos, para determinar su forma de cálculo, según la carga que reciben puede ser distribuida o puntual en este diseño se plantean solo cargas distribuidas, en consecuencia, a las losas apoyadas en sus dos bordes paralelos y que están sometidas a cargas distribuidas se las calcula de la siguiente forma:

- Como una viga si $l_x \leq \frac{l_y}{2}$
- Como una losa apoyada en su contorno, suponiendo sus bordes libres como simplemente apoyados si $l_x \geq \frac{l_y}{2}$, y se supone la relación $\frac{l_x}{l_y} > 2.5$.

En losas apoyadas en sus bordes se pueden utilizar tablas para determinar los momentos en sus puntos centrales y bordes, con estos momentos se puede calcular las armaduras con las ecuaciones de flexión ordinarias, pero con un momento por unidad de longitud, lo que hace que se calculen armaduras para un metro de ancho de losa.

2.5.9.4. Zapatas.- Para diseñar las cimentaciones superficiales de zapatas aisladas se emplean las siguientes ecuaciones, que sugieren el libro de “hormigón armado” de Jiménez Montoya y el libro de “Cálculo de estructuras de cimentación” de José Calavera.

Para un pre dimensionamiento se calcula un peso inicial de la zapata y su área en planta:

$$\beta = \frac{14 - 0.02 \cdot \sigma_{adm}}{100} \quad A = a \cdot b = \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

Se calcula el esfuerzo del terreno sobre la zapata:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b}$$

Se determina el vuelo máximo de la zapata y su canto útil:

$$v = \frac{a - a_o}{2} \qquad d = \frac{1.1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v$$

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata se verifica que el esfuerzo de la zapata es menor que el admisible del terreno.

Se comprueba el vuelco y el deslizamiento de la zapata, con las ecuaciones propuestas por la CBH-87.

$$(N + G) \cdot \frac{a}{2} \geq 1.5 \cdot (M + Q \cdot h) \quad (\text{Comprobación al vuelco})$$

$$(N + G) \cdot \tan \phi \geq 1.5 \cdot Q \quad (\text{Comprobación al deslizamiento})$$

Dónde:

N = esfuerzo normal de servicio

G = peso de la zapata

M = momento de servicio actuante sobre la zapata

Q = fuerza horizontal

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

Para el diseño en E.L.U. se tiene que trabajar con los esfuerzos mayorados, los diseños se hacen a nivel de sección para determinar los refuerzos de acero para flexión y cortante.

Para el diseño de flexión se utilizan las ecuaciones que sugiere el libro de “Calculo de estructuras de cimentación” de José Calavera, que a continuación se muestran:

La capacidad mecanica de diseño a 0.15 del interior de la columna:

$$T = U = A_s \cdot f_{yd} = \frac{N_d}{6.8 \cdot d} \cdot (a - a_o)$$

La cuantía reducida y mecánica de las armaduras se calcula con las ecuaciones generales de flexión:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \qquad \omega = \mu \cdot (1 + \mu) \qquad U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

Para el diseño del cortante se utiliza la ecuación sugerida por el libro de “Hormigón armado” de Jiménez Montoya:

$$V_d = \sigma_t \cdot b \cdot (v - d)$$

Se tiene que verificar la siguiente condición para saber si se necesita de armadura de cortante, según la CBH-87:

$$V_d = 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

2.5.9.5. Escaleras.- En el diseño de escaleras de H A se las puede considerar como losas macizas biempotradas, y para simplificación se puede utilizar, la ecuación aproximada.

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 1.2 \cdot \frac{m_d}{d}$$

En donde m_d es el momento de diseño por metro lineal, determinado por cualquier método analítico o aproximado, y d es el canto útil de la escalera.

2.5.10. Estados límites de servicio (E.L.S.).- En los estados límites de servicio se pueden verificar lo más importante, que son los de agrietamientos y de deformación o flecha.

2.5.10.1. Comprobación de la flecha.- Para la comprobación de la deformación es necesario calcular la flecha activa de la estructura, por cualquier método conocido de resistencia de materiales o de elasticidad, con el único problema de calcular el módulo de rigidez de la pieza sometida a flexión, el cual varia si el elemento esta fisurado o no, en cualquier caso siempre se debe cumplir la verificación de flecha sugerido.

$$f_{total} = \frac{l}{250} \qquad f_{activa} = \frac{l}{400}$$

Siendo la flecha total y activa respectivamente según la instrucción española.

Según el artículo 8.5.3. de la CBH 87 la comprobación de la flecha se puede obviar, si se cumplen las dos condiciones siguientes.

Verificación 1.

$$d \geq 30 \cdot \varepsilon_y \cdot l_i$$

Verificación 2.

$$d \geq 50 \cdot \frac{g}{g+q} \cdot \varepsilon_y \cdot l_i$$

Donde:

ε_y = alargamiento unitario del acero, correspondiente al límite elástico.

g = carga permanente repartida que actúa sobre el elemento.

q = carga variable repartida.

l_i = longitud ficticia de la pieza expresada en las mismas dimensiones que “d”, cuyo valor, en función de la longitud real l es el siguiente:

$l_i = 0.6 \cdot l$ en vigas empotradas en ambos extremos.

2.5.10.1.1. Flecha activa.- La flecha activa es la deformación provocada por las cargas de servicio y cargas muertas diferentes al del peso propio, la cual es el resultado de la suma de la flecha instantánea y flecha diferida, según la CBH-87 la flecha instantánea se determina con la inercia equivalente, la cual se obtiene con la siguiente formula:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \cdot I_o + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \right] \cdot I_{cr}$$

Dónde:

$$M_{cr} = 0.21 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{I_o}{y_t} = f_{ct} \cdot \frac{I_o}{y_t} \text{ Momento de fisuración del hormigón.}$$

M = Momento flector máximo.

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_{cj}} \cdot A_s \cdot z \cdot (d - x) = \text{Momento de inercia de sección fisurada.}$$

Una vez determinada la flecha instantánea se calcula la flecha diferida, esta es el producto de la flecha instantánea por un coeficiente, que se obtiene con la siguiente ecuación:

$$2 - 1.2 \cdot \left(\frac{A'_s}{A_s} \right) \geq 0.6$$

La suma de la flecha instantánea y la flecha diferida es la flecha activa.

2.5.10.1.2. Flecha total en plazo infinito.- La flecha total es simplemente la suma de la flecha activa con las flechas instantánea y diferida del peso propio del elemento.

2.6. Acero conformado en frío

Son elementos de acero conformados en frío mediante el doblado de láminas o planchas, para su diseño se puede emplear los requisitos de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LFRD) o de acuerdo a los requisitos para el Diseño por Tensiones Admisibles (ASD), ambos métodos son válidos, aunque no produzcan resultados idénticos, y lógicamente al diseñar una estructura no deben de mezclar.

2.6.1. Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).- El diseño estructural se satisface cuando la resistencia de cálculo de cada uno de los componentes estructurales es mayor o igual que la resistencia requerida determinada en base a las cargas nominales, multiplicadas por los factores de carga correspondientes, para todas las combinaciones de cargas aplicables.

El diseño se debe efectuar de acuerdo con la ecuación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

R_u = Resistencia requerida

R_n = Resistencia nominal

ϕ = Factor de resistencia

ϕR_n = Resistencia de calculo

2.6.2. Factores de carga y combinaciones de carga.- La estructura y sus componentes se deben diseñar de manera que las resistencias de cálculo sean mayores o iguales que los efectos de las cargas nominales factoradas para cada una de las siguientes combinaciones de cargas:

HIPOTESIS I $1.4D + L$

HIPOTESIS II	$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R_r)$
HIPOTESIS III	$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R_r) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
HIPOTESIS IV	$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R_r)$
HIPOTESIS V	$1.2D + 1.5E + 0.5L + 0.2S$
HIPOTESIS VI	$0.9D - (1.3W \text{ o } 1.5E)$

Donde:

D = Carga permanente, compuesta por el peso propio y cargas muertas.

L = Carga de uso y ocupación esperadas.

L_r = Sobrecarga sobre cubiertas.

S = Cargas de nieve.

R_r = Carga de lluvia, exceptuando el estancamiento.

W = Carga de viento.

E = Carga sísmica.

2.6.3. Diseño estructural de elementos de acero conformados en frío.- El diseño se basa en comprobar las secciones de los elementos que conforman las estructuras, estos elementos están hechos de piezas comerciales, por lo que se debe de comprobar estas secciones con las solicitaciones externas, cumpliendo los requisitos LRFD.

2.6.3.1. Miembros traccionados.- Para los miembros cargados con tracción axial, la resistencia nominal a la tracción, T_n , se debe determinar de la siguiente manera:

$$T_n = A_n \cdot F_y$$

$$\phi = 0.95 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

T_n = Resistencia nominal del miembro cuando está traccionado.

A_n = Superficie neta de la sección transversal.

F_y = Tensión de fluencia de cálculo.

2.6.3.2. Miembros flexionados.- La resistencia nominal a la flexión, M_n , se debe calcular ya sea en base a la iniciación de la fluencia en la sección efectiva (Procedimiento I) o en base a la capacidad de reserva inelástica (Procedimiento II) según corresponda.

Para secciones con alas comprimidas rigidizadas o parcialmente rigidizadas:

$$\phi_b = 0.95 (LRFD)$$

Para secciones con alas comprimidas no rigidizadas:

$$\phi_b = 0.90 (LRFD)$$

Procedimiento I, en base a la iniciación de la fluencia, el momento de fluencia efectivo en base a la resistencia de la sección, M_n , se debe determinar de la siguiente manera:

$$M_n = S_e \cdot F_y$$

Donde:

F_y = Tensión de fluencia de cálculo

S_e = Módulo elástico de la sección efectiva calculado con la fibra extrema comprimida o traccionada.

Procedimiento II, en base a la capacidad de reserva inelástica, la capacidad de reserva flexional inelástica se puede utilizar cuando se satisfacen las siguientes condiciones:

- El miembro no está sujeto a torsión ni a pandeo lateral, torsional o torsional-flexional.
- El efecto de conformación en frío no se incluye al determinar el límite de fluencia F_y
- La relación entre la profundidad de la porción comprimida del alma y su espesor no es mayor que λ_1 .
- El esfuerzo de corte no es mayor que $0,35F_y$ por la superficie del alma, h_t .
- El ángulo entre cualquier alma y la vertical no es mayor que 30 grados.

La resistencia nominal a la flexión, M_n , no debe ser mayor que $1.25 \cdot S_e \cdot F_y$ determinada de acuerdo con el procedimiento I, ni que aquella que provoca una máxima deformación por compresión de $C_y \cdot e_y$ (no se limita la máxima deformación por tracción).

Donde:

e_y = Deformación de fluencia = F_y / E .

E = Módulo de elasticidad longitudinal.

C_y = Factor de deformación por compresión determinado de la siguiente manera:

- Elementos comprimidos rigidizados sin rigidizadores intermedios.

$$C_y = 3 \text{ para } w/t \leq \lambda_1$$

$$C_y = 3 - 2 \left(\frac{w/t - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \right) \text{ para } \lambda_1 < \frac{w}{t} < \lambda_2$$

$$C_y = 1 \text{ para } w/t \leq \lambda_2$$

Donde:

$$\lambda_1 = \frac{1.11}{\sqrt{F_y/E}}$$

$$\lambda_2 = \frac{1.28}{\sqrt{F_y/E}}$$

Elementos comprimidos no rigidizados $C_y = 1$.

Elementos comprimidos con rigidización múltiple y elementos comprimidos con rigidizadores de borde $C_y = 1$.

Cuando sea aplicable, para calcular las propiedades de la sección se deben utilizar los anchos efectivos de cálculo. M_n se debe calcular considerando el equilibrio de tensiones, suponiendo una curva tensión-deformación idealmente elastoplástica igual para compresión y tracción, suponiendo pequeñas deformaciones y suponiendo que las secciones planas permanecen planas durante la flexión.

2.6.3.3. Miembros comprimidos.- Todos los miembros en los cuales la resultante de todas las cargas que actúan sobre el miembro es una carga axial que pasa a través del baricentro de la sección efectiva calculada a la tensión, F_n .

La resistencia axial nominal, P_n , se debe calcular de la siguiente manera:

$$P_n = A_e \cdot F_n$$

$$\phi_c = 0.85 (LRFD)$$

Donde:

A_e = Superficie efectiva a la tensión F_n .

F_n = Se determina de la siguiente manera:

Para $\lambda_c \leq 1.5$ $F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y$

Para $\lambda_c > 1.5$ $F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y$

Donde:

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

F_e = La menor de las tensiones de pandeo elástico flexional, torsional y torsional flexional determinadas de acuerdo con las siguientes expresiones:

Secciones con simetría doble, secciones cerradas y cualquier otra sección que se pueda demostrar que no está sujeta a pandeo torsional ni a pandeo torsional flexional, la tensión de pandeo flexional elástico, F_e , se debe determinar de la siguiente manera:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r} \right)^2}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad longitudinal.

K = Factor de longitud efectiva.

L = Longitud no arriostrada del miembro.

r = Radio de giro de la sección transversal total no reducida.

Para las secciones con simetría simple sometidas a pandeo torsional flexional, F_e se debe tomar como el menor valor entre F_e calculada de acuerdo con la anterior expresión y F_e calculada de la siguiente manera:

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

Alternativamente, se puede obtener una estimación conservadora de F_e utilizando la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\sigma_t \cdot \sigma_{ex}}{\sigma_t + \sigma_{ex}}$$

Donde:

$$\beta = 1 - (x_0 / r_0)^2$$

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

$$\sigma_t = \frac{1}{A \cdot r_0^2} \left[G \cdot J + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2}$ Radio de giro polar de la totalidad de la sección transversal respecto al centro de corte.

x_0 = Distancia entre el centro de corte y el baricentro a lo largo del eje principal x, considerada negativa.

Para secciones no simétricas de perfiles cuyas secciones transversales no presentan ningún tipo de simetría, ya sea con respecto a un eje o con respecto a un punto, F_e se debe determinar mediante un análisis racional.

2.7. Módulo de balasto

El módulo de balasto también llamado coeficiente de reacción del terreno, o módulo de sub rasante, es un parámetro que representa la rigidez aparente del terreno bajo una cimentación o vía, y expresa la relación entre la presión aplicada al suelo y la deformación que provoca.

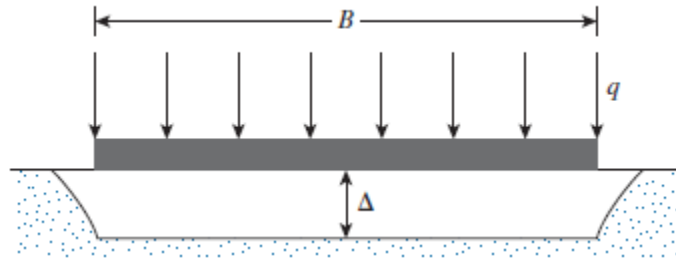


Figura 2.8. Definición del módulo de balasto
(fuente: fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja Das)

El módulo de balasto se expresa como:

$$k = \frac{q}{\Delta}$$

Donde:

k = Modulo de balasto.

q = Presión de contacto entre la cimentación y el terreno.

Δ = Asentamiento de la cimentación.

El modelo más utilizado es el de Winkler, que idealiza el suelo como una serie de resortes independientes:

- Cada punto del terreno reacciona solo a la carga aplicada directamente sobre él.
- No hay interacción entre puntos de vecinos (no hay continuidad del medio).

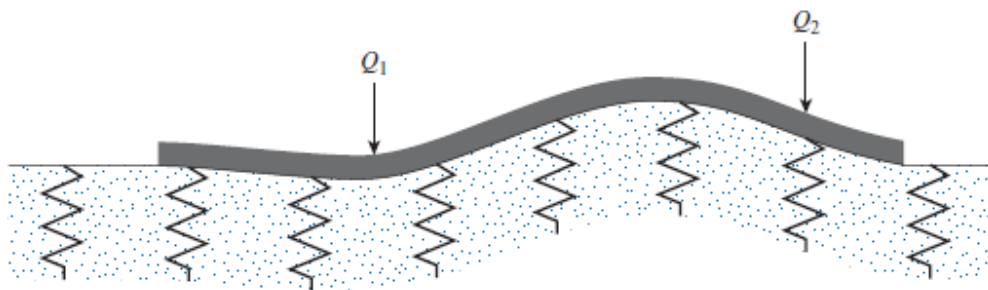


Figura 2.9. Modelo de Winkler para el módulo de balasto
(fuente: fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja Das)

Este modelo es útil por su simplicidad, aunque tiene limitaciones en sus suposiciones.

- No considera interacción entre resortes (no hay continuidad lateral)

- Inadecuado para suelos cohesivos profundos
- No considera efectos tridimensionales

Para estos casos, se pueden usar modelos más avanzados, como:

- Fundación sobre un medio elástico continuo (Boussinesq, Westergaard)
- Modelos de Pasternak o Kerr (consideran interacción lateral)

El valor del módulo de balasto es algo que se debe de tener en cuenta a la hora de diseñar cimentaciones, es un valor casi tan importante como el esfuerzo admisible del suelo, es por eso que diversos investigadores propusieron tablas de valores estimativos para diversos tipos de suelos resultado de sus investigaciones, como por ejemplo la tabla 32.4 del libro “Hormigón armado” 14va edición de Jiménez Montoya y la tabla 9.1 del libro “Foundation analysis and design” 5ta edición de Joseph E. Bowles, estas tablas dan valores referenciales del módulo de balasto, para determinar el módulo de balasto real existen varios métodos semiempíricos, está el método aproximado de placa de 30x30 cm propuesto por Terzaghi en 1952, el método de propiedades elásticas propuesto por Vesic en 1961, y el de tabla de correlación del investigador Nelson Morrison 1993.

2.7.1. Método aproximado de placa.- Para suelo arenoso (Terzaghi).

$$k = k_{0.30} \cdot \left(\frac{B + 0.3}{2 \cdot B} \right)^2$$

Donde:

$k_{0.30}$ = Módulo de balasto para una placa de 30cmx30cm.

B = Ancho de la cimentación.

k = Módulo de balasto de la cimentación.

Valido para cimentaciones cuadradas, para cimentaciones rectangulares se debe de ajustar el valor encontrado con la ecuación.

$$k = \frac{k_{B \times B} \cdot \left(1 + 0.5 \frac{B}{L} \right)}{1.5}$$

Donde:

$k_{B \times B}$ = Modulo de balasto de cimentación cuadrada de ancho B.

B = Ancho de la cimentación.

L = Largo de la cimentacion.

2.8.1. Método de propiedades elásticas.- Para cualquier tipo de suelo (Vesic).

$$k = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu_s^2)}$$

Donde:

E_s = Modulo de elasticidad del suelo.

B = Ancho de la cimentación.

μ_s = Coeficiente de Poisson del suelo.

Este método no requiere de un ajuste por dimensiones, por lo que puede ser utilizado para cualquier tipo de cimentación superficial, siempre y cuando se emplee el lado menor B de la cimentación.

2.8.2. Método de correlación con el esfuerzo admisible.- Este método consiste en determinar el módulo de balasto por medio de la correlación directa con el esfuerzo admisible del suelo, este método fue propuesto por el ing. Nelson Morrison en su tesis de maestría “Interacción suelo-estructuras semi-espacio de Winkler” 1993, que es un trabajo recopilatorio de varios autores destacados, como Therzagui, Meyerhoft, Hana, etc.

2.8. Presupuesto del proyecto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser acabada. Para el desarrollo de una buena evaluación económica se utiliza el método de los precios unitarios el cual se basa en cubicar los ítems de la obra, cuantificar los insumos de materiales que se requiera para construir una unidad de cada determinado ítem, valorar la unidad más gastos de impuestos, mano de obra, gastos administrativos y utilidades, para finalmente multiplicar estos precios unitarios por los volúmenes de la obra y con esto se suman todos los valores de los ítems en conjunto y se estima el precio total de la obra.

2.9. Cronograma de ejecución del proyecto

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado.

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

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

CAPITULO III

3. INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico del edificio es idóneo para desempeñar la función de terminal terrestre, el edificio tiene una superficie total de 1,582.48 m², contando con dos plantas, la primera está dividida en dos partes, la primera es de espera para pasajeros, y la segunda para recreación y patio de comidas, en la segunda planta se cuenta con una zona destinada a oficinas municipales y un salón de reuniones, además se tiene rampas y escaleras de acceso para la segunda planta, se cuenta con 4 baterías de baños, y por encima de la zona de recreación y patio de comidas se encuentra una cubierta que tendrá iluminación natural mediante policarbonato, la zona de cubiertas solo es accesible privadamente para mantenimiento y está compuesta por losas y por 3 cubiertas metálicas, este edificio tiene buena circulación mediante pasillos amplios en la segunda planta y ambientes exentos en la planta baja, teniendo longitudes de separación de columnas de hasta 8 metros y separaciones promedio de 5 metros para lograr ambientes amplios además de tener alturas importantes, la primera planta tiene una altura de 4.5 metros y la segunda de 4 metros, haciendo que las columnas sean esbeltas.

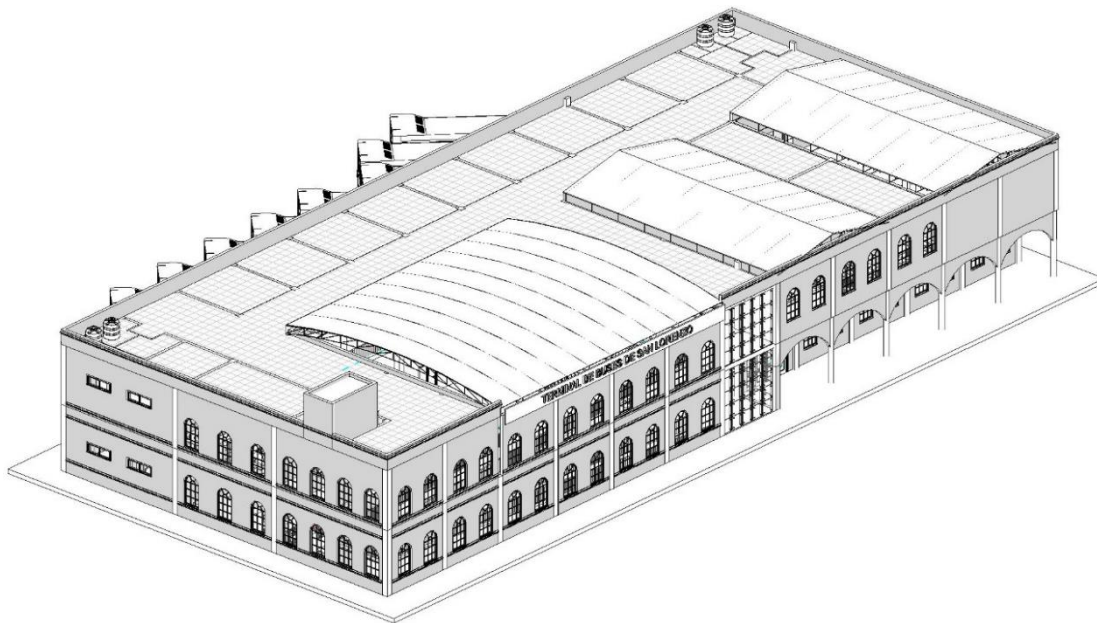


Figura 3.1. Vista en perspectiva de la estructura (fuente: plano arquitectónico)

3.2. Análisis del levantamiento topográfico

En el levantamiento topográfico se puede apreciar los puntos de referencia y de las esquinas del lote con sus respectivas elevaciones, el terreno es área comunal por lo que no existe ninguna estructura antigua, las cotas del lote se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 3.1
Coordenadas y cotas de los puntos topográficos

Punto	Coordenada	Coordenada	Altitud (m.s.n.m)
	X	Y	Z
1	318,400.75	7,628,437.11	1,992.80
2	318,410.39	7,628,497.77	1,993.20
3	318,255.70	7,628,532.21	1,998.90
4	318,247.28	7,628,470.41	1,999.70
5	318,329.98	7,628,516.14	1,996.42
6	318,319.16	7,628,454.81	1,996.35

Fuente: Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo

Estos puntos son referenciados y ubicados en la siguiente figura, que fue extraída del plano del lote.

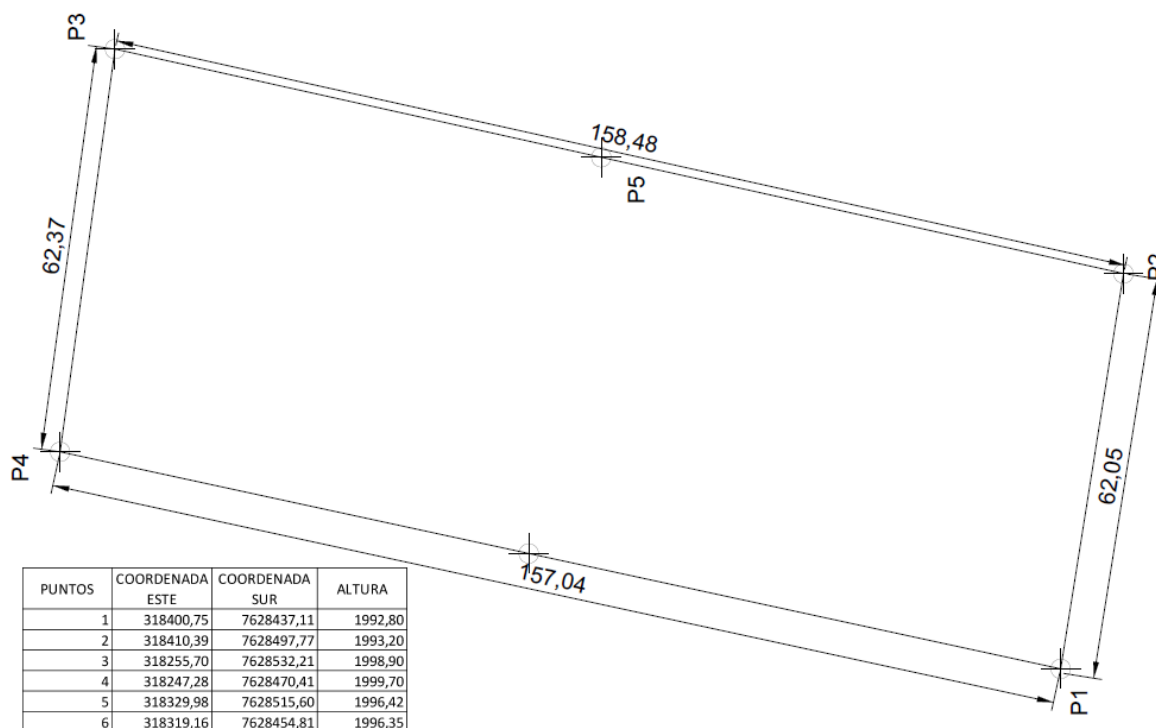


Figura 3.2. Puntos topográficos (fuente: G.A.M.S.L.)

Como resultado se puede determinar el punto en la intersección de las calles de acceso de la futura estructura como la cota de nivel cero (0.00).

COTA DE NIVEL $\pm 0.00 = 1,996.35$ m.s.n.m.

Al proyectar la estructura en el lote se puede apreciar que la estructura no abarca la totalidad del terreno, al hacer un pequeño levantamiento topográfico en la parte donde será emplazada la estructura, se puede notar que el desnivel máximo aproximado que existe es de 2.11m, por que se tiene que realizar un movimiento de tierras.

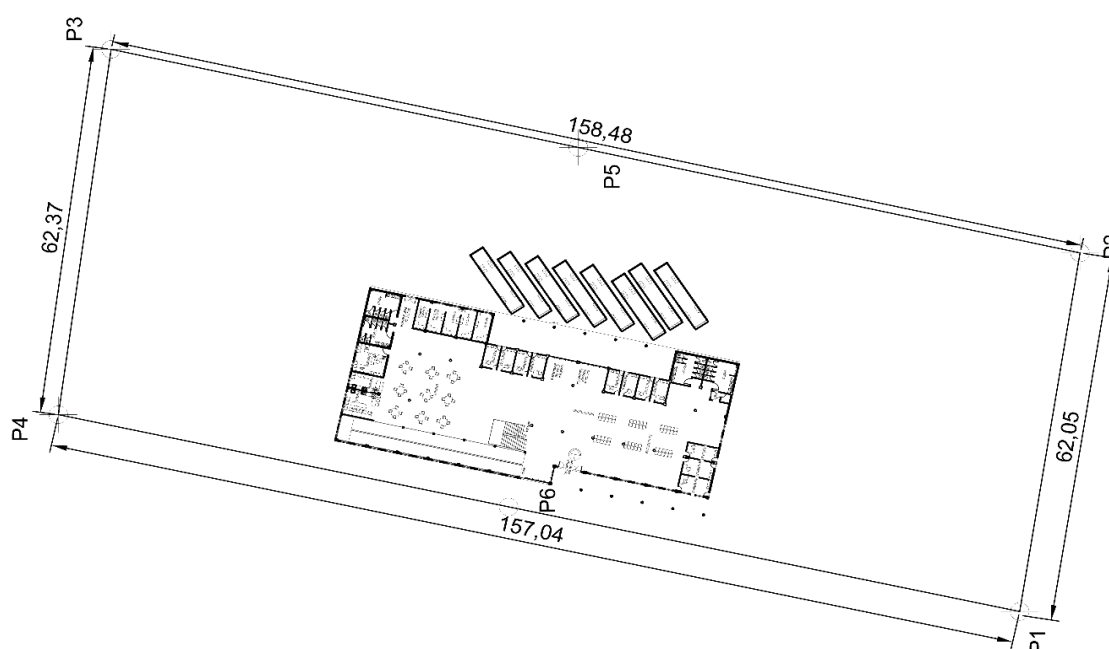


Figura 3.3. Proyección de la estructura en el lote (fuente: elaboración propia)

El movimiento de tierras tiene los siguientes volúmenes.

TABLA 3.2
Volúmenes de corte y relleno de la explanación del terreno

Volumen de corte	289.78 m ³
Volumen de relleno	238.34 m ³

Fuente: Elaboración propia

Para referencia del movimiento de tierras, consultar el ANEXO VIII.

3.3. Análisis y resultados del estudio de suelos

En el estudio de suelos, se determinaron la cota de fundación y el esfuerzo admisible del suelo datos con los cuales se diseñaron los cimientos de la estructura.

3.3.1. Determinación de puntos de investigación.- Siguiendo las recomendaciones del reglamento de aprobación y visado de proyectos estructurales de la sociedad de ingenieros de Bolivia departamental Tarija, el proyecto estructural “Terminal de buses de San Lorenzo”, tiene una superficie total de 1582.48 m², por lo que se recomienda 1 pozo cada 200 a 500 m² de construcción, por lo que se tendría 3 puntos de investigación, En el siguiente grafico se puede apreciar los puntos donde se realizaron los estudios geotécnicos de mecánica de suelos con respecto a la estructura proyectada.

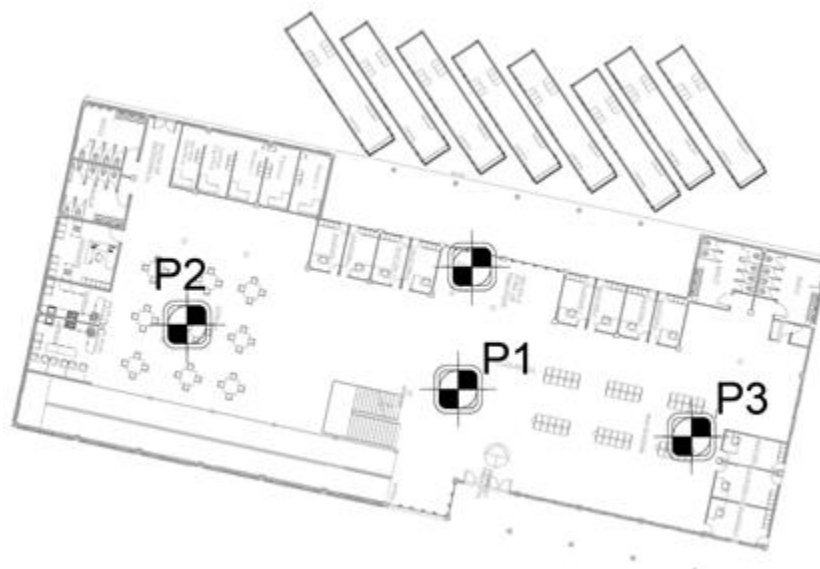


Figura 3.4. Pozos para el estudio de suelos (fuente: elaboración propia)

TABLA 3.3
Coordenadas de los puntos de investigación geotécnica

Pozo	Coordenada	Coordenada
	X	Y
1	318,326.67	7,628,468.94
2	318,305.22	7,628,474.03
3	318,345.13	7,628,465.18

Fuente: Elaboración propia

3.3.2. Profundidad a alcanzar para el estudio geotécnico.- En este caso la profundidad tentativa de fundación es de 2m, y el ancho de la zapata esperado es de 1m. Con estos valores se calcula la profundidad para el estudio.

$$p = 2m + 1.5 \cdot (1m) = 3.5m$$

En la siguiente tabla se muestra la profundidad de cada pozo y prueba de campo se realizó para la obtención de datos.

TABLA 3.4
Profundidades de investigación geotécnica

Pozo	Prueba	Profundidad
1	SPT - ASTM D1586	3.5 m
2	SPT - ASTM D1586	1.5 m
3	SPT - ASTM D1586	2 m

Fuente: Elaboración propia

En la siguiente figura se puede observar la profundidad alcanzada de cada pozo y la estratificación del terreno de fundación:

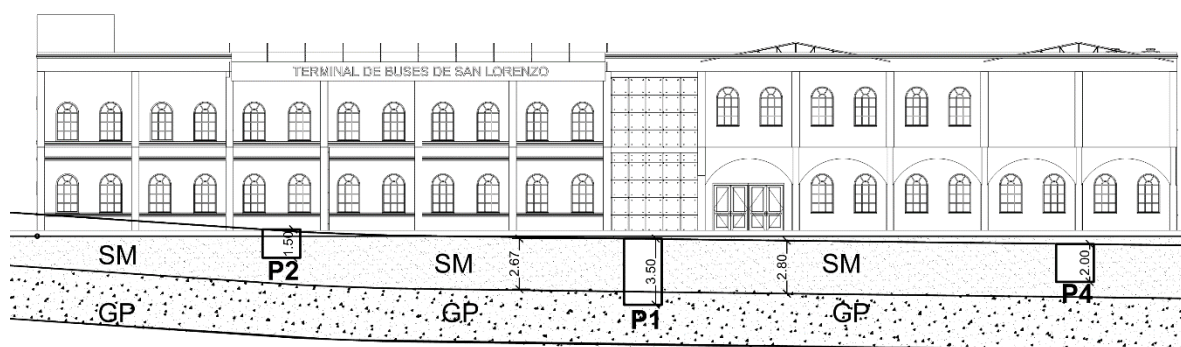


Figura 3.5. Exploración del subsuelo (fuente: elaboración propia)

3.3.3. Resultados de los estudios de suelos.- El trabajo de gabinete fue realizado en el laboratorio de suelos de la Universidad autónoma Juan Misael Saracho. Los resultados de los estudios de suelos, se presentan en las siguientes tablas.

TABLA 3.5
Resultados del estudio de suelos del pozo N° 1

Características geotécnicas a 3.5 m de profundidad	
Tipo de suelo (SUCS)	GP
Tipo de suelo (AASHTO)	A-1-a(0)
Nivel freático	Inexistente
Observación	Grava mal graduada, mezclas de grava y arena
Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	3.27

Fuente: Elaboración propia

TABLA 3.6
Resultados del estudio de suelos del pozo N° 2

Características geotécnicas a 1.5 m de profundidad	
Tipo de suelo (SUCS)	SM
Tipo de suelo (AASHTO)	A-2-4(0)
Nivel freático	Inexistente
Observación	Arena limosa, mezcla de arena y limo
Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	2.13

Fuente: Elaboración propia

TABLA 3.8
Resultados del estudio de suelos del pozo N° 3

Características geotécnicas a 2 m de profundidad	
Tipo de suelo (SUCS)	SM
Tipo de suelo (AASHTO)	A-2-4(0)
Nivel freático	Inexistente
Observación	Arena limosa, mezcla de arena y limo
Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	2.20

Fuente: Elaboración propia

Para más detalles acerca del estudio de suelos consultar el ANEXO II. Con los resultados del estudio de suelos, se llega a los siguientes resultados con los cuales se diseñará la cimentación de la estructura.

COTA DE FUNDACION = -2 m de la cota de replanteo = 1,994.35 m.s.n.m.

ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO = 2.2 kg/cm²

3.4. Calculo de la junta de dilatación

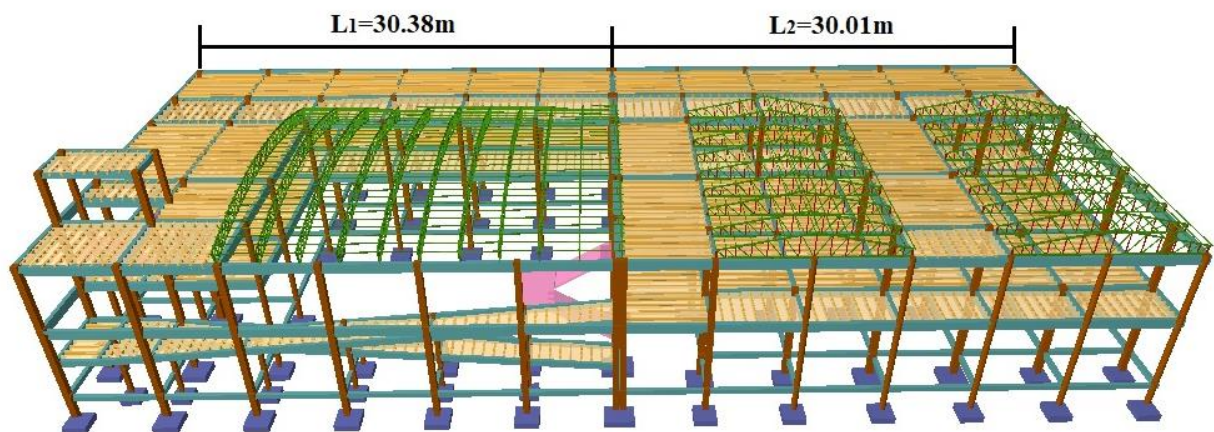


Figura 3.6. Junta de dilatación (fuente: CYPECAD 2017)

$$\Delta L = \alpha \cdot L_i \cdot \Delta t$$

Donde:

$\Delta L = L_f - L_i$ Es la variación de longitud.

$\alpha = 1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ Es el coeficiente de dilatación lineal del hormigón.

$\Delta t = t_f - t_0$ Diferencia de temperaturas entre la máxima y mínima.

Datos:

$t_f = 40.5^\circ\text{C}$ Dato del “SENAMHI” estación Sella Quebradas, Méndez ANEXO I.

$t_i = -10^\circ\text{C}$ Dato del “SENAMHI” estación Sella Quebradas, Méndez ANEXO I.

ΔL para $L_1 = 30.38m$

$$\Delta L_1 = 1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C} \cdot (30.38m) [40.5^\circ\text{C} - (-10^\circ\text{C})] = 0.0153m$$

ΔL para $L_2 = 30.01m$

$$\Delta L_2 = 1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C} \cdot (30.01m) [40.5^\circ\text{C} - (-10^\circ\text{C})] = 0.0151m$$

Sumando ambos incrementos de longitud y dividiendo entre dos, considerando la dilatación en ambos sentidos.

$$\Delta L_{Total} = \frac{0.0153m + 0.0151m}{2} = 0.0152m = 1.52cm \approx 2cm$$

JUNTA DE DILATACION = 2 cm

3.5. Análisis de acciones sobre la estructura.

Se usaron la norma de cargas NB 1225002, para determinar las cargas de servicio, la normas NB 1225003, para la carga de viento y la guía para la determinación de cargas meteorológicas, del Ing. Patrick Putnam, para las cargas de granizo y nieve, para las cargas muertas se usó las especificaciones técnicas de fabricantes de tabiquerías y cerámicos.

3.5.1. Análisis de cargas muertas.- Las cargas muertas son todas aquellas que tienen acción permanente sobre la estructura.

3.5.1.1. Peso propio de los elementos.- Según el artículo 6.2.2.1 de la norma CBH-87 el peso de los elementos de hormigón armado con cuantías normales es:

$$H^oA^o \text{ con cuantía normal} = 25 \text{ KN/m}^3 = 2,500 \text{ kg/m}^3$$

3.5.1.2. Peso del piso de cerámica.- Comprende el peso de la cerámica y el mortero de cemento para su colocación.

Datos:

Rendimiento por caja = $1.44 \text{ m}^2/\text{caja}$ (catalogo COBOCE para cerámicos PEI 4).

Peso por caja = 29 kg (catalogo COBOCE para cerámicos PEI 4).

$\gamma_{\text{mortero}} = 21 \text{ KN/m}^3$ (tabla 3.2 Norma NB 1225002).

$V_{\text{mortero}} = 0.03 \text{ m} \cdot (1 \text{ m}) \cdot (1 \text{ m}) = 0.03 \text{ m}^3$ (Volumen de mortero para 1 m^2 con espesor de 3 cm).

$$P_{\text{ceramicos}} = \frac{29 \text{ kg}}{1.44 \text{ m}^2} = 20.14 \text{ kg/m}^2 = 0.2 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{mortero}} = \frac{V_{\text{mortero}} \cdot \gamma_{\text{mortero}}}{1 \text{ m}^2} = \frac{0.03 \text{ m}^3 \cdot (21 \text{ KN/m}^3)}{1 \text{ m}^2} = 0.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{CM (piso de cerámica)} = P_{\text{ceramicos}} + P_{\text{mortero}} = 0.63 \text{ KN/m}^2 + 0.20 \text{ KN/m}^2 = 0.83 \text{ KN/m}^2$$

$$G \text{ (piso de cerámica)} = 0,83 \text{ KN/m}^2$$

3.5.1.3. Peso de muros y tabiquería.- en la estructura solo existe un ancho de muros que es de 20 cm por lo que el espesor del muro de ladrillo 6H es de 18 cm.

Peso de muro de ladrillo 6H e = 18 cm con revoque y planchado por m^2 :

Datos:

Peso ladrillo 6H pza. = 3.5 kg (catalogo INCERPAZ).

$\gamma_{\text{mortero}} = 21 \text{ KN/m}^3$ (tabla 3.2 Norma NB 1225002).

$\gamma_{\text{yeso}} = 12.5 \text{ KN/m}^3$ (tabla 3.2 Norma NB 1225002).

$$N_{\text{ladrillos}}^o = \frac{1}{(0.24m + 0.015m) \cdot (0.12m + 0.015m)} = 29 \text{ ladrillos}$$

$$P_{\text{ladrillos}} = \frac{29 \cdot (3.5kg)}{1m^2} = 101.5 kg/m^2 = 1.02 KN/m^2$$

Peso del mortero considerando un 10% de entrada en los huecos de los ladrillos.

$$V_{\text{mortero}} = (1m^2 \cdot e - N_{\text{ladrillos}}^o \cdot V_{\text{ladrillo}}) \cdot (1.10)$$

$$V_{\text{mortero}} = (1m^2 \cdot 0.18m - 29 \cdot 0.18m \cdot 0.24m \cdot 0.12m) \cdot 1.10 = 0.0326m^3$$

$$P_{\text{mortero}} = \frac{V_{\text{mortero}} \cdot \gamma_{\text{mortero}}}{1m^2} = \frac{0.0326m^3 \cdot (21KN/m^3)}{1m^2} = 0.68 KN/m^2$$

Peso de revoque considerando 1.5 cm de espesor a ambas caras de la tabiquería.

$$P_{\text{revoque}} = \frac{(0.015m) \cdot (1m^2) \cdot (21KN/m^3) \cdot (2)}{1m^2} = 0.63 KN/m^2$$

Peso del planchado considerando 1.2 cm de espesor a ambas caras de la tabiquería.

$$P_{\text{yeso}} = \frac{(0.012m) \cdot (1m^2) \cdot (12.5KN/m^3) \cdot (2)}{1m^2} = 0.3KN/m^2$$

Peso total del muro para 1 m².

$$P_{\text{muro e=18cm}} = 1.02 KN/m^2 + 0.68 KN/m^2 + 0.63 KN/m^2 + 0.30 KN/m^2 = 2.63 KN/m^2$$

Carga de muro para la primera planta con una altura de 4.05 m.

$$CM \text{ (muro e=18cm)} = 4.05m \cdot (2.63 KN/m^2) = 10.65 KN/m$$

G (muro e=18cm) = 10.65 KN/m

Carga de muros para la segunda planta con una altura de 3.55 m.

$$CM \text{ (muro e=18cm)} = 3.55m \cdot (2.63 KN/m^2) = 9.34 KN/m$$

G (muro e=18cm) = 9.34 KN/m

Carga para parapeto en terraza, para pasillos y en la rampa con una altura de 1.20 m.

$$CM \text{ (muro } e=18\text{cm)} = 1.20\text{m} \cdot (2.63 \text{ KN/m}^2) = 3.16 \text{ KN/m}$$

$$G \text{ (muro } e=18\text{cm)} = 3.16 \text{ KN/m}$$

3.5.1.4. Peso de cubierta de calamina.- De la tabla 3.5 de la norma NB 1225002, una calamina trapezoidal u ondulada de acero galvanizado su peso es de 0.10 KN/m^2 .

3.5.1.5. Peso de cielo falso.- De la tabla 3.5 de la norma NB 1225002, un cielo falso de elementos modulares de asbesto cemento montados en elementos metálicos o enlistonado de madera, su peso es de 0.15 KN/m^2 .

3.5.1.6. Peso de tanques de agua para baterías de baños.- Se toma el peso de 2 tinacos de 1000 Lts. equivalente a $2000 \text{ kg} = 20\text{KN}$ se apoyarán en una losa de superficie de 25 m^2 , la carga muerta cuando estén totalmente cargados será de $CM = 20\text{KN} / 25\text{m}^2 = 0.8\text{KN/m}^2$.

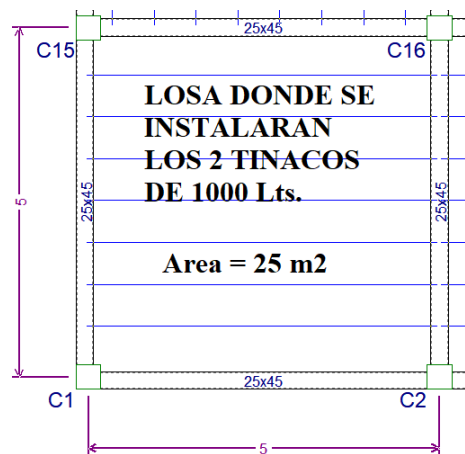


Figura 3.7. Losa de apoyo de tinacos (fuente: CYPECAD 2017)

3.5.2. Análisis de cargas Vivas.- Para la determinación de las cargas de servicio se utilizó la tabla 4.1 de la norma NB 1225002, por ello se analizaron las losas para determinar el uso que se dará a cada ambiente y asignar una carga viva correspondiente.

3.5.2.1. Sobrecarga de uso para la primera losa.- La primera losa está destinada a soportar ambientes de oficinas, baños, pasillos y un salón de reuniones, como se muestra en la siguiente figura.

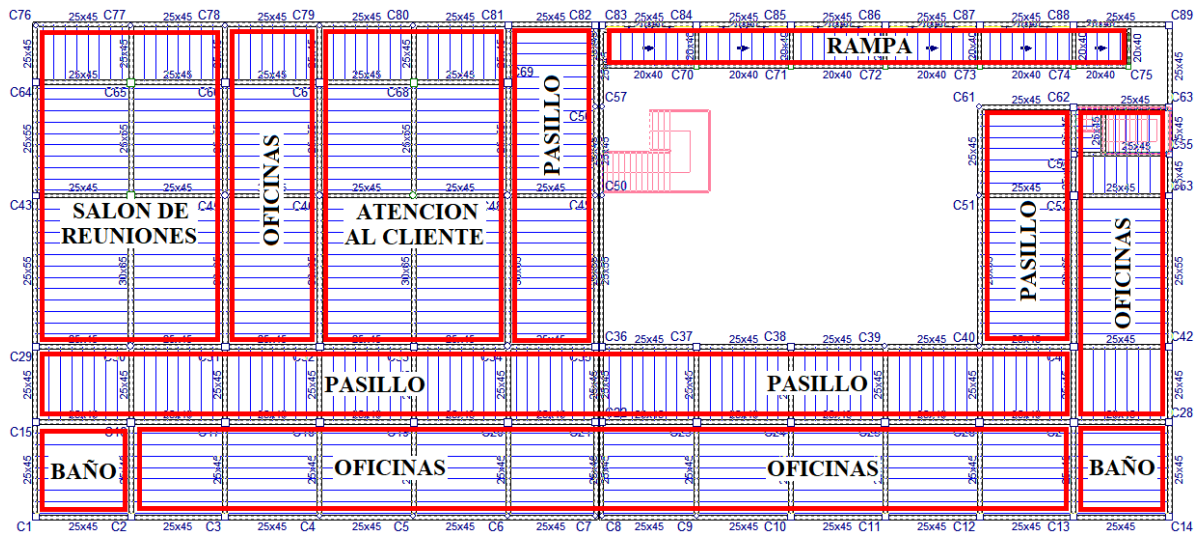


Figura 3.8. Zonas de uso de la primera losa (fuente: CYPECAD 2017)

Las cargas vivas son:

$$Q (\text{oficinas}) = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$Q (\text{atención al cliente}) = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q (\text{pasillos}) = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q (\text{baños}) = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$Q (\text{salón de reuniones}) = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q (\text{rampa}) = 4 \text{ KN/m}^2$$

3.5.2.2. Sobrecarga de uso para la segunda losa.- La segunda losa está destinada a funcionar como parte de la cubierta de la estructura y solo será accesible privadamente para realizar mantenimiento.

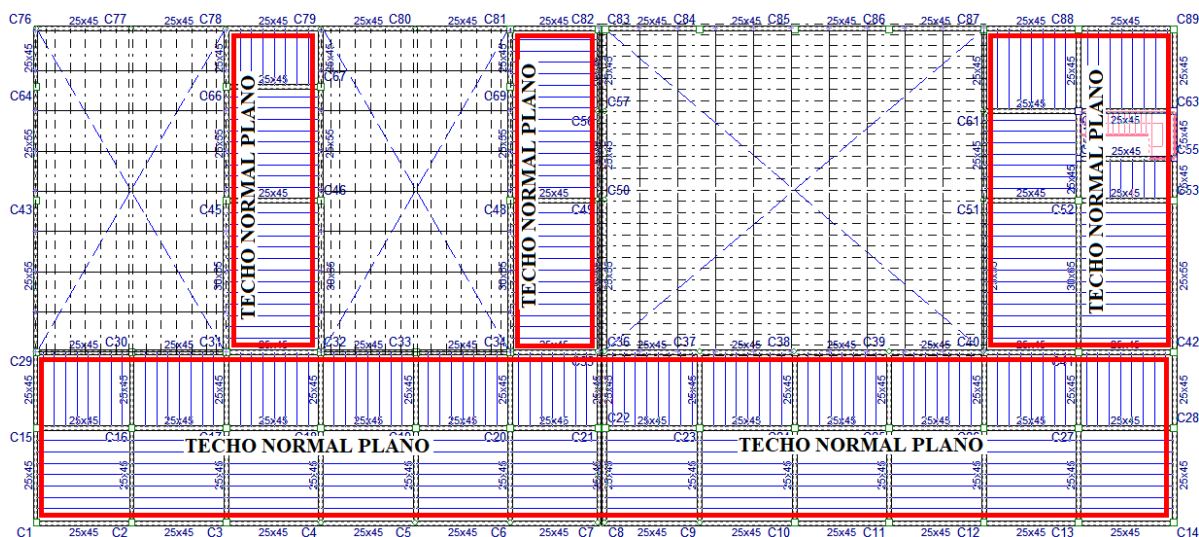


Figura 3.9. Zonas de uso de la segunda losa (fuente: CYPECAD 2017)

La carga viva es:

$$Q \text{ (segunda losa)} = 1 \text{ KN/m}^2$$

3.5.2.3. Sobrecarga de uso para la losa de caseta de escaleras.- La carga viva para la losa de caseta de acceso a la segunda losa es de 1 KN/m^2 .

3.5.2.4. Sobrecarga de uso para las cubiertas metálicas.- La carga de servicio de las cubiertas metálicas es exclusivamente para mantenimiento, y la carga es:

$$Q \text{ (cubiertas)} = 1 \text{ KN/m}^2$$

3.5.3. Análisis de carga de viento.- Se determinó la presión dinámica de viento con el método analítico de la norma NB 1225003.

TABLA 3.9
Análisis de carga de viento NB 1225003

N	Parámetro	Valores	Uds.	Observaciones
1	Velocidad del viento V	22.1	m/s	tabla 5.3 tomando en cuenta la velocidad de viento de Coimata

2	Factor direccional K_d	0.85		tabla 5.3.4 edificios con sistema principal resistente a la fuerza del viento.
3	Categoría de la estructura	III		tabla 5.4.1 edificios que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla.
4	Factor de importancia I	1.15		tabla 5.4.2
5	Categoría de exposición	C		terrenos abiertos con obstrucción dispersas, con alturas menores a 10 m, campo abierto y terrenos agrícolas.
6	Altura para el coeficiente de exposición	10.10	m	altura media de cubierta menor a 20 m
7	Coeficiente de exposición K_h	1.002		tabla 5.5.4.1 interpolando para categoría C para una altura de 10.10 m
8	Factor topográfico K_{zt}	1		terreno llano
9	Factor de efecto de ráfaga G	0.85		tomando en cuenta que la altura de la cubierta con respecto a su planta se considera rígida
10	Clasificación de cerramientos			se considera una estructura parcialmente cerrado por las ventanas
11	Coeficiente de presión interna GCpi	0.55		tabla 7.2.1.1 para edificios parcialmente cerrados
		-0.55		
12	Presión dinámica de viento q_h	293.244	N/m ²	$0.613 \cdot K_h \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I$
Cubierta abovedada				
13	Relación flecha/luz r	0.070		flecha de la cubierta entre la luz entre apoyos
14	Coeficiente de presión externa Cp	-0.9		tabla 7.2.1.4 cuarto a barlovento
		-0.77		tabla 7.2.1.4 mitad central
		-0.5		tabla 7.2.1.4 cuarto a sotavento
15	Presión de diseño barlovento	-385.616	N/m ²	$P = q_h \cdot G \cdot C_p - q_h \cdot GCpi$
		-63.048		$P = q_h \cdot G \cdot C_p - q_h \cdot GCpi$
16	Presión de diseño mitad central	-353.213	N/m ²	$P = q_h \cdot G \cdot C_p - q_h \cdot GCpi$
		-30.644		$P = q_h \cdot G \cdot C_p - q_h \cdot GCpi$
17	Presión de diseño sotavento	-285.913	N/m ²	$P = q_h \cdot G \cdot C_p - q_h \cdot GCpi$
		36.656		$P = q_h \cdot G \cdot C_p - q_h \cdot GCpi$
Cubiertas a dos aguas				
18	Relación h/L	0.95		relación entre el alto y largo de la cubierta
19	Angulo θ	11.31		pendiente de la cubierta
20	Coeficiente de presión externa Cp	-1.184		tabla 7.2.1.3 para barlovento
		-0.633		tabla 7.2.1.3 para sotavento

21	Presión de diseño barlovento	-456.405	N/m ²	$P = q_h \cdot G \cdot C_p - q_h \cdot GC_{pi}$
		-133.837		$P = q_h \cdot G \cdot C_p - q_h \cdot GC_{pi}$
22	Presión de diseño sotavento	-319.064	N/m ²	$P = q_h \cdot G \cdot C_p - q_h \cdot GC_{pi}$
		3.504		$P = q_h \cdot G \cdot C_p - q_h \cdot GC_{pi}$

Fuente: Elaboración propia

En el análisis se determinaron que las cargas calculadas están por debajo de la mínima establecida en la norma, por lo que la carga de viento será.

$W \text{ (viento en cubiertas)} = -0.5 \text{ KN/m}^2$

Esta carga es de succión, pero al ser combinada con las cargas de servicio reduce los esfuerzos sobre la cubierta, por lo que es aconsejable que actúe en presión.

3.5.4. Análisis de carga de granizo.- Para la carga de granizo se seguirán las recomendaciones de la guía de cargas meteorológicas en Bolivia del ing. Patrick Putnam, esta carga solo actuara en los techos de la estructura, estos techos están conformados por losas de viguetas y cubiertas metálicas, la carga de granizo es diferente para las diferentes zonas de cada tipo de cubierta en especial donde se puede acumular el granizo.

3.5.4.1. Carga de granizo sobre losas.- Se distinguen dos casos cuando es una superficie libre y cuando esta con parapetos, estos parapetos hacen que se acumule el granizo.

Datos:

$q_n = 70 \text{ Kg/m}^2$ carga de nieve base para la zona 2.

$F_g = 2.5$ Factor de granizo.

$K_A = 1$ coeficiente de acumulación de granizo para losas planas.

$K_{A1} = 1.5$ coeficiente de acumulación de granizo para losas con parapeto en el borde.

Carga de granizo.

$$q_g = q_n \cdot F_g \cdot K_A = 70 \text{ kg/m}^2 \cdot (2.5) \cdot (1) = 175 \text{ kg/m}^2 = 1.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_g = q_n \cdot F_g \cdot K_{A1} = 70 \text{ kg/m}^2 \cdot (2.5) \cdot (1.5) = 262.5 \text{ kg/m}^2 = 2.62 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \text{ (granizo en losas planas)} = 1.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \text{ (granizo en losas cerca de parapeto)} = 2.62 \text{ KN/m}^2$$

3.5.4.2. Carga de granizo sobre cubiertas metálicas.- Se hará el análisis para cubiertas a dos aguas y para la cubierta embovedada.

Datos:

$q_n = 70 \text{ Kg/m}^2$ carga de nieve base para la zona 2.

$F_g = 2.5$ Factor de granizo.

$\alpha = 11.31$ Angulo de la pendiente de la cubierta a dos aguas.

$K_{A1} = 1$ coeficiente de acumulación cuando $\alpha < 25$.

$K_{A2} = 1$ coeficiente de acumulación cerca a canaleta cuando $\alpha < 25$.

$K_{A1} = 1$ coeficiente de acumulación de granizo en el centro de cubiertas abovedadas.

$K_{AC} = 0.35$ coeficiente de acumulación de granizo cerca a canaleta en cubiertas abovedadas.

$B = 17.8\text{m}$ ancho de luz de la cubierta abovedada.

Para cubiertas a dos aguas, como $\alpha < 25$ se tiene:

$$q_g = q_n \cdot F_g \cdot K_A = 70 \text{ kg/m}^2 \cdot (2.5) \cdot (1) = 175 \text{ kg/m}^2 = 1.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \text{ (granizo en cubierta a dos aguas)} = 1.75 \text{ KN/m}^2$$

Para la cubierta abovedada, el ángulo tangente de la cubierta está por debajo de los 60 grados, por lo que $B = b = 17.8\text{m}$.

$$K_{A2-1} = \frac{0.3 \cdot b + 10 \cdot h}{b} = \frac{0.3 \cdot (17.8\text{m}) + 10 \cdot (2\text{m})}{17.8\text{m}} = 1.42$$

$$K_{A2-2} = K_{A2-1} \cdot (0.5) = 1.42 \cdot 0.5 = 0.71$$

$$\text{Caso 1 } q_g = q_n \cdot F_g \cdot K_{A1} = 70 \text{ kg/m}^2 \cdot (2.5) \cdot (1) = 175 \text{ kg/m}^2 = 1.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Caso 2 } q_g = q_n \cdot F_g \cdot K_{A2-1} = 70 \text{ kg/m}^2 \cdot (2.5) \cdot (1.42) = 248.5 \text{ kg/m}^2 = 2.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Caso 2 } q_g = q_n \cdot F_g \cdot K_{A2-2} = 70 \text{ kg/m}^2 \cdot (2.5) \cdot (0.71) = 124.25 \text{ kg/m}^2 = 1.24 \text{ KN/m}^2$$

Como el caso 1 es una carga rectangular y el caso 2 son cargas triangulares las resultantes de las cargas demuestran que el caso 1 es el más crítico, por lo tanto:

$$Q \text{ (granizo en cubierta abovedada)} = 1.75 \text{ KN/m}^2$$

3.5.5. Análisis de carga de nieve.- Se seguirá el mismo procedimiento que se realizó para carga de granizo, y con los mismos datos solo que esta vez no se tomara en cuenta el factor de granizo F_g .

3.5.5.1. Carga de nieve sobre losas.- Se distinguen dos casos cuando es una superficie libre y cuando esta con parapetos, estos parapetos hacen que se acumule nieve.

Carga de nieve.

$$q_g = q_n \cdot K_A = 70 \text{ kg/m}^2 \cdot (1) = 70 \text{ kg/m}^2 = 0.70 \text{ KN/m}^2$$

$$q_g = q_n \cdot K_{A1} = 70 \text{ kg/m}^2 \cdot (1.5) = 105 \text{ kg/m}^2 = 1.05 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \text{ (nieve en losas planas)} = 0.70 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \text{ (nieve en losas cerca de parapeto)} = 1.05 \text{ KN/m}^2$$

3.5.5.2. Carga de nieve sobre cubiertas metálicas.- Se hará el análisis para cubiertas a dos aguas y para la cubierta embovedada.

Para cubiertas a dos aguas, como $\alpha < 25$ se tiene:

$$q_g = q_n \cdot K_A = 70 \text{ kg/m}^2 \cdot (1) = 70 \text{ kg/m}^2 = 0.70 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \text{ (nieve en cubierta a dos aguas)} = 0.70 \text{ KN/m}^2$$

Para la cubierta abovedada, el ángulo tangente de la cubierta está por debajo de los 60 grados, por lo que $B=b=17.8\text{m}$.

$$K_{A2-1} = \frac{0.3 \cdot b + 10 \cdot h}{b} = \frac{0.3 \cdot (17.8m) + 10 \cdot (2m)}{17.8m} = 1.42$$

$$K_{A2-2} = K_{A2-1} \cdot (0.5) = 1.42 \cdot 0.5 = 0.71$$

$$\text{Caso 1 } q_g = q_n \cdot K_{A1} = 70 \text{ kg/m}^2 \cdot (1) = 70 \text{ kg/m}^2 = 0.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Caso 2 } q_g = q_n \cdot K_{A2-1} = 70 \text{ kg/m}^2 \cdot (1.42) = 99.4 \text{ kg/m}^2 = 0.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Caso 2 } q_g = q_n \cdot K_{A2-2} = 70 \text{ kg/m}^2 \cdot (0.71) = 49.7 \text{ kg/m}^2 = 0.49 \text{ KN/m}^2$$

Como el caso 1 es una carga rectangular y el caso 2 son cargas triangulares las resultantes de las cargas demuestran que el caso 1 es el más crítico, por lo tanto:

$$Q \text{ (nieve en cubierta abovedada)} = \mathbf{0.70 \text{ KN/m}^2}$$

3.6. Cálculo y diseño estructural

El cálculo y diseño estructural será realizado con el software CYPECAD versión 2017, con base en las normas CBH-87, AISI-S100, NB 1225002, NB 1225003 y todos los resultados de los estudios previos y de las acciones antes determinadas.

3.6.1. Datos para el cálculo estructural.- Los datos de entrada fueron los siguientes:

TABLA 3.10
Datos de entrada para el cálculo

Datos	Valor	Unidades
Resistencia del hormigón	H-21 Control normal	MPa
Resistencia del acero	AH-500 control normal	MPa
Tamaño máximo de árido	20	mm
esfuerzo admisible del suelo	0,22	MPa

Fuente: elaboración propia

3.6.1.1. Pre dimensionamiento de vigas y pilares.- El pre dimensionamiento de los elementos estructurales de vigas y pilares fue llevado a cabo siguiendo las recomendaciones empíricas:

$$h = \frac{L}{12} \Rightarrow \text{Para determinar el canto de las vigas en base a su longitud.}$$

25 cm × 25 cm ⇒ Para los pilares se empieza con la sección más pequeña.

Con estos procedimientos se determinó las dimensiones iniciales de los elementos estructurales, para empezar el cálculo iterativo, las cuales crecieron a razón de 5 cm, hasta que se alcanzó establecer secciones óptimas para los E.L.U. y E.L.S.

3.6.1.2. Disposición de las cargas de servicio.- Para cargar a la estructura con las cargas de servicio se utilizó alternancia de cargas, tal como se recomienda en el artículo 9.6.1⁽¹⁾

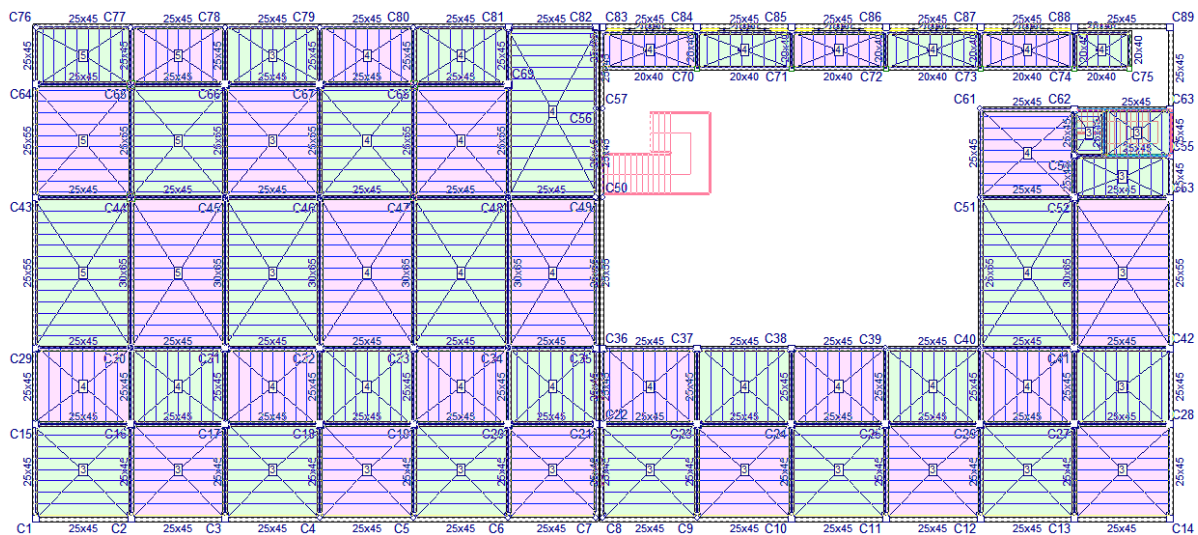


Figura 3.10. Alternancia de cargas de servicio primera losa (fuente: CYPECAD 2017)

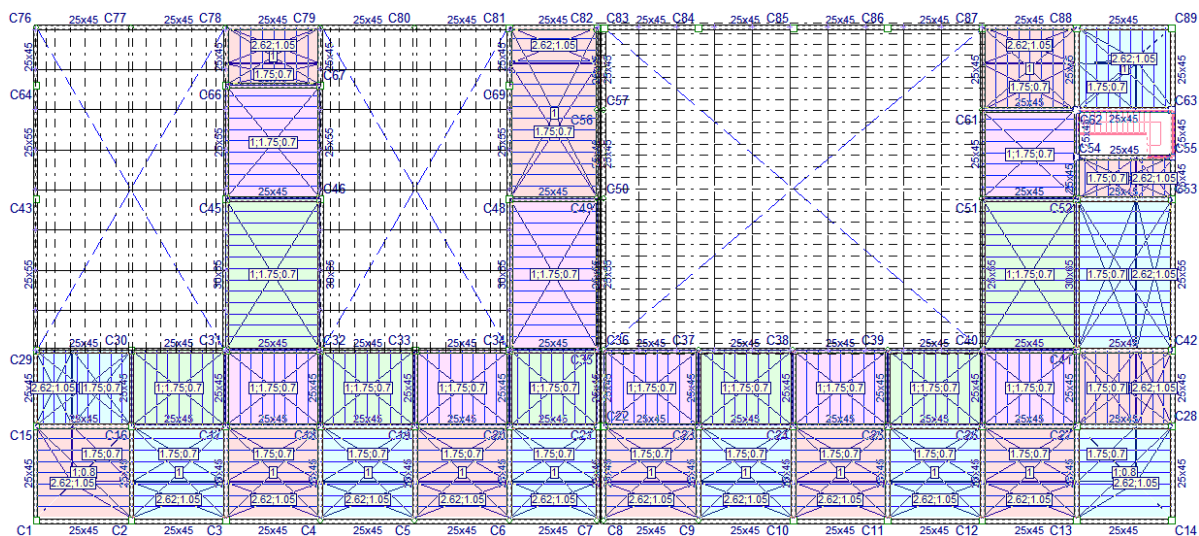


Figura 3.11. Alternancia de cargas de servicio segunda losa (fuente: CYPECAD 2017)

¹ Comisión permanente (1987) Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

3.6.2. Procedimiento general de calculo.- Se realizó el siguiente procedimiento iterativo hasta calcular la estructural final.

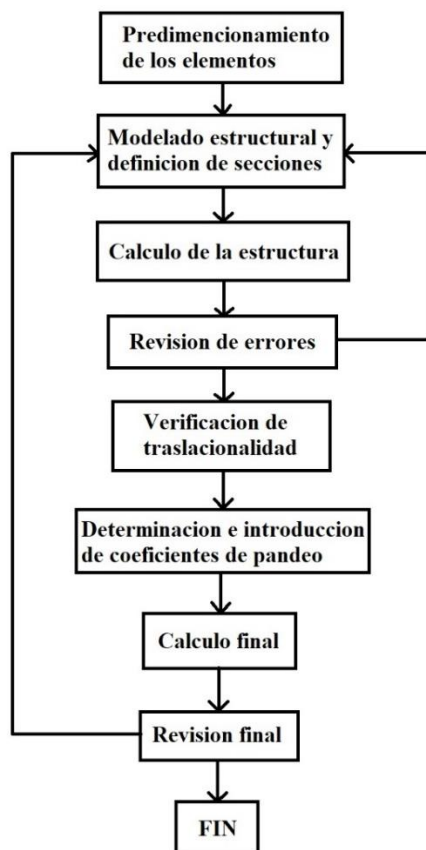


Figura 3.12. Proceso del cálculo y diseño estructural (fuente: elaboración propia)

3.6.3. Análisis de traslacionalidad de la estructura.- Antes de realizar el cálculo definitivo de la estructura se procede a verificar si esta es intraslacional o traslacional, según el artículo 8.3.3.⁽²⁾

$$h \cdot \sqrt{\frac{\sum N}{E_c \cdot \sum I}} \leq 0.2$$

Donde:

h = altura de la estructura desde la cara superior de la cimentación.

$\sum N$ = Peso del edificio totalmente cargado con la carga de servicio.

² Comisión permanente (1987) Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

$E_c \cdot \sum I$ = Modulo de flexión de las columnas.

n = Número de plantas total del edificio.

TABLA 3.11
Sumatorio de las normales en pilares

Planta	Cota (m)	Hipótesis	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)
Cimentación	-1.55	Peso propio	<u>12,143</u>	246,349	150,939	-0.0	-0.0
		Cargas muertas	<u>7,371.1</u>	155,383	90,762	0.0	-0.0
		Sobrecarga de uso	<u>833.8</u>	14,976	14,859	0.0	0.0
		Q (1)	<u>2,861.8</u>	48,308	36,524	-0.0	-0.0
		Q (2)	<u>2,831.1</u>	51,795	35,417	-0.0	-0.0
		Viento +X exc.+	<u>347.7</u>	6,233.0	6,078.4	86.4	0.0
		Granizo	<u>2,936.4</u>	59,729	37,669	0.0	0.0

Fuente: CYPECAD 2017

Con esto se determinó la fuerza normal total de la estructura, sumando todas las cargas de servicio y una de viento, y la suma de la carga más crítica entre las cargas de granizo:

$$\underline{\underline{\sum N_{\text{total}} = 29,324.90 \text{ KN}}}$$

El módulo de elasticidad el concreto es:

$$E_c = 6,000 \sqrt{f_j} = 6,000 \sqrt{21 \text{ MPa}} = 27,495.45 \text{ MPa} \approx 27,500 \text{ MPa}$$

$$\underline{\underline{E_c = 27,500,000 \text{ KN/m}^2}}$$

Inercias de las columnas respecto a los ejes X e Y.

TABLA 3.12
Inercias de todos los pilares

Columna	Sección (m)	Ecuación	Inercia (m ⁴)	Nº de cols.	Inercia total (m ⁴)
C1, C2, C3, C10, C11, C12, C13, C14, C15, C21, C22, C28, C29, C35, C36, C37, C38, C42, C43, C53, C62, C63, C64, C82, C83, C84, C85, C86, C87, C88, C89, C90	0.35X0.35	$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$	0.00125	32	0.0400
C4, C5, C6, C7, C8, C9, C39, C40, C49, C50, C51, C56, C57, C61, C77, C78, C79, C80, C81	diámetro=0.35	$I = \frac{\pi \cdot D^4}{64}$	0.00074	19	0.0140

C16, C17, C18, C19, C20, C23, C24, C25, C26, C27, C31, C32, C33, C41, C44, C52, C65, C66, C67, C68, C69	0.40X0.40	$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$	0.00213	21	0.0448
C30, C34, C45, C46, C47, C48	diámetro=0.45	$I = \frac{\pi \cdot D^4}{64}$	0.00201	6	0.0121
C54, C55	0.30X0.30	$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$	0.00068	2	0.0014
C58, C59, C60, C70, C71, C72, C73, C74, C75	0.25X0.25	$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$	0.00033	9	0.0029

Fuente: elaboración propia

La sumatoria de todas las inercias respecto a cada eje:

$$\sum I_y = \sum I_x = 0.1152m^4$$

La altura total del edificio es 10.35 m, el número de plantas incluida la planta de los cimientos es 3.

Análisis de traslacionalidad del eje X.

$$10.35m \cdot \sqrt{\frac{29,324.90KN}{27,500,000 KN/m^2 \cdot (0.1152m^4)}} = 0.99 \leq 0.2$$

0.99 ≤ 0.2 No cumple por lo tanto TRASLACIONAL EJE X

Análisis de traslacionalidad del eje Y.

$$10.35m \cdot \sqrt{\frac{29,324.90KN}{27,500,000 KN/m^2 \cdot (0.1152m^4)}} = 0.99 \leq 0.2$$

0.99 ≤ 0.2 No cumple por lo tanto TRASLACIONAL EJE Y

3.6.4. Coeficientes de pandeo.- Se realizara el cálculo de los coeficientes de pandeo del pilar C41 en la dirección X, y se presentaran los resultados de la dirección Y. Para el cálculo de los coeficientes de pandeo se usó la siguiente ecuación alternativamente del monograma de pórticos traslacionales.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7.5 + 4 \cdot (\psi_A + \psi_B) + 1.6 \cdot \psi_A \cdot \psi_B}{7.5 + (\psi_A + \psi_B)}}$$

Para los coeficientes de vinculación exterior se usó la siguiente expresión.

$$\psi = \frac{\sum E_c \cdot I/L \text{ de todos los pilares que concurren en el nudo}}{\sum E_c \cdot I/L \text{ de todas las vigas que concurren al nudo}}$$

Como todos los elementos son de hormigón armado el módulo de elasticidad es el mismo por lo que queda.

$$\psi = \frac{\sum I/L \text{ de todos los pilares que concurren en el nudo}}{\sum I/L \text{ de todas las vigas que concurren al nudo}}$$

El coeficiente de vinculación exterior en el nudo de zapatas es igual a cero porque se considera empotramiento.

TABLA 3.13
Calculo de los coeficientes de pandeo del pilar 41 eje X

Cálculo de los coeficientes de pandeo del pilar A-Eje A							
Nudo	elemento	Ancho (m)	Canto (m)	Longitud (m)	Inercia (m ⁴)	coeficientes de vínculos extremos (ψ)	coeficiente de pandeo (α)
Nivel de cimientos a encadenado							
A						0	1.57
B	pilar	0.4	0.4	1.85	0.002133	7.232	
	pilar	0.4	0.4	4.5	0.002133		
	viga	0.25	0.3	5	0.000563		
	viga	0.25	0.3	5	0.000563		
Nivel de encadenado a primera losa							
A						7.232	1.83
B	pilar	0.4	0.4	4.5	0.002133	1.036	
	pilar	0.35	0.35	4	0.001251		
	viga	0.25	0.45	5	0.001898		
	viga	0.25	0.45	5	0.001898		
Nivel de primera losa a segunda losa							
A						1.036	1.25
B	pilar	0.35	0.35	4	0.001251	0.412	
	pilar	0	0	1	0.000000		
	viga	0.25	0.45	5	0.001898		
	viga	0.25	0.45	5	0.001898		

Fuente: elaboración propia

Se realizó el mismo procedimiento para calcular los coeficientes de pandeo del eje Y.

Así mismo para todos los pilares de toda la estructura, como ejemplo se muestran los coeficientes de pandeo del pilar 41 en la siguiente tabla.

TABLA 3.14
Coeficientes de pandeo del pilar 41

Pilar	Cimientos		Primera planta		Segunda planta		Caseta	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
C41	1.57	1.59	1.83	1.74	1.25	1.15		

Fuente: elaboración propia

Para referencia de los coeficientes de pandeo de todos los pilares consultar ANEXO I, con la introducción de los coeficientes de pandeo se procede al cálculo final de la obra.

3.6.5. Elementos más solicitados.- Se identifican los elementos más solicitados.

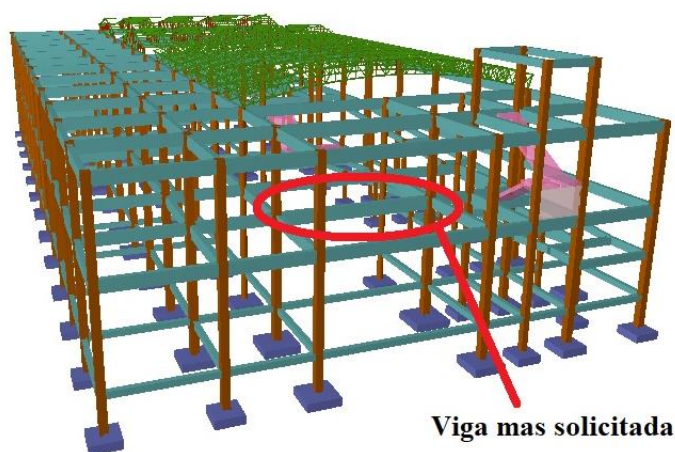


Figura 3.13. Viga más solicitada (fuente: CYPECAD 2017)

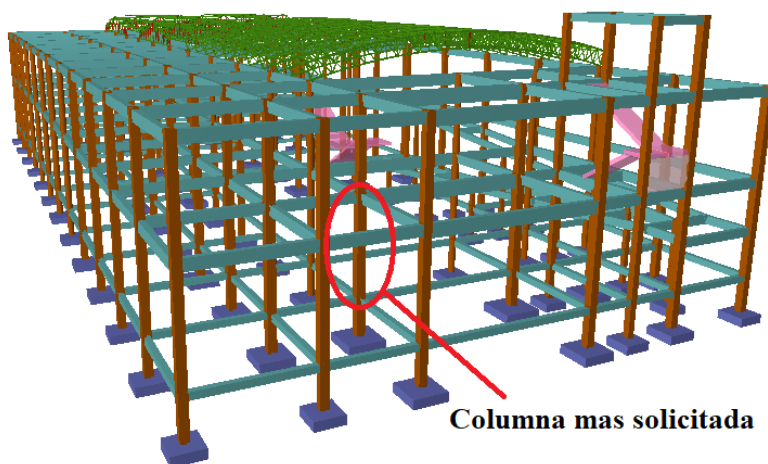


Figura 3.14. Columna más solicitada (fuente: CYPECAD 2017)

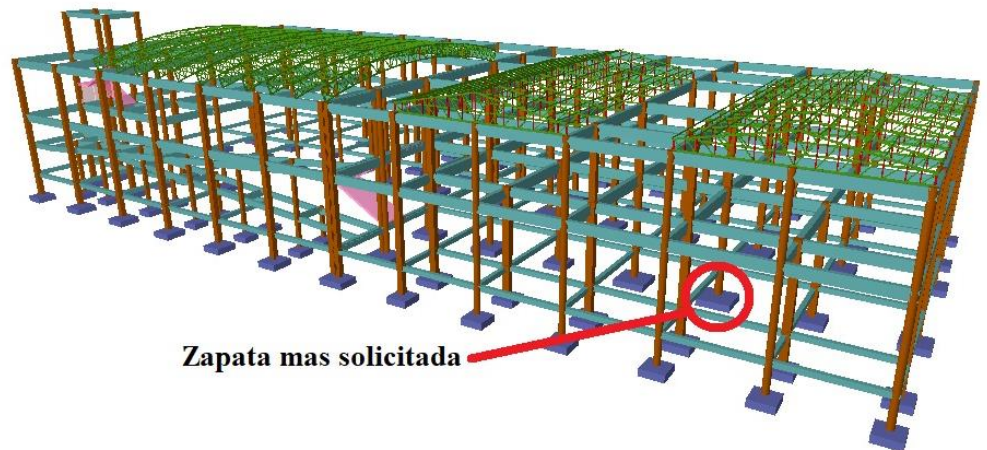


Figura 3.15. Zapata más solicitada (fuente: CYPECAD 2017)

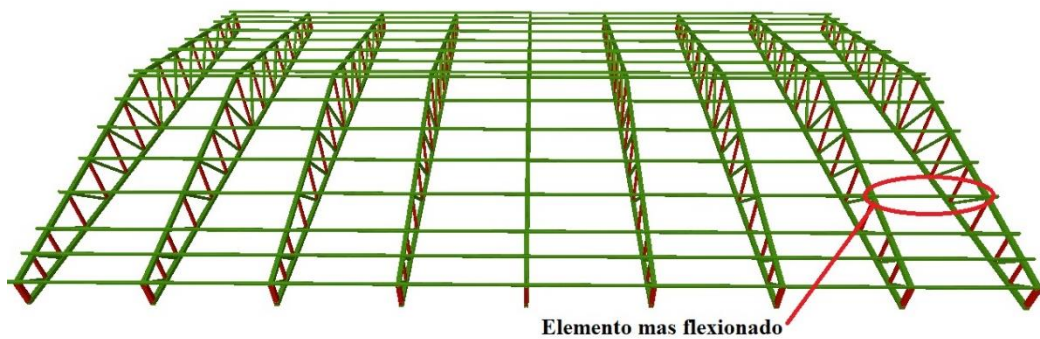


Figura 3.16. Correa más flexionada (fuente: CYPECAD 2017)

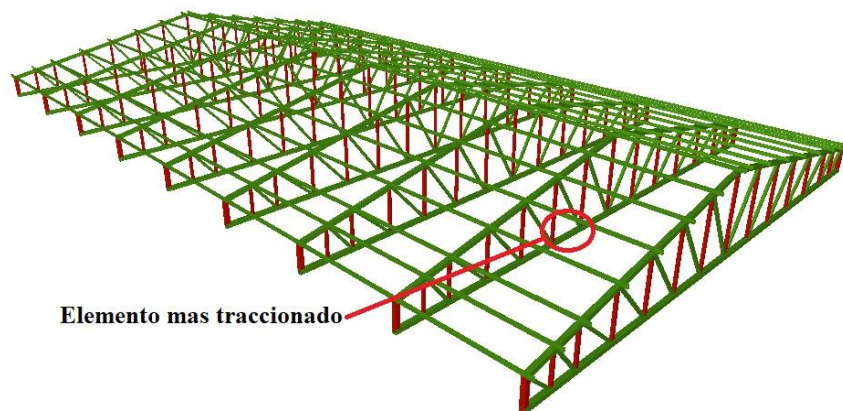
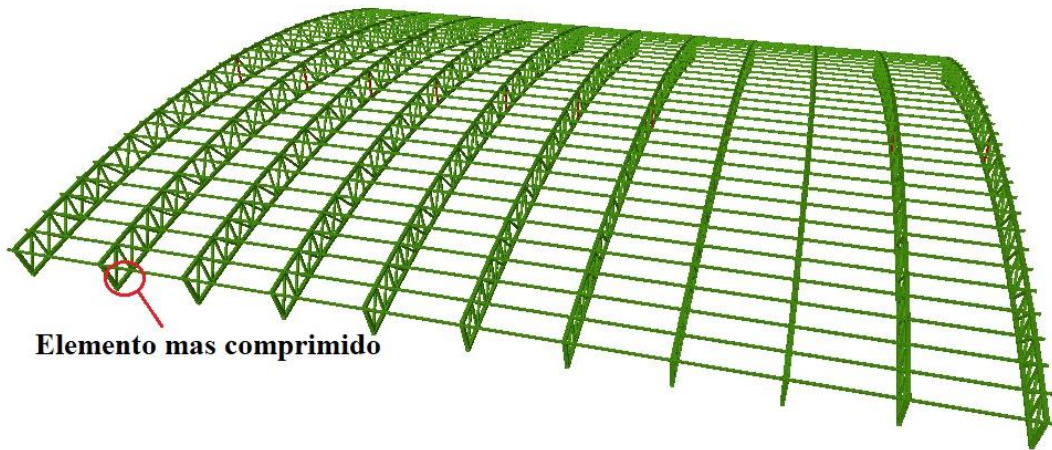
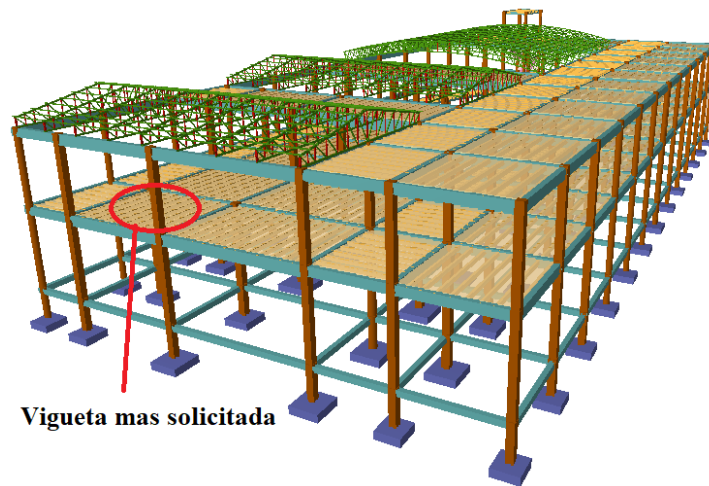


Figura 3.17. Elemento más traccionado (fuente: CYPECAD 2017)



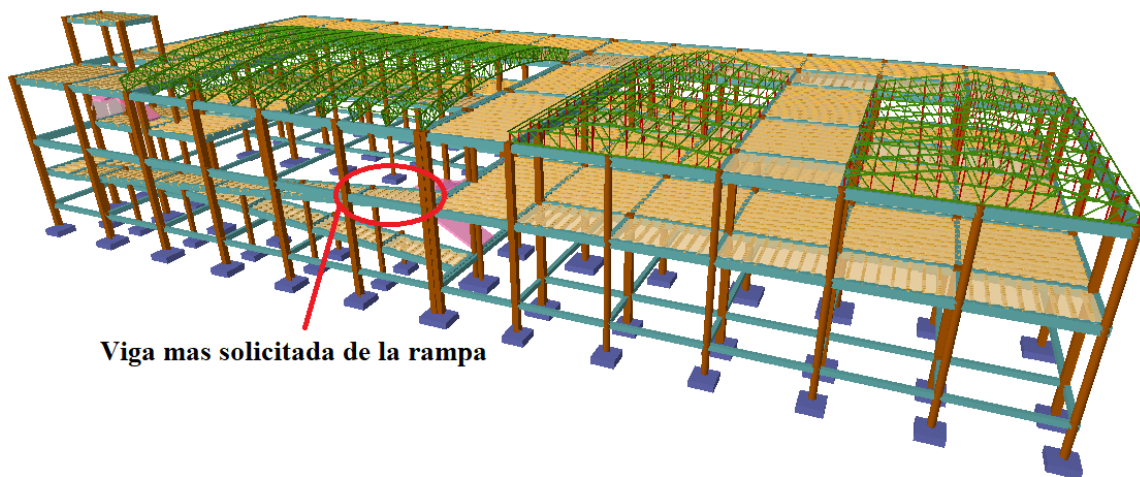
Elemento mas comprimido

Figura 3.18. Elemento más comprimido (fuente: CYPECAD 2017)



Vigueta mas solicitada

Figura 3.19. Vigueta más solicitada (fuente: CYPECAD 2017)



Viga mas solicitada de la rampa

Figura 3.20. Viga más solicitada de la rampa (fuente: CYPECAD 2017)

TABLA 3.15
Elementos más solicitados y su ubicación

Elemento	Ubicación
Viga	Entre las columnas C41 – C52 primera losa pórtico 32
Columna	C41 a nivel planta baja
Zapata	Del pilar C45
Correa	Pertenece a la cubierta 3 entre la primer y segunda cercha
Traccionado	Pertenece a la cubierta 3 cuerda inferior de la segunda cercha
Comprimido	Pertenece a la cubierta 1 cuerda inferior de la segunda cercha
Vigueta	Entre las columnas C43-C44-C64-C65 de la primera losa
Rampa	Entre las columnas C70 y viga de 1ra losa pórtico 12

Fuente: elaboración propia

3.6.6. Esfuerzos para verificación de los miembros más solicitados.

3.6.6.1. Viga.- Las envolventes de cálculo son.

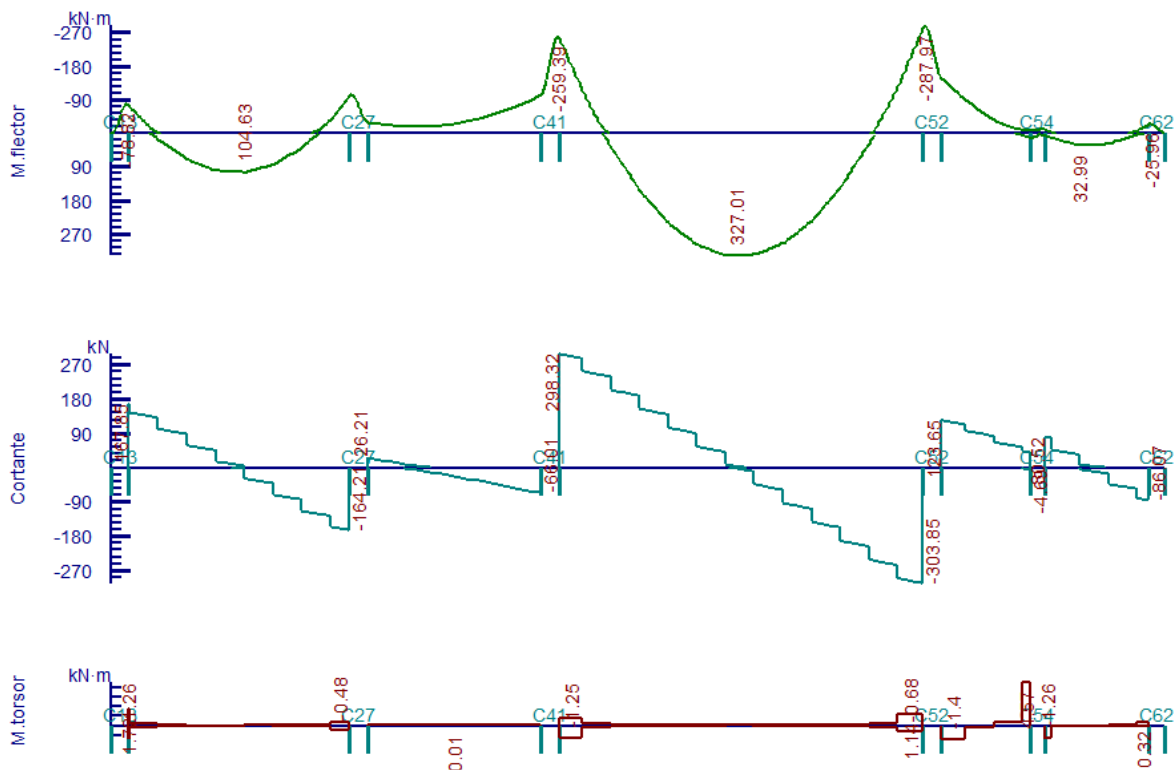


Figura 3.21. Envolventes de M, V, T (fuente: CYPECAD 2017)

3.6.6.2.- Columna.- Los esfuerzos son.

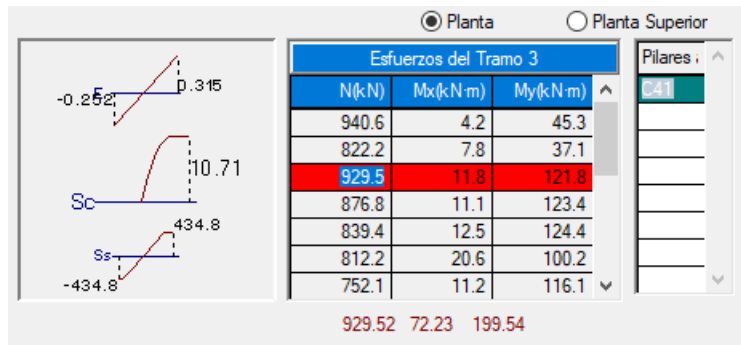


Figura 3.22. Esfuerzos pésimos N, Mx, My (fuente: CYPECAD 2017)

3.6.6.3. Zapata.- Los esfuerzos de c culo son.



Figura 3.23. Esfuerzos en el arranque N, Mx, My (fuente: CYPECAD 2017)

3.6.6.4. Correa.- La envolvente de c culo es.

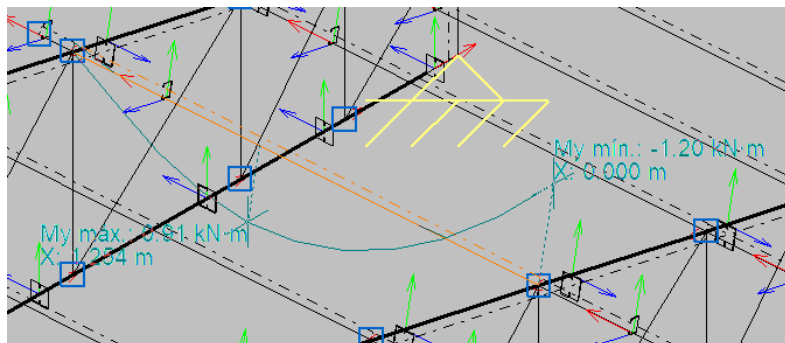


Figura 3.24. Envolvente de momento de correa (fuente: CYPECAD 2017)

3.6.6.5. Elemento más traccionado.- El esfuerzo de tracción de diseño es:

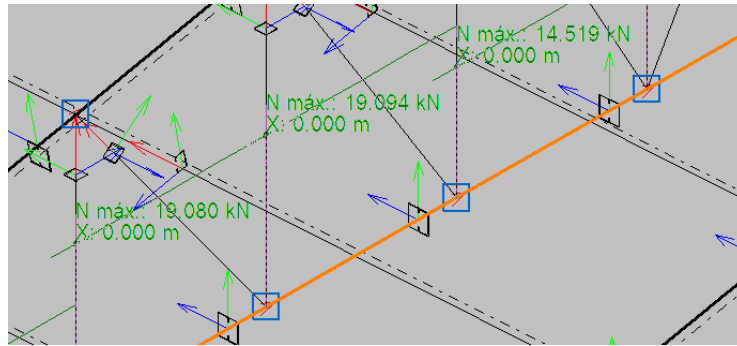


Figura 3.25. Esfuerzo de la barra más traccionada (fuente: CYPECAD 2017)

3.6.6.6. Elemento más comprimido.- El esfuerzo de compresión de diseño es:

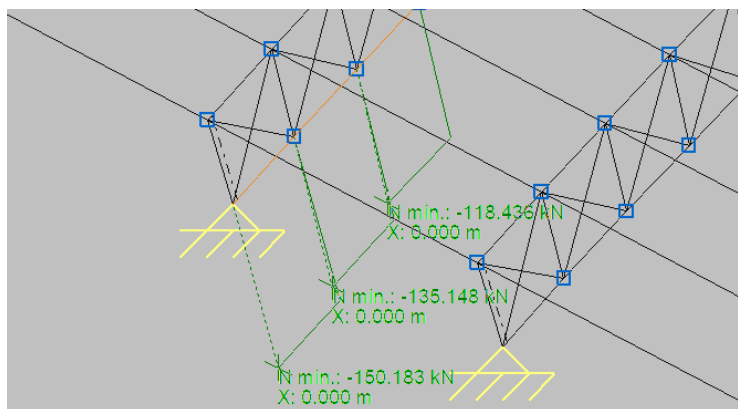


Figura 3.26. Esfuerzo de la barra más comprimida (fuente: CYPECAD 2017)

3.6.6.7. Vigueta más solicitada.- La envolvente de calculo es.

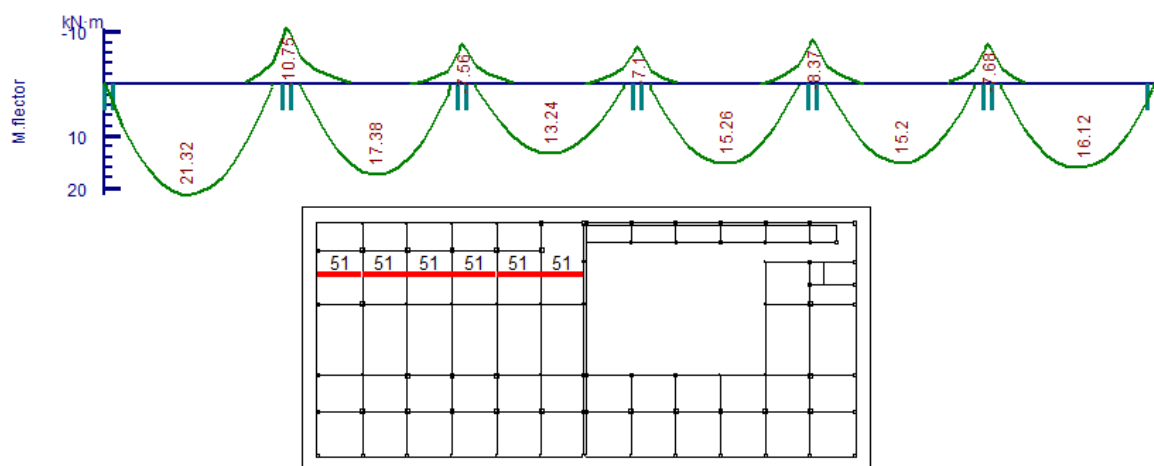


Figura 3.27. Envolvente de momento de vigueta (fuente: CYPECAD 2017)

3.6.6.8. Viga más solicitada de la rampa.- La envolvente de cálculo es.

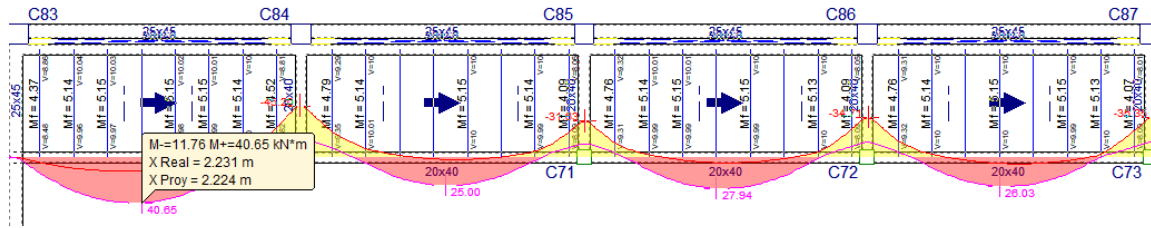


Figura 3.28. Envoltura de momento de viga de rampa (fuente: CYPECAD 2017)

3.6.7. Verificación de los miembros más solicitados.- Se procederá a la verificación manual con los datos de los esfuerzos y secciones definidas, con el objeto de corroborar el cálculo del programa CYPECAD 2017.

3.6.7.1. Verificación de Viga.- Se verificaron manualmente los E.L.U. y los E.L.S.

3.6.7.1.1. Revisión del diseño en E.L.U.- Se verificaron las armaduras necesarias para resistir los máximos esfuerzos mayorados.

3.6.7.1.1.1. Revisión de diseño en flexión.

Diseño para momentos positivos (centro):

Datos:

$M_d = 327.01 \text{ KN.m}$	$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$	$\gamma_c = 1.50$
$h = 0.65 \text{ m}$	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$
$d = 0.607 \text{ m}$	$f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14,000 \text{ KN/m}^2$	
$b = 0.30 \text{ m}$	$f_{yd} = 500 \text{ MPa} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa} = 434,782.609 \text{ KN/m}^2$	
$L = 7.6 \text{ metros (longitud)}$		

Determinación de momento reducido y la cuantía mecánica de la tabla 14.3⁽³⁾

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{327.01 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.30 \text{ m} \cdot (0.607 \text{ m})^2 \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2)} = 0.2113 \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{\omega = 0.2486}}$$

Capacidad mecánica de armaduras en dominio 3.

$$U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0.2486 \cdot (0.30 \text{ m}) \cdot (0.607 \text{ m}) \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2)$$

$$\underline{\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 633.781 \text{ KN}}}$$

³ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

Refuerzo y área necesaria de la tabla 8.10⁽⁴⁾.

$$5\phi 20 = 683.0 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{683 \text{ KN} > 633.781 \text{ KN}}} \quad \text{OK}$$

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = \frac{633.781 \text{ KN}}{434,782.609 \text{ KN/m}^2} = 0.00145 \text{ m}^2$$

$$\boxed{A_s = 14.54 \text{ cm}^2}$$

Diseño para momentos negativos (izquierda):

Datos:

$$M_d = 259.39 \text{ KN.m}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.50$$

$$h = 0.65 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.611 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14,000 \text{ KN/m}^2$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{yd} = 500 \text{ MPa} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa} = 434,782.609 \text{ KN/m}^2$$

$$L = 7.6 \text{ metros (longitud)}$$

Determinación de momento reducido y la cuantía mecánica de la tabla 14.3⁽⁵⁾.

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{259.39 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.30 \text{ m} \cdot (0.611 \text{ m})^2 \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2)} = 0.1654 \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{\omega = 0.1865 \text{ KI}}}$$

Capacidad mecánica de armaduras en dominio 3.

$$U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0.1865 \cdot (0.30 \text{ m}) \cdot (0.607 \text{ m}) \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2)$$

$$\underline{\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 475.463 \text{ KN}}}$$

Refuerzo y área necesaria de la tabla 8.10⁽⁶⁾.

$$2\phi 12 + 3\phi 20 = 98.3 \text{ KN} + 409.8 \text{ KN} = 508.1 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{508.1 \text{ KN} > 475.463 \text{ KN}}} \quad \text{OK}$$

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = \frac{475.463 \text{ KN}}{434,782.609 \text{ KN/m}^2} = 0.001093 \text{ m}^2$$

$$\boxed{A_s = 10.93 \text{ cm}^2}$$

⁴ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

⁵ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

⁶ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

Diseño para momentos negativos (derecha):

Datos:

$$\begin{aligned}
 M_d &= 287.97 \text{ KN.m} & f_{ck} &= 21 \text{ MPa} & \gamma_c &= 1.50 \\
 h &= 0.65 \text{ m} & f_{yk} &= 500 \text{ MPa} & \gamma_s &= 1.15 \\
 d &= 0.611 \text{ m} & f_{cd} &= 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14,000 \text{ KN/m}^2 \\
 b &= 0.30 \text{ m} & f_{yd} &= 500 \text{ MPa}/1.15 = 434.78 \text{ MPa} = 434,782.609 \text{ KN/m}^2 \\
 L &= 7.6 \text{ metros (longitud)}
 \end{aligned}$$

Determinación de momento reducido y la cuantía mecánica de la tabla 14.3⁽⁷⁾.

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{287.97 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.30 \text{ m} \cdot (0.611 \text{ m})^2 \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2)} = 0.1836 \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{\omega = 0.2104}}$$

Capacidad mecánica de armaduras en dominio 3.

$$U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0.2104 \cdot (0.30 \text{ m}) \cdot (0.611 \text{ m}) \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2)$$

$$\underline{\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 539.928 \text{ KN}}}$$

Refuerzo y área necesaria de la tabla 8.10⁽⁸⁾

$$2\phi 12 + 2\phi 16 + 2\phi 20 = 98.3 \text{ KN} + 174.8 \text{ KN} + 273.2 \text{ KN} = 546.3 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{546.3 \text{ KN} > 539.928 \text{ KN}}} \quad \text{OK}$$

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = \frac{539.928 \text{ KN}}{434,782.609 \text{ KN/m}^2} = 0.001242 \text{ m}^2$$

$$\boxed{A_s = 12.42 \text{ cm}^2}$$

Cuantías geométricas mínimas.

$\rho_{\min} = 0.0028$ para vigas ⁽⁹⁾.

$$\rho_{\text{positivos}} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{14.54 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 60.7 \text{ cm}} = 0.00798 \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{0.00798 > 0.0028}} \quad \text{OK}$$

$$\rho_{\text{negativos izquierda}} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{10.93 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 61.1 \text{ cm}} = 0.00596 \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{0.00596 > 0.0028}} \quad \text{OK}$$

⁷ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

⁸ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

⁹ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

$$\rho_{negativos\ derecha} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{12.42cm^2}{30cm \cdot 61.1cm} = 0.00677 \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{0.00677 > 0.0028}} \quad \text{OK}$$

Cuantías mecánicas mínimas.

$$A_s > 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c = 0.04 \cdot \frac{14,000\text{ KN/m}^2}{434,782.609\text{ KN/m}^2} \cdot (30cm) \cdot (65cm) = 2.5cm^2$$

Para positivos (centro).

$$\underline{\underline{14.54cm^2 > 2.5cm^2}} \quad \text{OK}$$

Para negativos (izquierda).

$$\underline{\underline{10.93cm^2 > 2.5cm^2}} \quad \text{OK}$$

Para negativos (derecha).

$$\underline{\underline{12.42cm^2 > 2.5cm^2}} \quad \text{OK}$$

3.6.7.1.1.2. Revisión de diseño a cortante:

Revisión de diseño para cortante (izquierda):

Datos:

$$\begin{aligned} V_d &= 298.32\text{ KN} & f_{ck} &= 21\text{ MPa} & \gamma_c &= 1.50 \\ h &= 0.65\text{ m} & f_{yk} &= 500\text{ MPa} & \gamma_s &= 1.15 \\ d &= 0.611\text{ m} & f_{cd} &= 21\text{ MPa}/1.50 = 14\text{ MPa} = 14,000\text{ KN/m}^2 \\ b &= 0.30\text{ m} & f_{yd} &= 500\text{ MPa}/1.15 = 434.78\text{ MPa} = 434,782.609\text{ KN/m}^2 \\ f_{cv} &= 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21\text{ MPa})^2} = 0.997\text{ MPa} = 997.12\text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Verificación de cortante por compresión oblicua.

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot (14,000\text{ KN/m}^2) \cdot (0.30m) \cdot (0.611m) = 769.86\text{ KN}$$

$$\underline{\underline{298.32\text{ KN} < 769.86\text{ KN}}} \quad \text{OK}$$

Verificación de cortante por tracción oblicua.

$$V_d < V_{u2}$$

$$V_{u2} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 997.12 \text{ KN/m}^2 \cdot (0.30\text{m}) \cdot (0.611\text{m}) = 182.77 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{298.32 \text{ KN} < 182.77 \text{ KN}}} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Capacidad mecánica a ser cubierta por estribos.

$$V_{cu} = V_d - V_{u2} = 298.32 \text{ KN} - 182.77 \text{ KN} = 115.55 \text{ KN}$$

Separación de estribos.

$$\left. \begin{array}{l} V_d \leq 0.20 \cdot V_{u1} \\ 0.20 \cdot V_{u1} < V_d \leq 0.67 \cdot V_{u1} \\ V_d > 0.67 \cdot V_{u1} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{ll} 298.32 \text{ KN} \leq 153.97 \text{ KN} & \text{NO} \\ 153.97 \text{ KN} < 298.32 \text{ KN} \leq 515.81 \text{ KN} & \text{OK} \\ 298.32 \text{ KN} > 515.81 \text{ KN} & \text{NO} \end{array}$$

$$S \leq 0.6 \cdot d = 0.6 \cdot 0.611 \text{ m} = 0.366 \text{ m} \Rightarrow 0.366 \text{ m} > 0.30 \text{ m}$$

$$\frac{S}{d} = \frac{0.30 \text{ m}}{0.611 \text{ m}} = 0.49 \Rightarrow 2\phi 8 = U = 72.4 \text{ KN}$$

Verificación de la capacidad mecánica de estribos.

$$V_{cu} < U \Rightarrow \underline{\underline{115.55 \text{ KN} < 72.4 \text{ KN}}} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Se busca una capacidad superior de V_{cu} de la tabla 19.8⁽¹⁰⁾ se busca una capacidad mecánica y separación de estribos adecuados.

$$U = 120.6 \text{ KN} \quad \text{para} \quad 2\phi 8 \Rightarrow \frac{S}{d} = 0.30$$

$$\frac{S}{d} = 0.30 \Rightarrow S = 0.30(0.611 \text{ m}) = 0.1833 \text{ m} \approx 0.15 \text{ m}$$

Refuerzo final

$$\underline{\underline{\text{estribos } \phi 8 \text{ c / 15cm}}}$$

Revisión de diseño para cortante (derecha):

Datos:

$$V_d = 303.85 \text{ KN}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.50$$

$$h = 0.65 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.611 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14,000 \text{ KN/m}^2$$

¹⁰ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

$$b = 0.30 \text{ m} \quad f_{yd} = 500 \text{ MPa}/1.15 = 434.78 \text{ MPa} = 434,782.609 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21 \text{ MPa})^2} = 0.997 \text{ MPa} = 997.12 \text{ KN/m}^2$$

Verificación de cortante por compresión oblicua.

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2) \cdot (0.30 \text{ m}) \cdot (0.611 \text{ m}) = 769.86 \text{ KN}$$

$$\underline{303.85 \text{ KN} < 769.86 \text{ KN}} \quad \text{OK}$$

Verificación de cortante por tracción oblicua.

$$V_d < V_{u2}$$

$$V_{u2} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 997.12 \text{ KN/m}^2 \cdot (0.30 \text{ m}) \cdot (0.611 \text{ m}) = 182.77 \text{ KN}$$

$$\underline{303.85 \text{ KN} < 182.77 \text{ KN}} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Capacidad mecánica a ser cubierta por estribos.

$$V_{cu} = V_d - V_{u2} = 303.85 \text{ KN} - 182.77 \text{ KN} = 121.08 \text{ KN}$$

Separación de estribos.

$$\left. \begin{array}{l} V_d \leq 0.20 \cdot V_{u1} \\ 0.20 \cdot V_{u1} < V_d \leq 0.67 \cdot V_{u1} \\ V_d > 0.67 \cdot V_{u1} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{ll} 303.85 \text{ KN} \leq 153.97 \text{ KN} & \text{NO} \\ 153.97 \text{ KN} < 303.85 \text{ KN} \leq 515.81 \text{ KN} & \text{OK} \\ 303.85 \text{ KN} > 515.81 \text{ KN} & \text{NO} \end{array}$$

$$S \leq 0.6 \cdot d = 0.6 \cdot 0.611 \text{ m} = 0.366 \text{ m} \Rightarrow 0.366 \text{ m} \neq 0.30 \text{ m}$$

$$\frac{S}{d} = \frac{0.30 \text{ m}}{0.611 \text{ m}} = 0.49 \Rightarrow 2\phi 8 = U = 72.4 \text{ KN}$$

Verificación de la capacidad mecánica de estribos.

$$V_{cu} < U \Rightarrow \underline{121.08 \text{ KN} < 72.4 \text{ KN}} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Se busca una capacidad superior de V_{cu} de la tabla 19.8⁽¹¹⁾ se busca una capacidad mecánica y separación de estribos adecuados.

$$U = 144.8 \text{ KN} \quad \text{para} \quad 2\phi 8 \Rightarrow \frac{S}{d} = 0.25$$

$$\frac{S}{d} = 0.25 \Rightarrow S = 0.25 \cdot (0.611 \text{ m}) = 0.1527 \text{ m} \approx 0.15 \text{ m}$$

¹¹ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

Refuerzo final

estribos $\phi 8$ c / 15cm

3.6.7.1.2. Revisión de diseño en E.L.S.- Se verifican las deformaciones máximas.

Datos:

$g = 43.48 \text{ KN/m}$ Hipótesis de carga permanente repartida que actúa sobre el elemento.

$q = 26.24 \text{ KN/m}$ Hipótesis de carga variable repartida que actúa sobre el elemento.

Para comprobación y obtención de estos datos ver ANEXO III

$L = 7.6 \text{ m}$ Longitud desde la cara de los pilares.

$l_i = 0.6 \cdot L$ En vigas empotradas en ambos extremos.

Alargamiento unitario del acero CBH 87

$$\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434.78 \text{ MPa}}{2 \times 10^5 \text{ MPa}} = 0.00217$$

Se verifica si es necesario realizar una comprobación de la flecha con las siguientes verificaciones.

Verificación 1.

$$\begin{aligned} d &\geq 30 \cdot \varepsilon_y \cdot l_i \\ d &\geq 30 \cdot (0.00217) \cdot (0.6 \cdot 7.6 \text{ m}) \\ \underline{\underline{0.607 \text{ m} \geq 0.2968 \text{ m}}} &\quad \text{OK} \end{aligned}$$

Verificación 2.

$$\begin{aligned} d &\geq 50 \cdot \frac{g}{g + q} \cdot \varepsilon_y \cdot l_i \\ d &\geq 50 \cdot \frac{43.48 \text{ KN/m}}{43.48 \text{ KN/m} + 26.24 \text{ KN/m}} \cdot (0.00217) \cdot (0.6 \cdot 7.6 \text{ m}) \\ \underline{\underline{0.607 \text{ m} \geq 0.308 \text{ m}}} &\quad \text{OK} \end{aligned}$$

Como se cumplen las dos verificaciones no es necesario comprobar la flecha.

3.6.7.2. Verificación de Columna.- En el análisis se verificaron manualmente los E.L.U.

Datos:

$$\begin{aligned}
 M_{xd} &= 72.23 \text{ KN.m (momento 2º orden eje x)} & I_y = I_x &= \frac{0.40m \cdot (0.40m)^3}{12} = 0.00213m^4 \\
 M_{yd} &= 199.54 \text{ KN.m (momento 2º orden eje y)} & A &= 0.40m \cdot 0.40m = 0.16m^2 \\
 N_d &= 929.52 \text{ KN} & L &= 3.85 \text{ m (longitud)} \\
 b &= 0.40 \text{ m} & \alpha_y &= 1.74 \text{ coeficiente de pandeo y} \\
 h &= 0.40 \text{ m} & \alpha_x &= 1.83 \text{ coeficiente de pandeo x} \\
 d &= 0.354 \text{ m} & d' &= 0.046 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Longitud de pandeo en X e Y.

$$L_{ox} = \alpha_x \cdot L = 1.83 \cdot (3.85m) = 7.045m \quad L_{oy} = \alpha_y \cdot L = 1.74 \cdot (3.85m) = 6.699m$$

Esbeltez mecánica en X e Y.

$$\lambda_{mx} = \frac{L_{ox}}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{7.045m}{\sqrt{\frac{0.00213m^4}{0.16m^2}}} = 61.05$$

$$35 < \lambda_m < 100 \Rightarrow 35 < 61.05 < 100 \quad (\text{se consideran los efectos de 2º orden})$$

$$\lambda_{my} = \frac{L_{oy}}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{6.699m}{\sqrt{\frac{0.00213m^4}{0.16m^2}}} = 58.06$$

$$35 < \lambda_m < 100 \Rightarrow 35 < 58.06 < 100 \quad (\text{se consideran los efectos de 2º orden})$$

Excentricidades de los momentos de 2º orden

$$e_y = \frac{M_{yd}}{N_d} = \frac{199.54 \text{ KN} \cdot m}{929.52 \text{ KN}} = 0.2146m \quad e_x = \frac{M_{xd}}{N_d} = \frac{72.23 \text{ KN} \cdot m}{929.52 \text{ KN}} = 0.0777m$$

Comprobación del pandeo para el análisis en flexión compuesta recta.

$$\frac{\frac{e_x}{b}}{\frac{e_y}{h}} \leq \frac{1}{4} \Rightarrow \frac{\frac{0.0777m}{0.40m}}{\frac{0.2146m}{0.40m}} \leq 0.25 \Rightarrow 0.36 \leq 0.25 \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$\frac{\frac{e_y}{h}}{\frac{e_x}{b}} \leq \frac{1}{4} \Rightarrow \frac{\frac{0.2146m}{0.40m}}{\frac{0.0777m}{0.40m}} \leq 0.25 \Rightarrow 2.76 \leq 0.25 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Corrección para convertir el análisis en flexión compuesta recta para el eje Y.

$$\frac{e_y}{e_x} \geq \frac{h}{b} \Rightarrow \frac{0.2146m}{0.0777m} \geq \frac{0.40m}{0.40m} \Rightarrow 2.76 \geq 1 \quad \text{OK CUMPLE (procede)}$$

$$\nu = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{929.52KN}{0.40m \cdot 0.40m \cdot 14,000 KN/m^2} = 0.4149$$

De la tabla 8.1.6⁽¹²⁾ $\beta = 0.885$

Corrección de la excentricidad para la flexión compuesta recta.

$$e'_y = e_y + \beta \cdot e_x \cdot \frac{h}{b} = 0.2146m + 0.885 \cdot (0.0777m) \cdot \frac{0.40m}{0.40m} = 0.2833m$$

Corrección para convertir el análisis en flexión compuesta recta para el eje X.

$$\frac{e_x}{e_y} \geq \frac{b}{h} \Rightarrow \frac{0.0777m}{0.2146m} \geq \frac{0.40m}{0.40m} \Rightarrow 0.3620 \geq 1 \quad \text{NO CUMPLE (no procede)}$$

Corrección del momento flector en Y.

$$M_y = e'_y \cdot N_d = 0.2833m \cdot (929.52KN) = 263.333KN \cdot m$$

Esfuerzos corregidos para el análisis de flexión compuesta recta.

$$M_{yd} = 263.333KN \cdot m \quad M_{xd} = 72.4KN \cdot m \quad N_d = 929.52KN$$

Se utilizará el diagrama interacción de la página 655⁽¹³⁾

Análisis en el eje Y (de diseño) se determina la cuantía mecánica.

$$\left. \begin{aligned} \mu &= \frac{M_{yd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{263.333KN \cdot m}{(0.40m) \cdot (0.40m)^2 \cdot (14,000 KN/m^2)} = 0.2939 \\ \nu &= \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{929.52KN}{(0.40m) \cdot (0.40m) \cdot (14,000 KN/m^2)} = 0.4149 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \omega = 0.70$$

¹² Comisión permanente (1987) Norma Boliviana del hormigón (CBH-87).

¹³ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

Capacidad mecánica de armaduras.

$$U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 0.70 \cdot (0.40m) \cdot (0.40m) \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2)$$

$$\underline{\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 1,568 \text{ KN}}}$$

Refuerzo y área necesaria de la tabla 8.10⁽¹⁴⁾.

$$12\phi 20 = 1,639.1 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{1,639.1 \text{ KN} > 1,568 \text{ KN}}} \quad \text{OK}$$

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = \frac{1,568 \text{ KN}}{434,782.609 \text{ KN/m}^2} = 0.003606 \text{ m}^2$$

$$\boxed{A_s = 36.06 \text{ cm}^2}$$

Se determina el momento último de la sección con el refuerzo escogido, utilizando el diagrama de interacción de la página 655⁽¹⁵⁾.

$$\left. \begin{aligned} \nu &= \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{929.52 \text{ KN}}{(0.40m) \cdot (0.40m) \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2)} = 0.4149 \\ \omega &= \frac{U}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1639.1 \text{ KN}}{(0.40m) \cdot (0.40m) \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2)} = 0.7317 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \mu = 0.31$$

Momento último.

$$M_u = \mu \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = 0.31 \cdot (0.40m) \cdot (0.40m)^2 \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2) = 277.76 \text{ KN} \cdot m$$

$$\underline{\underline{M_u = 277.76 \text{ KN} \cdot m}}$$

Comprobación del pandeo en flexión compuesta esviada.

$$\frac{M_{xd}}{M_u} + \frac{M_{yd}}{M_u} \leq 1 \Rightarrow \frac{72.23 \text{ KN} \cdot m}{277.76 \text{ KN} \cdot m} + \frac{199.54 \text{ KN} \cdot m}{277.76 \text{ KN} \cdot m} \leq 1$$

$$\underline{\underline{0.978 \leq 1}} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Cuantía geométrica mínima.

$$\rho_{\min} = 0.0050 \text{ para pilares}^{(16)}.$$

¹⁴ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

¹⁵ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

¹⁶ Comisión permanente (1987) Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{36.06 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}} = 0.0225 \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{0.0225 > 0.0050}} \quad \text{OK}$$

Cuantía mecánica mínima.

$$A_s > 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c = 0.04 \cdot \frac{14,000 \text{ KN/m}^2}{434,782.609 \text{ KN/m}^2} \cdot (40 \text{ cm}) \cdot (40 \text{ cm}) = 2.061 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{36.06 \text{ cm}^2 > 2.061 \text{ cm}^2}} \quad \text{OK}$$

Comprobaciones de las armaduras longitudinales.

$$A'_s \cdot f_{yd} \geq 0.05 \cdot N_d$$

$$\frac{0.003606 \text{ m}^2}{2} \cdot 434,782.609 \text{ KN/m}^2 \geq 0.05 \cdot (929.52 \text{ KN})$$

$$\underline{\underline{783.91 \text{ KN} \geq 46.47 \text{ KN}}} \quad \text{OK}$$

$$A'_s \cdot f_{yd} < 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

$$\frac{0.003606 \text{ m}^2}{2} \cdot 434,782.609 \text{ KN/m}^2 < 0.5 \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2) \cdot (0.16 \text{ m}^2)$$

$$\underline{\underline{783.91 \text{ KN} < 1120 \text{ KN}}} \quad \text{OK}$$

Diseño de estribos.

Diámetro de estribos.

$$\phi_6 \geq \phi \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{mayor}} \Rightarrow \phi_6 \geq \phi \geq \frac{1}{4} \cdot (20 \text{ mm}) \Rightarrow \phi_6 \geq \phi \geq 5 \text{ mm}$$

$$\underline{\underline{\phi = 6 \text{ mm}}}$$

Separación de estribos.

$$S \leq 12\phi_{\min} \Rightarrow S \leq 12 \cdot (2 \text{ cm}) = 24 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

$$S \leq b - 2r \Rightarrow S \leq 40 \text{ cm} - 2 \cdot (3 \text{ cm}) = 34 \text{ cm}$$

$$S \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow S \leq 30 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{\text{estribos } \phi 6 \text{ c / } 20 \text{ cm}}}$$

3.6.7.3. Verificación de zapata.- En el análisis se verificaron manualmente los E.L.U.

Datos:

$$N_d = 1,130.63 \text{ KN}$$

$$N = 706.64 \text{ KN}$$

$$M_{yd} = 25.26 \text{ KN.m (2º orden)}$$

$$M_y = 15.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{xd} = 3.01 \text{ KN.m (2º orden)}$$

$$M_x = 1.88 \text{ KN.m}$$

$$Q_d = 12.49 \text{ KN}$$

$$\sigma_{adm} = 0.22 \text{ MPa} = 220 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pre dimensionamiento de la Zapata.

$$\beta = \frac{14 - 0.02 \cdot \sigma_{adm}}{100} = \frac{14 - 0.02 \cdot (220 \text{ KN/m}^2)}{100} = 0.096$$

$$A = a \cdot b = \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}} = \frac{706.64 \text{ KN} \cdot (1 + 0.096)}{220 \text{ KN/m}^2} = 3.520 \text{ m}^2$$

$$A = a \cdot b \Rightarrow a = b \Rightarrow a = \sqrt{A} = \sqrt{3.520 \text{ m}^2} = 1.876 \text{ m} \approx 1.90 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{a = b = 1.90 \text{ m}}}$$

Canto útil y canto total.

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{1,130.63 \text{ KN}}{1.90 \text{ m} \cdot 1.90 \text{ m}} = 313.19 \text{ KN/m}^2$$

$$d = \frac{1.1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v = \frac{1.1 \cdot (313.19 \text{ KN/m}^2)}{313.19 \text{ KN/m}^2 + 370} \cdot \left(\frac{1.90 \text{ m} - 0.45 \text{ m}}{2} \right) = 0.365 \text{ m} \approx 0.35 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{h = 35 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 40 \text{ cm}}}$$

Dimensiones para el análisis.

$$a = b = 1.90 \text{ m}$$

$$d = 0.35 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

Rigidez de la zapata.

$$v < 2 \cdot h \Rightarrow \left(\frac{1.90 \text{ m} - 0.45 \text{ m}}{2} \right) < 2 \cdot (0.40 \text{ m}) \Rightarrow 0.725 \text{ m} < 0.80 \text{ m} \text{ zapata rígida}$$

Peso de la zapata.

$$P_{zapata} = V_{vol. zapata} \cdot \gamma_{H^o} = 1.90 \text{ m} \cdot (1.90 \text{ m}) \cdot (0.40 \text{ m}) \cdot (25 \text{ KN/m}^3) = 36.1 \text{ KN}$$

Carga total de servicio sin mayorar.

$$N_T = N + P_{zapata} = 706.64 \text{ KN} + 36.1 \text{ KN} = 742.74 \text{ KN}$$

Excentricidad relativa en la dirección más solicitada.

$$\eta_{relativa} = \frac{e}{a} = \frac{M_y / N_T}{a} = \frac{15.78KN \cdot m / 742.74KN}{1.90m} = 0.011$$

$$\eta_{relativa} \leq \frac{1}{90} \Rightarrow 0.011 \leq 0.011 \quad \text{OK zapata con carga centrada}$$

Comprobación del esfuerzo admisible del suelo.

$$\sigma \leq \sigma_{adm} \Rightarrow \frac{742.74KN}{1.90m \cdot 1.90m} \leq 220 KN/m^2 \Rightarrow \underline{\underline{205.74 KN/m^2 \leq 220 KN/m^2}} \quad \text{OK}$$

Comprobación al vuelco.

$$(N + G) \frac{a}{2} \geq (M + Q \cdot h) \gamma_1$$

$$(706.64KN + 36.1KN) \cdot \frac{1.90m}{2} \geq (15.78KN \cdot m + 12.49KN \cdot 0.40m) \cdot (1.5)$$

$$\underline{\underline{705.603KN \cdot m \geq 31.164KN \cdot m}} \quad \text{OK}$$

Comprobación al deslizamiento.

$$(N + G) \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) \geq \gamma_2 \cdot Q$$

$$(706.64KN + 36.1KN) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 33^\circ\right) \geq 1.5 \cdot (12.49KN)$$

$$\underline{\underline{300.08KN \geq 18.73KN}} \quad \text{OK}$$

Diseño a flexión método de bielas y tirantes, para zapata rígida.

$$T_d = U = \frac{N_d}{6.8 \cdot d} \cdot (a - a_o) = \frac{1,130.63KN}{6.8 \cdot (0.35m)} \cdot (1.90m - 0.45m) = 688.83KN$$

Refuerzo y área necesaria de la tabla 8.10⁽¹⁷⁾.

$$9\phi 16 = 786.8KN$$

$$\underline{\underline{786.8KN \geq 688.83KN}} \quad \text{OK}$$

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = \frac{688.83KN}{434,782.609 KN/m^2} = 0.001584m^2 = 15.84cm^2$$

¹⁷ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

$$A_s = 15.84 \text{ cm}^2$$

Cuantía geométrica mínima.

$\rho_{\min} = 0.0018$ para zapatas⁽¹⁸⁾.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{15.84 \text{ cm}^2}{190 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm}} = 0.00238 \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{0.00238 > 0.0018}} \quad \text{OK}$$

Cuantía mecánica mínima.

$$A_s > 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c = 0.04 \cdot \frac{14,000 \text{ KN/m}^2}{434,782.609 \text{ KN/m}^2} \cdot (190 \text{ cm}) \cdot (40 \text{ cm}) = 9.788 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\underline{15.84 \text{ cm}^2 > 9.788 \text{ cm}^2}} \quad \text{OK}$$

Diseño a cortante.

Sección de análisis $S_2 = \frac{d}{2} = \frac{0.35 \text{ m}}{2} = 0.175 \text{ m}$ desde la cara del pilar.

Cortante de diseño.

$$V_d = \sigma_t \cdot b \cdot (v - d) = \frac{N_d}{a \cdot b} \cdot b \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) = \frac{1,130.63 \text{ KN}}{1.90 \text{ m}} \cdot \left(\frac{1.90 \text{ m} - 0.45 \text{ m}}{2} - 0.35 \text{ m} \right) = 223.151 \text{ KN}$$

Dimensiones y propiedades de la sección de análisis

$$f_{cv} = 0.131 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21 \text{ MPa})^2} = 0.9971 \text{ MPa} = 997.12 \text{ KN/m}^2$$

$$d_2 = 0.35 \text{ m}$$

$$b_2 = b_o + d = 0.45 \text{ m} + 0.35 \text{ m} = 0.80 \text{ m}$$

$$v_2 = v - S_2 = \left(\frac{a - a_o}{2} \right) - \frac{d}{2} = \frac{1.90 \text{ m} - 0.45 \text{ m}}{2} - \frac{0.35 \text{ m}}{2} = 0.55 \text{ m}$$

$$d_2 \geq 1.5 \cdot v_2 \Rightarrow 0.35 \text{ m} \geq 1.5 \cdot (0.55 \text{ m}) \Rightarrow \underline{\underline{0.35 \text{ m} \geq 0.82 \text{ m}}} \quad \text{No cumple se usa } d_2 \text{ JH}$$

Comprobación del cortante.

$$V_d \leq 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv} \Rightarrow 223.151 \text{ KN} \leq 2 \cdot (0.80 \text{ m}) \cdot (0.35 \text{ m}) \cdot (997.12 \text{ KN/m}^2)$$

$$\underline{\underline{223.151 \text{ KN} \leq 558.38 \text{ KN}}} \quad \text{OK}$$

3.6.7.4. Revisión de correa en flexión.- Se comprobó la capacidad de la sección.

¹⁸ Jiménez Montoya (2001) Hormigón Armado 14va edición.

La sección es de 60x40x2.5 en mm, perfil costanera simple.

Datos:

$M_f = 1.20 \text{ KN.m}$ Momento de diseño

$f_y = 250 \text{ MPa} = 250000 \text{ KN/m}^2$

$I_x = 21.43 \text{ cm}^4$

$\phi = 0.95$ factor de resistencia LRFD

$I_y = 8.53 \text{ cm}^4$

$y = 30 \text{ mm} = 3 \text{ cm}$

Verificación que debe cumplir.

$$M_f < M_c$$

Momento resistente de la sección.

$$M_c = \phi \cdot S_x \cdot f_y$$

$$S_x = \frac{I_x \cdot I_y}{I_y \cdot y} = \frac{21.43 \text{ cm}^4 \cdot 8.53 \text{ cm}^4}{8.53 \text{ cm}^4 \cdot 3 \text{ cm}} = 7.14 \text{ cm}^3 = 7.14 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$M_c = \phi \cdot S_x \cdot f_y = 0.95 \cdot (7.14 \times 10^{-6} \text{ m}^3) \cdot (250,000 \text{ KN/m}^2) = 1.69 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Verificación.

$$M_f < M_c$$

$$\underline{1.20 \text{ KN} \cdot \text{m} < 1.69 \text{ KN} \cdot \text{m}} \quad \text{OK}$$

3.6.7.5. Revisión del elemento más traccionado.- Se comprobó la capacidad de la sección.

Sección de 80x40x2 en mm, perfil costanera doble cajón soldado, soldadura discontinua.

Datos.

$T_f = 9.89 \text{ KN}$ axil de tracción

$\phi = 0.90$ factor de tracción LRFD

$f_y = 250 \text{ Mpa} = 250,000 \text{ KN/m}^2$

$A = 3.52 \text{ cm}^2 = 3.52 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ área bruta

Verificación que debe cumplir.

$$T_f < T_c$$

Calculo de la resistencia nominal a tracción de la sección.

$$T_c = \phi \cdot A \cdot f_y = 0.90 \cdot (3.52 \times 10^{-4} \text{ m}^2) \cdot (250,000 \text{ KN/m}^2) = 79.2 \text{ KN}$$

Verificación.

$$T_f < T_c$$

$$\underline{9.89KN < 79.2KN} \quad \text{OK}$$

3.6.7.6. Revisión del elemento más comprimido.- Se comprobó su capacidad.

Sección de 80x40x2.5 en mm, perfil costanera doble cajón soldado, soldadura discontinua.

Datos:

$N_f = 77.10 \text{ KN}$ axil de diseño	$\phi = 0.85$ coeficientes LRFD
$A_e = 4.34 \text{ cm}^2 = 4.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ área eficaz	$K = 1$
$f_y = 250 \text{ MPa} = 250,000 \text{ KN/m}^2$	$L = 0.52 \text{ m}$ longitud de la barra
$I_x = 42.39 \text{ cm}^4 = 4.23 \times 10^{-7} \text{ m}^4$	$A = 4.34 \text{ cm}^2 = 4.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ área neta
$E = 203,000 \text{ MPa} = 203,000,000 \text{ KN/m}^2$	

Verificación que debe cumplir.

$$N_f < N_c$$

Tención critica de pandeo

$$f_{cy} = \frac{\left(\pi \cdot \sqrt{\frac{I_x}{A}} \right)^2 \cdot E}{(K \cdot L)^2} = \frac{\left(\pi \cdot \sqrt{\frac{4.23 \times 10^{-7} \text{ m}^4}{4.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2}} \right)^2 \cdot (203,000,000 \text{ KN/m}^2)}{(1 \cdot 0.52 \text{ m})^2} = 7,221,704.83 \text{ KN/m}^2$$

Calculo de resistencia nominal a compresión.

$$N_c = \phi \cdot A_c \cdot 0.658^{\frac{f_y}{f_{cy}}} \cdot f_y$$

$$N_c = 0.85 \cdot (4.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2) \cdot \left(0.658^{\frac{250,000 \text{ KN/m}^2}{7,221,704.83 \text{ KN/m}^2}} \right) \cdot (250,000 \text{ KN/m}^2) = 90.89 \text{ KN}$$

Verificación.

$$N_f < N_c$$

$$\underline{77.10KN < 90.89KN} \quad \text{OK}$$

3.6.7.7. Revisión de losa de viguetas pretensadas.- Se comprobó la capacidad de la vigueta más solicitada y se determinó la carga máxima de servicio.

Datos:

$$\begin{aligned}
 M_d &= 21.32 \text{ KN}\cdot\text{m} & PP &= 215.57 \text{ kg/m}^2 = 2.155 \text{ KN/m}^2 \\
 L_{\text{vigüeta}} &= 4.8 \text{ m} & Q_{\text{viva}} &= 5 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Intereje} &= 0.60 \text{ m} & H &= 0.25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

El momento ultimo de diseño debe de ser menor al momento nominal.

$$M_d \leq \phi M_n$$

Se determinó el momento nominal para la vigüeta pretensada de SOBOCE-SOBOPRET VT60, para referencia del momento nominal ver ANEXO III:

$$\phi M_n = 22.58 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Se comprueba:

$$\underline{21.32 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq 22.58 \text{ KN}\cdot\text{m}} \quad \textbf{OK CUMPLE}$$

Determinación de la carga máxima:

Se usa la ecuación para momentos⁽¹⁹⁾ para encontrar el coeficiente de momento de la alineación de la vigüeta.

$$M_d = K \cdot (g + q) \cdot L^2$$

Se determina el coeficiente K.

$$K = \frac{M_d}{(g + q) \cdot L^2} = \frac{M_d}{(1.6 \cdot PP + 1.6 \cdot CM + 1.6 \cdot Q_{\text{viva}}) \cdot L^2}$$

$$\text{Carga peso propio} \quad 1.6 \cdot PP = 1.6 \cdot (0.60 \text{ m}) \cdot (2.155 \text{ KN/m}^2) = 2.0688 \text{ KN/m}$$

$$\text{Carga muerta} \quad 1.6 \cdot CM = 1.6 \cdot (0.60 \text{ m}) \cdot (0.83 \text{ KN/m}^2) = 0.7968 \text{ KN/m}$$

$$\text{Carga viva} \quad 1.6 \cdot Q_{\text{viva}} = 1.6 \cdot (0.60 \text{ m}) \cdot (5 \text{ KN/m}^2) = 4.8 \text{ KN/m}$$

$$K = \frac{21.32 \text{ KN}\cdot\text{m}}{(2.0688 \text{ KN/m} + 0.7968 \text{ KN/m} + 4.8 \text{ KN/m}) \cdot (4.8 \text{ m})^2} = 0.120714$$

Por linealidad se determina la carga máxima admisible para el momento comercial.

$$(g + q) = \frac{\phi M_n}{K \cdot L^2} = \frac{22.58 \text{ KN}\cdot\text{m}}{0.120714 \cdot (4.8 \text{ m})^2} = 8.1186 \text{ KN/m}$$

¹⁹ Comisión permanente (1987) Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

Según la combinación más desfavorable en estados límites últimos.

$$(g + q) = 1.6 \cdot PP + 1.6 \cdot CM + 1.6 \cdot Q_{viva}$$

$$Q_{viva} = \frac{(g + q) - 1.6 \cdot PP - 1.6 \cdot CM}{1.6} = \frac{8.1186 \text{ KN/m} - 2.0688 \text{ KN/m} - 0.7968 \text{ KN/m}}{1.6} = 3.2831 \text{ KN/m}$$

Se determina la carga máxima por metro cuadrado según el inter eje de viguetas.

$$Q_{viva} = \frac{3.2831 \text{ KN/m}}{0.60 \text{ m}} = 5.4718 \text{ KN/m}^2$$

$Q_{viva \text{ maxima}} = 5.47 \text{ KN/m}^2$

3.6.7.8. Revisión de la rampa.- Se verifico el momento último de la sección en E.L.U. y se determinó la capacidad de carga máxima de servicio en la viga más solicitada de la rampa.

Datos:

$M_d = 40.65 \text{ KN.m}$	$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$	$\gamma_c = 1.50$
$h = 0.40 \text{ m}$	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$
$d = 0.363 \text{ m}$	$f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14,000 \text{ KN/m}^2$	
$b = 0.20 \text{ m}$	$f_{yd} = 500 \text{ MPa} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa} = 434,782.609 \text{ KN/m}^2$	
$L = 4.85 \text{ metros (longitud)}$	$A_s = 3\phi 12$	

Se determina la capacidad mecánica de la sección.

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 3\phi 12 = 147.5 \text{ KN}$$

Se determina la cuantía mecánica y el momento reducido último.

$$\omega = \frac{U}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{147.5 \text{ KN}}{0.20 \text{ m} \cdot (0.363 \text{ m}) \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2)} = 0.1451 \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{\mu = 0.1321}}$$

Se determina el momento ultimo máximo y se comprueba la sección.

$$M_u = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.1321 \cdot (0.20 \text{ m}) \cdot (0.363 \text{ m})^2 \cdot (14,000 \text{ KN/m}^2) = 48.74 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_d < M_u \quad \Rightarrow \quad 40.65 \text{ KN} \cdot \text{m} < 48.74 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

Determinación de la carga máxima:

Se determinaron las cargas actuantes sobre la viga, por hipótesis de carga sin mayorar. (para comprobación y obtención de estos datos ver ANEXO III).

$$PP = 8.16 \text{ KN/m} \quad CM = 8.24 \text{ KN/m} \quad Q_{viva} = 3.83 \text{ KN/m}$$

Se usa la ecuación para momentos de⁽²⁰⁾, para encontrar el coeficiente de momento de carga distribuida de la viga.

$$M_d = K \cdot (g + q) \cdot L^2$$

Se determina el coeficiente.

$$K = \frac{M_d}{(g + q) \cdot L^2} = \frac{M_d}{(1.6 \cdot PP + 1.6 \cdot CM + 1.6 \cdot Q_{viva}) \cdot L^2}$$

$$K = \frac{40.65 \text{ KN} \cdot \text{m}}{(1.6 \cdot (8.16 \text{ KN/m}) + 1.6 \cdot (8.24 \text{ KN/m}) + 1.6 \cdot (3.83 \text{ KN/m})) \cdot (4.85 \text{ m})^2} = 0.05339$$

Por linealidad se determina la carga máxima admisible para el momento último.

$$(g + q) = \frac{M_u}{K \cdot L^2} = \frac{48.74 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.05339 \cdot (4.85 \text{ m})^2} = 38.8098 \text{ KN/m}$$

Según la combinación más desfavorable en estados limites últimos.

$$(g + q) = 1.6 \cdot PP + 1.6 \cdot CM + 1.6 \cdot Q_{viva}$$

$$Q_{viva} = \frac{(g + q) - 1.6 \cdot PP - 1.6 \cdot CM}{1.6} = \frac{38.8098 \text{ KN/m} - 1.6 \cdot (8.16 \text{ KN/m}) - 1.6 \cdot (8.24 \text{ KN/m})}{1.6}$$

$$Q_{viva} = 7.8561 \text{ KN/m}$$

Se determina la carga máxima por metro cuadrado según el ancho tributario de la viga.

$$Q_{viva} = \frac{7.8561 \text{ KN/m}}{1.05 \text{ m}} = 7.48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{viva \text{ maxima}} = 7.48 \text{ KN/m}^2$$

3.6.8. Comparación de los resultados.- Se procederá al análisis comparativo del diseño manual y de los resultados obtenidos con el software CYPECAD 2017.

²⁰ Comisión permanente (1987) Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

TABLA 3.16
Comparación de resultados del cálculo de la Viga en E.L.U.

Flexión positivos (Centro)		
Concepto	(Método parábola-rec.)	CYPECAD (2017)
Dimensiones	0,30 m x 0,65 m x 7.6 m	
Área de acero nec.	14.54 cm²	14.52 cm²
Armado	5φ20	5φ20
Flexión negativos (Izquierda)		
Concepto	(Método parábola-rec.)	CYPECAD (2017)
Dimensiones	0,30 m x 0,65 m x 7.6 m	
Área de acero nec.	10.93 cm²	10.81 cm²
Armado	2φ12 + 3φ20	2φ12 + 3φ20
Flexión negativos (Derecha)		
Concepto	(Método parábola-rec.)	CYPECAD (2017)
Dimensiones	0,30 m x 0,65 m x 7.6 m	
Área de acero nec.	12.42 cm²	12.18 cm²
Armado	2φ12 + 2φ16 + 2φ20	2φ12 + 2φ16 + 2φ20
Cortante (Izquierda)		
Concepto	(J. Montoya – CBH87)	CYPECAD (2017)
Dimensiones	0,30 m x 0,65 m x 7.6 m	
Área de acero nec.	6.70 cm²/m	6.70 cm²/m
Armado	Estribos φ8 c/15 cm	Estribos φ8 c/15 cm
Cortante (Derecha)		
Concepto	(J. Montoya – CBH87)	CYPECAD (2017)
Dimensiones	0,30 m x 0,65 m x 7.6 m	
Área de acero nec.	6.70 cm²/m	6.70 cm²/m
Armado	Estribos φ8 c/15 cm	Estribos φ8 c/15 cm

Fuente: elaboración propia

TABLA 3.17
Comparación de resultados de cálculo de la Columna en E.L.U.

Flexión compuesta		
Concepto	D.I. J. Montoya-CBH 87	CYPECAD (2017)
Dimensiones	0,40 m x 0,40 m x 3.85 m	
Área de aceros nec.	36.06 cm²	36.49 cm²
Armado	12φ20	12φ20
Estribos		
Concepto	Calculo manual (CBH-87)	CYPECAD (2017)
Dimensiones	0,40 m x 0,40 m x 3.85 m	
Área de aceros	3.39 cm²/m	3.39 cm²/m
Armado	φ6 c/20 cm	φ6 c/20 cm

Fuente: elaboración propia

TABLA 3.18
Comparación de resultados del cálculo de la Zapata en E.L.U.

Flexión lado X e Y		
Concepto	(J. Montoya – CBH 87)	CYPECAD (2017)
Dimensiones	1.90 m x 1.90 m x 0,40 m	
Área de aceros	15.84 cm²	17.29 cm²
Armado	9φ16 c/20 cm	9φ16 c/20 cm
Cortante lado X e Y		
Concepto	Calculo manual (CBH-87)	CYPECAD (2017)
Dimensiones	1.90 m x 1.90 m x 0,40 m	
Área de aceros	No requiere	No requiere
Armado	No requiere	No requiere

Fuente: elaboración propia

3.7. Especificaciones técnicas

Para referencia de las especificaciones técnicas consultar ANEXO V.

3.8. Costo total de la obra

El costo total de la obra gruesa, con los precios referenciales actuales es de:

Costo = 4.872,368.64 Bs

Para más detalle véase los ANEXO VI y ANEXO VII.

3.9 Cronograma de ejecución de la obra

Para la ejecución de la obra se realizó un análisis de ruta crítica PERT.

Plazo de ejecución = 291 días calendario

Para más detalle véase el ANEXO IX.

CAPITULO IV

4. APORTE ACADEMICO - APLICACIÓN Y COMPARACION TECNICO ECONOMICO DEL MODULO DE BALASTO EN ZAPATAS AISLADAS

En el análisis y diseño de cimentaciones con interacción suelo estructura, se considera la cimentación apoyada sobre un suelo elástico, de acuerdo al modelo de Winkler, basado en una constante de proporcionalidad entre fuerzas y desplazamientos, cuyo valor es el módulo de balasto.

4.1. Determinación del módulo de balasto

Para determinar el módulo de balasto se utilizó el método aproximado de placa de 30cmx30cm para suelos arenosos de Terzaghi, el método de propiedades elásticas de Vesic y el de la correlación entre el esfuerzo admisible y el módulo de balasto del Ing. Nelson Morrison de CSI Morrison & Morrison ingenieros. Los anchos “B” de análisis de todas las zapatas son:

TABLA 4.1.
Ancho “B” de zapatas para el análisis del módulo de balasto

Ancho de zapata B (m)	Zapatas
1.10	C58, C59, C60, C70, C71, C72, C73, C74, C75
1.20	C54, C55, C7-C8
1.25	C1, C2, C3, C4, C5, C6, C9, C10, C11, C12, C14, C15, C28, C76, C77, C78, C79, C80, C81, C89
1.30	C13, C61, C64, C65, C68, C82-C83
1.35	C51, C63, C84, C85, C86, C87, C88
1.40	C21-C22, C38, C39, C47
1.45	C37
1.50	C17, C18, C19, C20, C26, C29, C33, C35-C36, C42, C44, C49-C50, C53, C66, C67, C69, C56-C57, C62
1.55	C24, C25, C27, C40, C43
1.60	C16, C23
1.65	C30
1.70	C34
1.75	C31, C32, C41
1.80	C52
1.85	C46
1.90	C45, C48

Fuente: Elaboración propia

4.1.1. Método aproximado de placa.- De la tabla 6.2⁽²¹⁾, para una arena de media a densa se tiene el valor de $k_{0.30} = 125 \text{ MN/m}^3 = 125,000 \text{ KN/m}^3$.

TABLA 4.2.
Módulo de balasto k con el método aproximado de placa

Ancho de zapata B (m)	Módulo de balasto k (KN/m ³) $k = k_{0.30} \cdot \left(\frac{B + 0.3}{2 \cdot B} \right)^2$
1.10	50,619.834
1.20	48,828.125
1.25	48,050.000
1.30	47,337.278
1.35	46,682.098
1.40	46,077.806
1.45	45,518.727
1.50	45,000.000
1.55	44,517.429
1.60	44,067.382
1.65	43,646.694
1.70	43,252.595
1.75	42,882.653
1.80	42,534.722
1.85	42,206.902
1.90	41,897.506

Fuente: Elaboración propia

Se realiza el ajuste para zapatas rectangulares.

TABLA 4.3.
Ajuste del módulo de balasto k para zapatas rectangulares

Zapatas	Dimensiones $B \times L$ (m)	Módulo de balasto k (KN/m ³) $k = \frac{k_{B \times B} \cdot \left(1 + 0.5 \frac{B}{L} \right)}{1.5}$
C7-C8	1.20x1.60	44,759.114
C82-C83	1.30x1.70	43,624.550
C21-C22	1.40x1.80	42,664.635
C35-C36, C49-C50, C56-C57	1.50x1.90	41,842.105

Fuente: Elaboración propia

²¹ Braja Das (2012) “Fundamentos de ingeniería de cimentación” 7ma edición

El valor promedio del módulo de balasto con el método aproximado de placa es:

$$k = 44,800.508 \text{ KN/m}^3$$

4.1.2. Método de propiedades elásticas.- De la tabla 2.8⁽²²⁾, para una arena densa $E_s = 50,000 \text{ KN/m}^2$. De la tabla 2.7⁽²³⁾, para suelos arenosos $\mu_s = 0.35$.

TABLA 4.4.
Módulo de balasto k con el método de propiedades elásticas

Ancho de zapata B (m)	Módulo de balasto k (KN/m ³) $k = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu_s^2)}$
1.10	51,800.051
1.20	47,483.380
1.25	45,584.045
1.30	43,830.813
1.35	42,207.449
1.40	40,700.040
1.45	39,296.591
1.50	37,986.704
1.55	36,761.327
1.65	34,533.367
1.70	33,517.680
1.75	32,560.032
1.80	31,655.587
1.85	30,800.030
1.90	29,989.503

Fuente: Elaboración propia

Como este método no requiere de ajuste se realiza el valor promedio con los datos de las zapatas con anchos B .

El valor promedio del módulo de balasto con el método de propiedades elásticas es:

$$k = 38,394.946 \text{ KN/m}^3$$

²² Joseph E. Bowles (1997) "Foundation analysis and design" 5ta edición

²³ Joseph E. Bowles (1997) "Foundation analysis and design" 5ta edición

4.1.3. Método de correlación con el esfuerzo admisible.- En este método el módulo de balasto fue determinado para todas las cimentaciones.

De tabla de la tesis de maestría “Interacción suelo-estructuras semi-espacio de Winkler” 1993 del Ing. Nelson Morrison, que es un trabajo recopilatorio de varios autores destacados, como Therzagui.

$$\sigma_{adm} = 2.2 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad k = 4.40 \text{ kg/cm}^3$$
$$\underline{\underline{k = 44,000 \text{ KN/m}^3}}$$

Este procedimiento es el utilizado y recomendado por la empresa CSI que es la empresa que desarrollo los softwares ETABS, SAP2000, SAFE, CSI BRIDGE y con la que se diseñan estructuras con losas de fundación y de gran envergadura.

4.1.4. Módulo de balasto.- En los 3 métodos los resultados son bastante cercanos, además comparando los resultados con los valores referenciales del módulo de balasto de tablas de referencia, como la tabla 9.1⁽²⁴⁾ los valores para arena limosa media a densa esta entre 24,000 KN/m³ a 48,000 KN/m³, y en función del esfuerzo admisible del suelo para 220 KN/m² los valores están entre 24,000 KN/m³ a 48,000 KN/m³, y en la tabla 23.4⁽²⁵⁾ los valores para arenas de densidad media a alta es de 40,000 KN/m³ a 160,000 KN/m³, confirmando que los resultados están dentro de los rangos adecuados.

Al evaluar los resultados de los tres métodos, se puede mencionar que los dos primeros dependen de las dimensiones de las zapatas, estas dimensiones son el resultado del análisis de distribución lineal de esfuerzos, empleando el esfuerzo admisible determinado en el estudio de suelos mediante la prueba SPT, y el tercer método es más directo, tomando el valor del esfuerzo admisible del suelo, mismo con el cual se determinaron las dimensiones de las zapatas, y como los valores están dentro del rango se decidió tomar como módulo de balasto para el diseño.

$k = 44,000 \text{ KN/m}^3$

²⁴ Joseph E. Bowles (1997) “Foundation analysis and design” 5ta edición

²⁵ Jiménez Montoya (2001) “Hormigón armado” 14va edición

4.2. Diseño de zapatas aisladas con interacción suelo estructura.

Para realizar el modelamiento de zapatas aisladas con módulo de balasto, en el software CYPECAD, es necesario introducirlas como losas de cimentación para un solo pilar, para lograr esto los pilares se modificaron sin vinculación exterior y se dibujan las zapatas con ayuda de vigas de zuncho no estructural, en este diseño solo se modificó las zapatas en su forma de análisis, el resto de la estructura permanecerá igual al diseño original en sus secciones de los elementos y armaduras, incluidas las mismas zapatas.

4.2.1. Dimensiones de las zapatas.- Las dimensiones para el diseño de zapatas aisladas con módulo de balasto fueron la mismas que el diseño original.



Figura 4.1. Datos para zapatas con módulo de balasto (fuente: CYPECAD 2017)

4.2.2. Armadura de refuerzo.- Las armaduras de refuerzo para el diseño de zapatas aisladas con módulo de balasto fueron las mismas que el diseño original, pero estas fueron introducidas como armadura base y consecuentemente al tratarse de losas de cimentación se requería una parrilla superior, por lo que se asignó una armadura mínima, en este caso sería $\phi 10$ c/20 cm, para ambas direcciones, y también fue introducida como armado base.

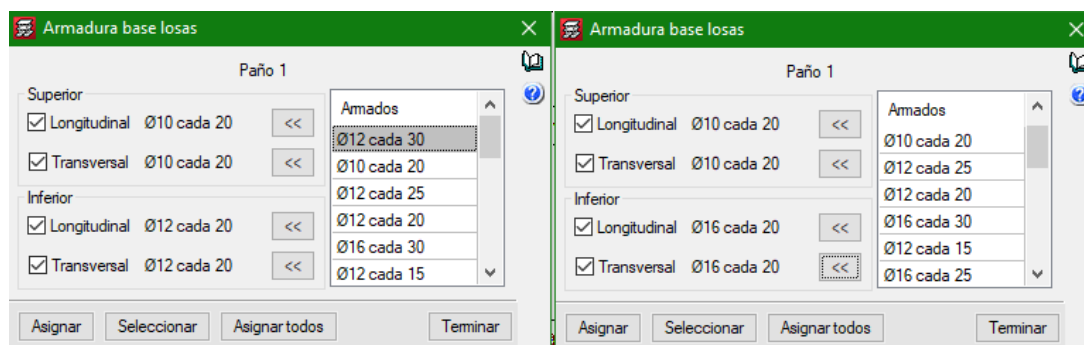


Figura 4.2. Armadura para zapatas con módulo de balasto (fuente: CYPECAD 2017)

En la figura anterior se puede distinguir 2 clases de armado que es el mismo que se tiene en el diseño original de zapatas comunes, o para mayor entendimiento el diseño de zapatas aisladas del diseño original utilizo el método de distribución lineal de tensiones.

4.3. Análisis técnico.

4.3.1. Análisis de tensiones sobre el terreno.- Para este análisis comparativo se tomó en cuenta la zapata C48 donde existe puntos que superan el esfuerzo admisible del suelo, se realizaron 2 análisis, cuando la zapata estaba sin corregir y después de su corrección.

Al verificar la zapata se puede notar que no posee momento en el eje X por lo que se trataría de una distribución lineal en forma trapecial.

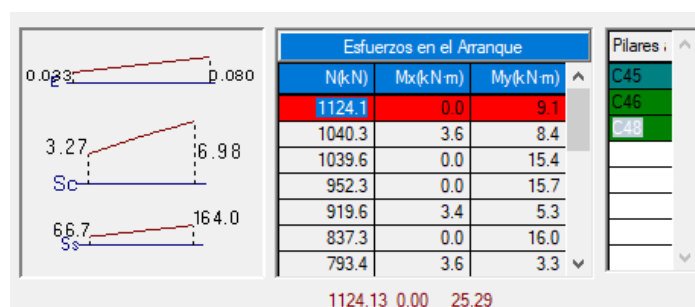


Figura 4.3. Esfuerzos en el arranque de C48 (fuente: CYPECAD 2017)

La comprobación de la distribución lineal de tensiones se presenta en la siguiente tabla.

TABLA 4.5.
Comprobación de tensiones sobre el terreno zapata C48

Referencia: C48		
Dimensiones: 190 x 190 x 40		
Armados: Xi:Ø16c/20 Yi:Ø16c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno:		
<i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.22 MPa Calculado: 0.209934 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.274974 MPa Calculado: 0.213269 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.274974 MPa Calculado: 0.223472 MPa	Cumple

Fuente: CYPECAD 2017

Se puede apreciar que la máxima tensión calculada por el método de distribución lineal de tensiones es para las situaciones persistentes con viento, entonces el esfuerzo de tensión media corresponde a esta situación persistente, puede deducir fácilmente el esfuerzo mínimo, que, aunque no es relevante, nos servirá para graficar la distribución de tensiones, la tensión media es $\sigma_{med} = 0.209MPa$.

Además, se debe de cumplir que la máxima tensión calculada no supere 1.25% del esfuerzo admisible.

$$\sigma_{max} \leq 1.25 \cdot \sigma_{adm}$$

Al verificar la tabla 4.5 se puede ver que $1.25 \cdot \sigma_{adm} = 1.25 \cdot 0.22MPa = 0.275MPa$ el cuál es el máximo para ambas situaciones persistentes con o sin viento. Y se verifica que las tensiones máximas calculadas no superan el $1.25 \cdot \sigma_{adm}$.

Finalmente se hace la comparación entre el método de distribución lineal de tensiones y el método del módulo de balasto.

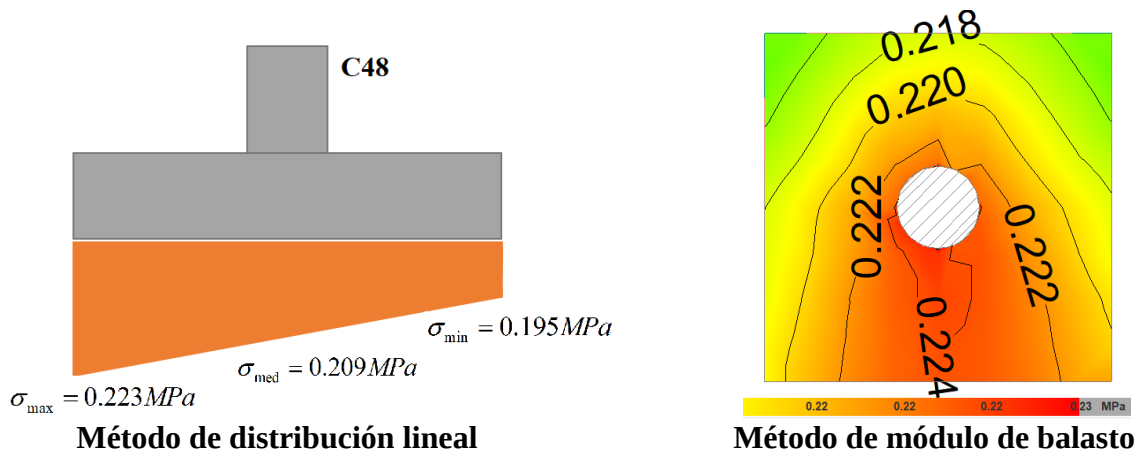


Figura 4.4. Distribución de tensiones del terreno de C48 (fuente: CYPECAD 2017)

La diferencia es notable el primer método hace una simplificación en la determinación de esfuerzos y su distribución es lineal mientras que el segundo su distribución es no lineal y se analiza sobre un emparillado en donde se calcula las deflexiones en cada nudo, para luego multiplicarlo por el módulo de balasto y encontrar los esfuerzos correspondientes, también se puede notar que las tensiones no superan por mucho a la admisible, al contrario que en el

método de distribución lineal donde se toleran las máximas tensiones encontradas siempre y cuando no superen al $1.25 \cdot \sigma_{adm}$.

Luego de realizadas las correcciones se vuelven a comparar los métodos.

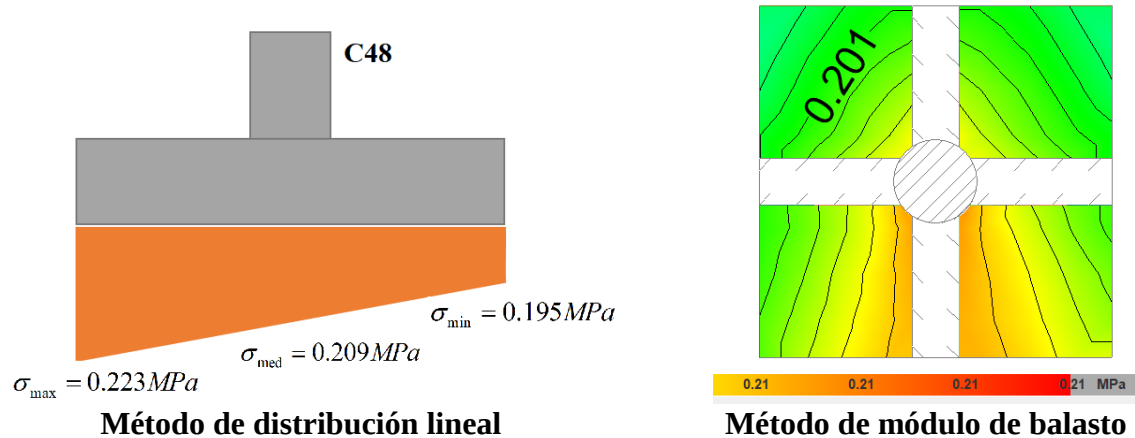


Figura 4.5. Distribución de tensiones del terreno de C48 (fuente: CYPECAD 2017)

Al introducir vigas de cimentación se rigidiza la losa y se redistribuyen las tensiones en el terreno. Y ahora se puede notar que la máxima tensión sobre el terreno con el método del módulo de balasto es casi igual a la tensión media del método de distribución lineal.

4.3.2. Análisis de asentamientos.- Es evidente que en el método de distribución lineal no se toman en cuenta los asentamientos de las zapatas y se considera a las cimentaciones con una rigidez sumamente elevada, con el fin de simular un apoyo empotrado. Pero se verificarán los asentamientos en zapatas con módulo de balasto.

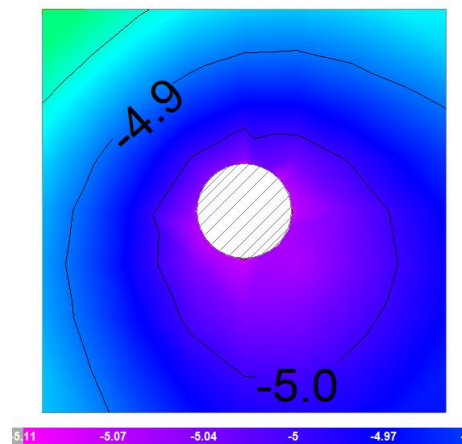


Figura 4.6. Asentamientos en (mm) de la zapata C48 (fuente: CYPECAD 2017)

El máximo asentamiento es de alrededor 5.11mm que está por debajo del asentamiento admisible de 2cm para mampostería y de 4cm para estructuras de hormigón, que menciona la norma CHB 87.

Se verifican los asentamientos de la zapata corregida con vigas de cimentación.

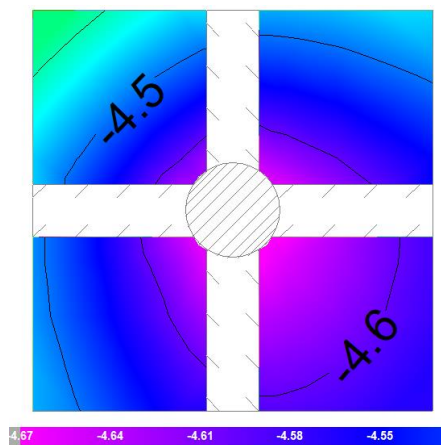


Figura 4.7. Asentamientos en (mm) de la zapata C48 (fuente: CYPECAD 2017)

Ahora los asentamientos se han reducido, el valor máximo aproximado es de 4.67mm, que sigue estando muy por debajo del admisible.

4.3.3. Análisis de la estructura en general.- Se realizó la comparación de esfuerzos internos entre el diseño con zapatas normales y el diseño de zapatas con módulo de balasto.

Como ejemplo se toma la zapata C48, momento en el eje Y para zapatas diseñadas con el método de distribución lineal de tensiones.

**TABLA 4.6.
Momentos de diseño zapata C48**

Referencia: C48		
Dimensiones: 190 x 190 x 40		
Armados: Xi:Ø16c/20 Yi:Ø16c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Flexión en la zapata:		
-En dirección X:	Momento: 185.96 kN·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 191.77 kN·m	Cumple

Fuente: CYPECAD 2017

Para el diseño con módulo de balasto se tiene.

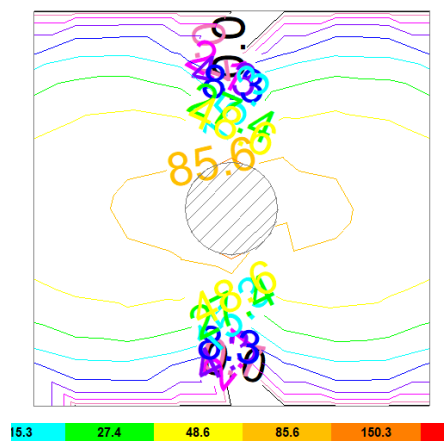
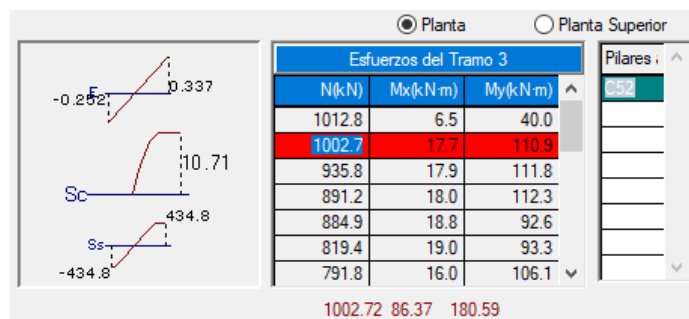


Figura 4.8. Momento en Y de la zapata C48 (fuente: CYPECAD 2017)

El momento máximo Y del diseño con módulo de balasto es la media entre 85.6KN.m/m y 150.3KN.m/m. que multiplicado por el ancho de zapata de 1.90m resulta 224.10KN.m, que es mayor a 191.77KN.m del método lineal.

Para el análisis de la columna se tomó como ejemplo C52.



Esfuerzos de la columna C52 con zapatas con distribución lineal

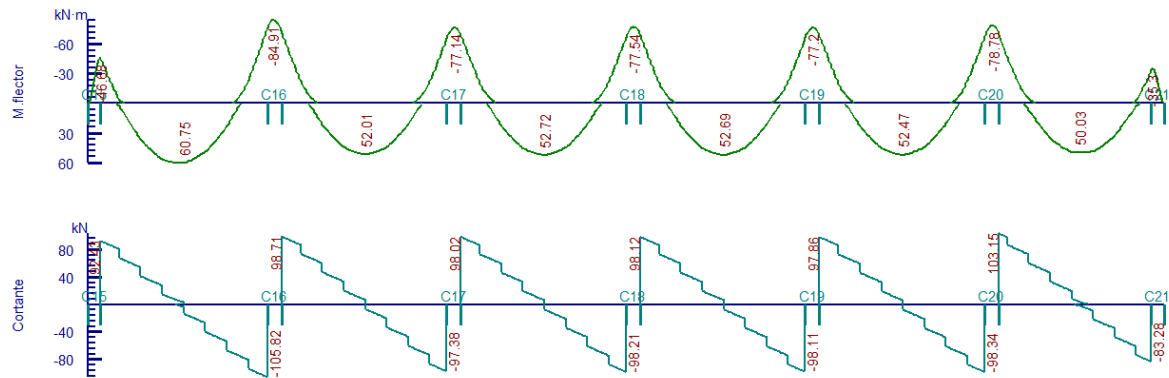


Esfuerzos de la columna C52 con zapatas con módulo de balasto

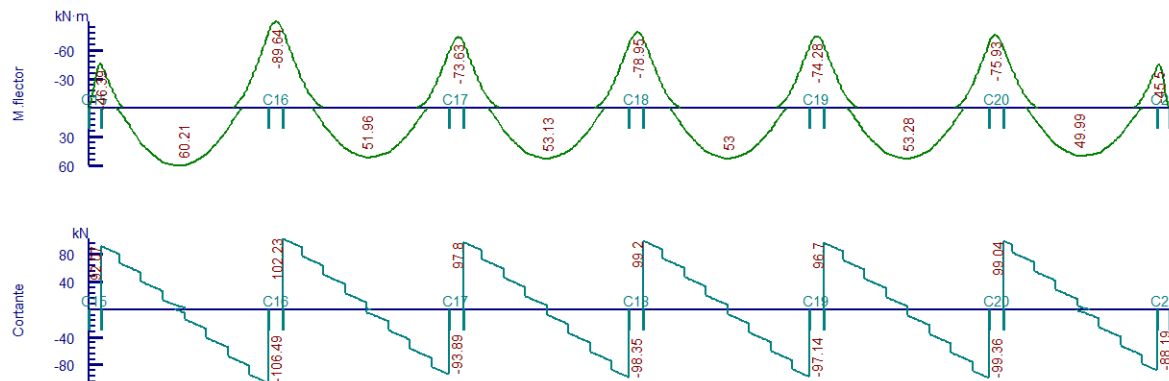
Figura 4.9. Esfuerzos de la columna C52 (fuente: CYPECAD 2017)

Aunque los esfuerzos no varían mucho se puede notar que el momento en Y aumento 10KN aproximadamente.

Para el análisis de vigas se tomó como ejemplo al pórtico 3 de la 1ra losa.



Momentos y cortantes del pórtico 3 1ra losa con zapatas con distribución lineal



Momentos y cortantes del pórtico 3 1ra losa con zapatas con módulo de balasto

Figura 4.10. M y V del pórtico 3 1ra losa (fuente: CYPECAD 2017)

En esta comparación se puede apreciar la diferencia en la envolvente de momentos, los asentamientos ocasionan que se incrementen o disminuyan.

Finalmente se comprueba la necesidad de la parrilla superior de las zapatas aisladas diseñadas con módulo de balasto, como se mencionó al principio para el modelado de zapatas aisladas con módulo de balasto se debe de introducirlas como losas de cimentación pero para un solo pilar, al hacer esto se puede realizar el análisis requerido, pero también se obliga la introducción de una parrilla superior, y se analizó la necesidad de esta parrilla verificando la cuantía superior de cálculo, como ejemplo se usara a la zapata C48.

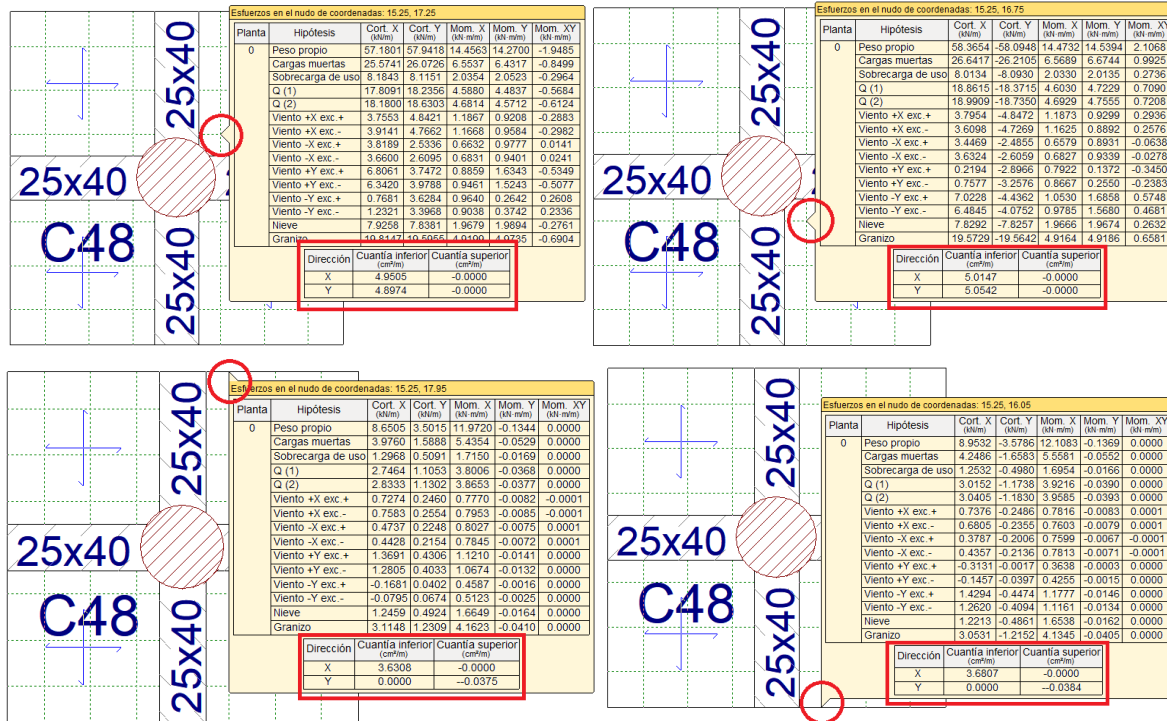


Figura 4.11. Cuantías superiores en la zapata C48 (fuente: CYPECAD 2017)

Finalmente se puede hacer mención que la parrilla superior solo es necesaria en los extremos y que en la mayor parte de la zapata no se requiere armadura superior, pero por normativa se tiene que colocar, en nuestro caso se colocó un armado superior de $\phi 10$ c/20cm en ambas direcciones.

Esta es la mayor diferencia entre los dos métodos de diseño, en el diseño de distribución lineal de tensiones, se considera innecesaria la parrilla superior y en el método del módulo de balasto se introduce un armado superior por norma, aunque no se requiera.

4.4. Análisis económico

En este análisis se comparan los precios totales de los dos diseños, el de zapatas con distribución lineal de tensiones o diseño común y el de zapatas con módulo de balasto o diseño con interacción suelo estructura, para saber cuál es la más económica y cuál es la diferencia de precios entre la más económica y la más costosa. La comparación se muestra en la siguiente tabla.

TABLA 4.7.
Comparación de costos

Diseño con zapatas con distribución lineal	4,872,368.64 Bs
Diseño con zapatas con módulo de balasto	4,908,087.46 Bs

Fuente: elaboración propia

Se puede ver que el diseño de zapatas con módulo de balasto es más elevado, llegando a tener una diferencia de **35,718.82 Bs**, esta diferencia es producto del incremento del acero, pero como se puede notar es apenas el 0.73% del monto total del diseño con zapatas comunes, entonces como resultado se puede decir que, aunque es más costoso el modelo con zapatas con módulo de balasto es aceptable y por esta razón es una alternativa viable.

4.5. Conclusión del análisis técnico económico

Técnicamente el diseño de zapatas con módulo de balasto es un poco más realista ya que toma en cuenta los asentamientos en las cimentaciones provocados por el peso de cada pilar y realiza una distribución de presiones no lineal haciendo muy evidente que las tensiones del suelo debajo de la zapata son más elevadas justo debajo del pilar o en función de los momentos flectores que actúan sobre la zapata, además que se pudo comprobar que estos asentamientos que aunque estén dentro de lo admisible hacen que se requiera más refuerzo en algunas zonas, además que se requiere de una armadura superior en las zapatas.

En cuanto a lo económico se puede decir que el sobre precio que tiene el diseño de zapatas con módulo de balasto es aceptable, ya que solo es superior en un 0.73% del monto total.

Finalmente se recomienda que el proyecto sea construido con el diseño de zapatas con módulo de balasto, por mayor seguridad y también porque es asequible. Para ello la entidad ejecutora deberá utilizar los planos del aporte académico conjuntamente con los estructurales.

CAPITULO V

5.1. CONCLUSIONES:

Se concluye que:

- Se logró realizar el diseño estructural del edificio “Terminal de buses de San Lorenzo”.
- La topografía del terreno no presenta erosiones si un poco de desnivel de relevancia media, se presenta escasa vegetación como son eucaliptos y churquis.
- El suelo de fundación es adecuado para cimentaciones superficiales y no necesita de tratamiento especial ni de adecuaciones.
- Junto a la norma de hormigón armado, se tomaron en cuenta las normas NB 1225002 de cargas, NB1225003 de carga de viento y la norma AISI S100 de acero conformado en frio además se tomó en cuenta la guía de cargas meteorológicas del Ing. Patrick Putnam.
- Los resultados del cálculo manual y los del CYPECAD, no varían en gran medida siendo valores cercanos, lo que demuestra un rango de seguridad mayor.
- Los precios unitarios y el costo total de la obra fueron evaluados solo para el diseño estructural y obra gruesa, no se tomaron en cuenta la obra fina, las instalaciones sanitarias, eléctricas y de gas.
- El cronograma de ejecución de la obra está estimado para un contingente mínimo de trabajadores por actividad, tomando en cuenta los días calendario.
- Las especificaciones técnicas son las adecuadas y deberán ser respetadas durante la construcción para que el diseño sea eficaz.
- La obra será construida con el diseño de zapatas aisladas con interacción suelo estructura o módulo de balasto, para esto se debe de utilizar conjuntamente los planos estructurales y los planos del aporte académico y construir las piezas que están en los planos del aporte académico reemplazado a los originales, pero solo las piezas que estén en los planos del aporte académico.
- Se realizó los planos estructurales detalladamente de acuerdo las solicitudes de cada elemento de la edificación se muestra en los (ANEXOS IX y X)

5.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda:

- Que para suelos de una mayor compresibilidad como ser arcillas se deba de realizar el diseño de zapatas con el método de módulo de balasto.
- Que en suelos con gran cantidad de humedad o nivel freático se realice el diseño de zapatas aisladas con el método del módulo de balasto, ya que estos suelos tienden a tener más asentamientos.
- Si en el diseño se dispone de zapatas flexibles, su diseño y comprobación sea con el método del módulo de balasto, porque al ser flexible también repercutirá en el asentamiento, que será mucho mayor además de que sea muy probable que el esfuerzo admisible del suelo sea sobre pasado, y esto se debe de verificar.
- Que para estructuras de mayor cantidad de pisos o con cargas relativamente muy elevadas y si se determina que las fundaciones sean de zapatas aisladas se realice el diseño con el método del módulo de balasto.
- Que las dimensiones de las vigas de hormigón armado cumplan con el dominio 3 de deformación, para que los materiales trabajen eficazmente.
- La comprobación y revisión de los volúmenes calculados por el software CYPECAD, debiendo revisar y corregir volúmenes en nudos de columnas y vigas.
- Controlar la cantidad de personal mínimo que trabajara en la obra desde su inicio hasta su final, para que el plazo de ejecución sea cumplido con satisfacción, debiendo verificar que el número mínimo de trabajadores sea 15 en todo momento.
- Que las especificaciones técnicas se cumplan para que el diseño sea eficaz.
- La verificación de las estructuras, debiendo determinar si esta es traslacional o intraslacional según la norma boliviana de hormigón armado (CBH-87).
- La ejecución del proyecto debe seguir la normativa, especificaciones, control de ejecución, equipos adecuados, todo lo necesario y óptimo para un buen desarrollo del proyecto.